

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

DEPRTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE LA DIGUE DU
BARRAGE IRDJANA (W.JIJEL)**

Présenté par :

M^r BENBEKHMA ABDERRAZZAK

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r B. BENLAOUKLI	M C. B	Président
M^r A. ZERAOUL	M A. B	Examineur
M^{me} N. SAIL	M A. A	Examinatrice
M^{me} S. BERBECHE	M A. A	Examinatrice
M^r A. HADJ SADOK	M C. B	Promoteur

Octobre 2012

Dédicace :

Ce travail est dédié à mes parents, qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études. Sans eux, je n'aurais certainement pas fait d'études.

Ce travail représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués tout au long de ma scolarité.

Je le dédie également à

Mes frères : Abdelkrim, Khaled et Haider.

Mes sœurs : Nadia, Aziza et Sonia.

Mes neveux et mes nièces : Manel, Mohssine, Lilia, Rabah, Mofida, Meriem et Islam.

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

Remerciements

Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin, qui m'a armé de courage pour achever mes études et qui m'a fourni le courage, la capacité et la patience pour réaliser ce modeste travail avec toutes ses difficultés et ses obstacles.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

Je voudrais remercier spécialement mon encadreur Monsieur A. HADJ SADOK, Maître de conférences à l'ENSH, pour avoir assuré de manière agréable le suivi quotidien de mon travail et pour m'avoir fait profiter de son expérience. Ses compétences scientifiques, ses conseils et sa qualité humaine ont permis de réaliser ce travail dans un climat très favorable. Sa disponibilité ainsi que ses conseils ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.

Un merci particulier à Monsieur Abdelmadjid BOUFEKANE pour la qualité de sa collaboration, notamment dans la finalisation des planches.

Mon respect s'adresse aux membres de jury : Mr B. BENLAOUKLI, Mr A. ZERAOUL, M^{me} N. SAIL et M^{me} S. BERBECHE. Qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je m'astreins à un devoir de reconnaissance à l'égard de tous les enseignants de l'E.N.S.H et particulièrement ceux et celles qui ont contribué à ma formation.

Je n'oublie pas non plus tous mes amis et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé. Je pense à Brahim, Chahine, Hamza, Djamel, Fouad, Redouane, Yousef, Bila

ملخص:

في إطار الاستراتيجية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية و ترقيتها، تعمل الدولة الجزائرية على تخزين أكبر كمية من المياه، لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة و بناء أكبر عدد ممكن من السدود والحوجز المائية. يتطلب ذلك الاهتمام بهذه المنشآت من حيث التقدير الدقيق لمتطلباتها الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملاحظاتها. وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتتناول دراسة تفصيلية لسد مائي على مستوى ولاية جيجل وبالتحديد على وادي يرجانه ببلدية العنصر.

الدراسة المعمقة لمختلف الجوانب (جيولوجية، هيدرولوجية وطبوغرافية)، مكنتنا من اختيار النموذج المناسب لإنجاز هذه المنشأة و دراسة ثباتها، أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح معمق و دقيق يتضمن مختلف الأطوار.

Résume :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètres-cube d'eau qui sont perdus (rejet en mer et pertes au niveau des frontières), l'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude d'APD de la digue d'un barrage dans la wilaya de JIJEL et principalement sur l'Oued IRDJANA.

L'étude approfondie des différentes phases (géologique, hydrologique et topographique) nous a permis de choisir la variante la plus adéquate pour cet ouvrage et de vérifier sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

In the context of the national strategy aimed to preserve water resources, the Algerian State aims to store the largest quantity of water. Therefore, The National Agency for dams and transfers study and build the largest possible number of dams and water embankments.

This requires attention to these installations in terms of accurate estimation of the engineering requirements and sites choice and the all accessories and surroundings study. Under that comes our dissertation to address the dams study in the IRDJANA Wade in JIJEL province.

The choice of the most adequate alternative to the dam insertion and his stability verification were made after a deepened study of the various phases (geology, hydrology and topography). For the realization we prepared an explanatory note containing the various stages of calculation

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Synthèse de l'étude de Faisabilité

Introduction	1
I.1 Situation géographique et topographique du site	1
I.2 Topographie du site de barrage	2
I.3 Géologie du site de barrage	2
I.3.1 Géologie régionale	2
I.3.2 Géologie de la cuvette	2
I.3.3 Géologie de l' Axe du barrage.....	4
I.4 Reconnaissance géologique et géotechnique	4
I.4.1 Les reconnaissances réalisées en phase d'étude de faisabilité	4
I.4.2 Les reconnaissances réalisées en phase d'étude d'APD	4
I.4.3 Sondage et piézomètres.....	4
I.4.4 Résultats des prélèvements (Essais au laboratoire)	5
I.4.5 Matériaux de constructions.....	5
1. Les alluvions	5
2. Les matériaux étanches	7
3. Réutilisation des matériaux de fouilles.....	8
4. Les enrochements.....	8
5. Agrégats à béton	8
I.4.6 Hydrogéologie et perméabilité	9
1. Caractéristiques hydrogéologiques	9
2. Perméabilité du site.....	9
3. Séismicité de la région	10
I.5 Hydrologie.....	12
I.5.1 Données climatologiques	12
1. Température.....	12
2. Evaporation	12
3. Humidité relative	12
4. Vent	12
5. Précipitation	12
6. Débit moyen	13
I.5.2 Crues de projet	13
I.5.3 Crue d chantier	13
I.5.4 Apports solides	13
I.5.5 Régularisation.....	14
I.6 Description générale du barrage	15
Conclusion	15

Chapitre II : Etude Hydrologique

Introduction	16
II.1 Le bassin versant.....	16
II.1.1 Caractéristiques physiques du bassin versant	16
II.1.2 Caractéristiques hydromorphologiques du bassin versant	16
1. Indice de compacité de gravelius « Kc »	16
2. Coefficient d'allongement	17
3. Rectangle équivalent ou Rectangle de Graveleuse	17

II.1.3 Hypsométrie du bassin versant	17
1. Répartition et courbes hypsométrique	17
2. Altitude médiane.....	18
3. L'altitude moyenne	18
II.1.4 Les indices	18
1. Indices de pente de ROCHE I_p	18
2. Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974).....	19
3. Indice de pente moyenne I_{pm}	19
4. Dénivelée spécifique	19
II.1.5 Caractéristique hydrographiques de bassin versant	20
1. Le réseau hydrographique	20
2. Densité de drainage	21
3. Temps de concentration du bassin versant t_c	21
4. Vitesse de ruissellement	21
II.2 Pluviométrie	22
II.2.1 Station et données disponibles	22
II.2.2 Répartition mensuelle de la pluie annuelle	22
II.2.3 Pluies maximales journalières	22
II.3 Choix de la loi d'ajustement	22
II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON	22
II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	24
II.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	25
II.5 Apport moyen annuel	25
II.5.1 Analogie avec la station de l'Oued Missa.....	25
II.5.2 La Station Hydrométrique	25
II.5.3 Caractéristiques de l'écoulement	28
1. Module de l'écoulement	28
2. Module de l'écoulement relatif	28
3. Lamme d'eau écoulée	28
4. Coefficient de l'écoulement	28
II.5.4 Les Apports fréquentiels.....	29
1. Ajustement de la série des apportes à la loi log -normale.....	29
2. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%	30
II.6 Apport solide et estimation du volume mort	30
II.6.1 Apport solide en suspension	31
II.6.2 Le transport solide par charriage	31
II.7 Etude de crues.....	32
II.7.1 Hydrogramme de crues	32
1. Pour le temps de montée	33
2. Pour la décro	33
II.7.2 Choix de la crue de projet	33
II.7.3 Choix de la crue de chantier	36
II.8 Régularisation.....	36
II.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80%	37
II.8.2 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »	37
II.8.3 Calcul du volume utile	38
II.8.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	38
II.8.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	40
II.8.6 Régularisation interannuelle	43

II.9 Laminage de crues	45
II.9.1 Méthode de Kochirine	45
1. Estimation de la charge au-dessus du déversoir	46
2. Conclusion.....	46
II.10 Etude d'optimisation	46
II.10.1 Revanche	49
II.10.2 Tassement.....	49
II.10.3 Largeur en crête	50
II.11.2 Calcul du coût total approximatif de la digue et de l'évacuateur de crues	50
II.11.1 Calcul du coût de la digue	51
II.11.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues	51
II.11.1 Coût total du barrage	53
Conclusion	53

Chapitre II : Etude des Variantes

Introduction	55
III.1 Choix du site de barrage	55
III.2 Dimensionnement du batardeau amont	55
III.2.1 Hauteur du batardeau amont	56
III.2.2 Largeur en crête du batardeau	56
III.2.3 Longueur du batardeau	56
III.2.2 Section transversal du batardeau	57
III.2.3 Volume du batardeau	57
III.1 Choix du site de barrage	57
III.4 Barrage en remblais	58
III.4.1 Avantages des barrages en remblais	58
III.4.2 Inconvénients des barrages en remblais	59
III.4.3 Variantes à choisir	59
1. Barrage en terre homogène	59
2. Barrage en terre zoné.....	59
3. Barrage en enrochement.....	59
III.5.1 Hauteur du barrage	60
1. Calcul de la revanche	60
2. Tassement.....	61
III.5.2 Largeur en crête.....	61
III.5.3 La longueur en crête.....	62
III.5.4 Pentes des talus.....	62
III.5.5 Bermes	62
III.5.6 Protection du talus	63
III.5.7 Etanchéité du barrage.....	64
1. Dimensionnement du masque en béton	64
2. Noyau	64
3. Drain	65
1. Dimensionnement du drain incliné	65
2. Dimensionnement Du Drain Tapis.....	66
III.6 Etude comparative	66
III.6.1 Calcul des volumes en terre	66
Conclusion	69

Chapitre III : Conception Détaillé de La Digue

Introduction	70
IV.1 Hauteur du barrage.....	70
IV.1.1 Niveau d'eau du barrage.....	70
IV.1.2 Revanche.....	70
IV.1.3 Tassement de la digue	70
IV.1.3 Cote en crête du barrage	70
IV.2 Conception de la crête	71
IV.2.1 Largeur en crête	71
IV.2.2 Longueur en crête	71
IV.3 Classification de l'ouvrage.....	71
IV.4 Les Bermes	72
IV.4.1 Talus amont	72
IV.4.2 Talus aval	72
IV.5 Les pentes du talus	72
IV.5.1 Protection des talus.....	73
1. Talus aval	73
2. Talus amont	73
IV.6 Etanchéité du barrage.....	75
IV.6.1 Choix du système d'étanchéité interne et de fondation	75
IV.6.2 Noyau argileux compacté.....	76
1. Dimensionnement du noyau	76
IV.6.3 La paroi moulée	78
1. Dimensionnement de la paroi moulée	78
IV.7 Drainage de la digue	78
IV.7.1 Constitution et fonctionnement des filtres et drains	79
1. Filtres	79
2. Drains	79
IV.7.2 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres	79
IV.7.3 Calcul des drains	79
1. Dimensionnement du drain incliné	80
2. Dimensionnement du drain tapis	80
IV.7.4 Calcul des Filtres	80
1. Filtres entre la recharge et le ripap de protection	81
2. Filtres entre le noyau et la recharges.....	82
IV.8 Protection de la crête et des bermes	84
Conclusion	87

Chapitre IV : Etude D'infiltration

Introduction	88
V.1 Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations	88
V.2 Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique dans les barrages en terre	88
V.3 Ligne de saturation	89
V.4 Calcul d'infiltration	91
V.4.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue	91
V.4.2 Calcul du débit de fuite à travers la fondation	91
V.4.3 Calcul du débit de fuite à travers le barrage (digue + fondation)	92

V.4.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	92
1. Dispositif d'étanchéité	92
2. fondation du barrage	93
Conclusion	94

Chapitre V : Etude de Stabilité

Introduction	95
VI.1 Conséquences de l'instabilité des talus	95
VI.2 Méthode de calcul	95
VI.2.1 Principe de la méthode	96
VI.2.2 les forces appliquées à chaque tranche	98
VI.2.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche	98
VI.2.4 Classement des forces	99
1. Les forces stabilisatrices.....	99
2. Les forces motrices	99
VI.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	100
A. Fin de construction (talus amont et aval)	101
B. Fonctionnement normale (talus aval)	101
C. Vidange rapide (talus amont)	101
Conclusion	102

Chapitre VI : Organisation de Chantier

Introduction	103
VII.1 Organisation technique de préparation	103
VII.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	103
VII.2.1 Installations destinées au personnel	104
VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux	104
VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	104
VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication	104
VII.3 Travaux de réalisation	104
VII.3.1 Travaux de terrassements	104
VII.3.2 Travaux d'excavations	104
VII.3.3 Travaux secondaires	105
VII.4 Les moyens de chantier	105
VII.5 Planification	106
VII.5.1 Définition	106
VII.5.2 Techniques de la planification	106
VII.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau	106
1. Définition du réseau	106
2. Construction du réseau	106
VII.5.2.2 Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique)	107
1. les paramètres de la méthode C.P.M	107
2. Chemin critique (C.C)	108
3. Attribution des durées de chaque opération	108
VII.6 Les plannings	108
VII.6.1 Plan du travail au plus tôt	108
VII.6.2 Plan de travail au plus tard (PTPP)	108
VII.7 Délai de construction et programme des travaux	109
VII.8 Symboles des différentes opérations	109

VII.9 Détermination du chemin critique	110
Conclusion.....	110

Chapitre VII : Avant Mètre et Devis Estimatif

Introduction	111
VIII.1 Estimation du corps de la digue	111
VIII.1.1 Estimation Volumes des Matériaux de Construction	111
1. Argiles (Noyau)	111
2. Alluvions	112
3. Protection en rip-rap	112
4. Filtres et drains	113
5. Transition	114
6. Bitume-Gravier	115
VII.2 Estimation du Cout de la digue	115
Conclusion.....	116

Conclusion générale

La liste des tableaux

Tableau I.01 : Sondages réalisés en phase d'APD.....	5
Tableau I.02 : Récapitulatifs des essais au laboratoire	6
Tableau I.03 : Profondeur de la nappe dans les sondages	9
Tableau I.04 : Perméabilité des alluvions	9
Tableau I.05 : Perméabilité des colluvions	10
Tableau I.06 : Coefficients d'accélération	11
Tableau I.07 : Les températures mensuelles calculées à la station d'El Milia.....	12
Tableau I.07 : L'évaporation réalisée à Zardezas et à Erraguene	12
Tableau I.09 : L'humidité moyenne relative de la station de cap Bougaroun	13
Tableau II.01: La répartition des surfaces en fonction des cotes.....	17
Tableau II.02 : Détermination de la pente M.Roche Ip.	19
Tableau II.03 : Le réseau hydrographique	20
Tableau II.04 : Station disponible.	22
Tableau II.05 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	22
Tableau II.06 : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton	23
Tableau II.07 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon	23
Tableau II.08 : Résultat de l'ajustement a la loi de GUMBEL	24
Tableau II.09 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon	24
Tableau II.10 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.	25
Tableau II.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station	25
Tableau II.12 : Pluies de courtes durées de différentes fréquences et intensités	26
Tableau II.13 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	28
Tableau II.14 : Résultat de l'ajustement a la loi log-normale.....	29
Tableau II.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon	30
Tableau II.16 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	30
Tableau II.17 : Récapitulatif de volume annuel moyen	31
Tableau II.18 : Débits fréquentielles calculés de la station	32
Tableau II.19 : Débits fréquentielles calculés du site	32
Tableau II.20 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ)	33
Tableau II.21 : Les valeurs de débits de crues en fonction de temps	34
Tableau II.22 : Crue de projet recommandée.....	36
Tableau II.23 : La répartition mensuelle de l'apport 80% et mensuelle des besoins	37
Tableau II.24 : Les valeurs caractéristiques de la courbe.....	37
Tableau II.25 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).....	39
Tableau II.26 : Les volumes des pertes dans la retenue	40
Tableau II.27 : Régularisation saisonnière avec pertes en (Mm^3).....	41
Tableau II.28 : Les volumes des pertes dans la retenue	42
Tableau II.29 : Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes en (Mm^3)	43
Tableau II.30 : Tableau de Radkovitch $r = f(M0)$	44
Tableau II.31 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue	47
Tableau II.32 : Récapitulatifs des résultats de calcul pour la revanche	49
Tableau II.33 : Variation de la hauteur du barrage en fonction de la charge déversante	50
Tableau II.34 : Coût de la digue	51
Tableau II.35 : Coût de déversoir	52
Tableau II.36 : Coût de coursier.....	52
Tableau II.37 : Coût Total du barrage	53

Tableau III.01 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête (digue)	56
Tableau III.02 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche	60
Tableau III.03 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête (bat).....	61
Tableau III.04 : Valeurs indicatives des pentes des talus	62
Tableau III.05 : Valeur de C	63
Tableau III.06 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	64
Tableau III.07 : Epaisseur minimal de drain	66
Tableau III.08 : Barrage homogène en argile	67
Tableau III.09 : Barrage en enrochement avec masque sur le parement amont	68
Tableau III.10 : Coûts des variantes étudié.....	68
Tableau IV.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	71
Tableau IV.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus	72
Tableau IV.03 : Valeur de C.....	74
Tableau IV.04 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues	74
Tableau IV.05 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	77
Tableau IV.06 : Epaisseur minimal de drain.....	80
Tableau IV.07 : Récapitulatif des résultats des argiles et des alluvions	83
Tableau IV.08 : Récapitulatif de la première couche du filtre (sable)	85
Tableau IV.09 : Récapitulatif de la deuxième couche du filtre (gravier).....	85
Tableau V.01 : Coordonnées de la ligne de saturation	90
Tableau V.02 : Débit de fuite à travers la digue.....	91
Tableau V.03 : Débit de fuite de la Fondation	92
Tableau V.04 : Débit de fuite de barrage	92
Tableau V.05 : Classification des barrages.....	92
Tableau V.06 : Gradient hydraulique admissible	93
Tableau V.07 : Gradient d'infiltration admissible	93
Tableau V.08 : Détermination du coefficient de sécurité.....	94
Tableau VI.01 : Détermination des rayons max et min	96
Tableau VI.02 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité	97
Tableau VI.03 : Rayons max et min d chaque talus	97
Tableau VI.04 : Caractéristiques géotechniques des sols.....	101
Tableau VI.05 : Valeurs des Coefficients de sécurité	102
Tableau VII.01 : Symboles des opérations.....	109
Tableau VIII.01 : Volume des Argiles	111
Tableau VIII.02 : Volume des Alluvions	112
Tableau VIII.03 : volume des enrochements	112
Tableau VIII.04 : Volume des graviers	113
Tableau VIII.05 : Volume des sables	113
Tableau VIII.06 : Volume du Drain	114
Tableau VIII.07 : Volume de la transition.....	114
Tableau VIII.08 : Volume de Bitume-Gravier	115
Tableau VIII.09 : Mètres et devis estimatif	115
Tableau VIII.10 : Récapitulatif des coûts et coût total de la digue	116

La liste des figures

Figure I.01 : Carte de la situation de zone du projet	1
Figure I.02 : Extrait de la carte géologique générale de l'Algérie (El Milia)	3
Figure I.03 : Localisation des puits de reconnaissance dans les alluvions	7
Figure I.04 : Localisation de la zone d'emprunt pour le noyau étanche	7
Figure I.05 : Localisation des zones d'emprunts pour les enrochements	8
Figure I.06 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003).....	11
Figure II.01 : Courbe hypsométrique	18
Figure II.02 : Bassin versant au droit du site.....	20
Figure II.03 : La représentation graphique de la loi Log-normale (GALTON).....	23
Figure II.04 : Représentation graphique de la loi de Gumbel	24
Figure II.05 : Intensité –Durée –Fréquence.....	27
Figure II.06 : Représentation graphique de la loi log-normale	29
Figure II.07 : L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps	35
Figure II.08 : Courbes de $H = f(Q, q)$	48
Figure II.09 : Cout total du barrage en fonction de (b)	54
Figure III.01 : Courbe de tarage de la dérivation provisoire	56
Figure IV.01 : Fuseau granulométrique de la protection aval	73
Figure IV.02 : Type de fondation des barrages en remblai sur rocher	75
Figure IV.03 : Type de fondation des barrages en remblai sur matériaux meubles	75
Figure IV.04 : Fuseaux granulométriques du rip-rap et des alluvions.....	82
Figure IV.05 : Transition entre le rip-rap et les alluvions.....	82
Figure IV.06 : Fuseau granulométrique des filtres	85
Figure V.01: Ligne de saturation dans le barrage en terre zoné	89
Figure V.02: Infiltration à travers la fondation avec la paroi moulée	94
Figure VI.01: Cercle de glissement	96

Liste des plans

Plans N° 01 : Vue en plan de l'aménagement.

Plans N° 02 : Coupe géologique sur l'axe de la digue.

Plans N° 03 : Coupe type des trois variantes.

Plans N° 04 : Coupe type de la digue détaillée.

Plans N° 05 : Schémas de calcul de stabilité.

Plans N° 06 : Coupes en travers de la digue.

Plans N° 07 : Organisation de chantier.

INTRODUCTION GENERALE

Depuis très longtemps, l'homme, pour assurer l'irrigation des terres fertiles et les protéger des crues des fleuves ainsi que pour satisfaire les besoins en eau des villes, a constitué des réservoirs d'eau en barrant le lit des rivières ou des fleuves par des ouvrages qu'il a conçus et construits. Toutefois, jusqu'à une époque récente, leur nombre et leur importance restaient limités. Depuis moins d'un siècle, les besoins, notamment en énergie électrique, ont conduit à réaliser des ouvrages de dimensions considérables afin d'assurer la meilleure utilisation des ressources en énergie hydraulique du pays.

Rappelons seulement que de point de vue climatique, une partie de l'Algérie est caractérisée par une longue saison sèche et une saison des pluies concentrée sur quelques mois, les précipitations étant plus faibles et la saison des pluies plus courtes à mesure que l'on s'éloigne des franges sahéliennes.

Dans ce cadre bien précis l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) a bénéficié de plusieurs projets de construction de barrages dans la région Est; l'un de ces derniers est le barrage de IRDJANA (Wilaya de JIJEL) qui est destiné à l'alimentation en eau potable.

L'étude de faisabilité est le premier pas et la base pour accomplir et entamer l'Avant Projet Détaillé (APD), ce dernier fera l'objet de ce mémoire.

En premier lieu on a présenté une synthèse de l'étude de faisabilité, dans la quelle on fait une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traite en détailles les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique.

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux et la comparaison économique entre les variantes proposées, ainsi que une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus. Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux. Et on terminant par le chapitre Avant -mètre et devis estimatif.



Chapitre I :

SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

Introduction

Le présent mémoire de synthèse fait partie de l'étude d'Avant Projet Détaillée du barrage. Dans ce chapitre, nous exposons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité : étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

L'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued IRDJANA, pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité de stockage des eaux de l'oued ainsi, il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé justificatif et descriptif des solutions adoptées.

I.1.Situation géographique et topographique du site

Le barrage d'IRDJANA est situé dans la wilaya de JIJEL, à 25 Km environ à vol d'oiseau de la ville de JIJEL, sur l'Oued de même nom à environ 4 Km à l'Ouest d'El Ancer, et à 12 Km au nord Ouest de la ville d'El Milia Wilaya de JIJEL. L'Oued prend sa source à une altitude de 1200 m et suit son cours du sud-est vers le nord-ouest jusqu'à sa confluence avec l'Oued Yarmai à une altitude de 400 m, ensuite il prend sa direction vers le nord-est et après un parcours de 8 Km il arrive au site du barrage qui à une altitude de 22,5m.

L'accès au site du barrage est possible à partir de la route nationale RN 43 par un chemin goudronnée qui sort d'El Ancer et qui accompagne l'Oued IRDJANA le long de la rive droite.

Les coordonnées du site ont été déterminées à partir des cartes d'état major d'El Milia et de Sidi Merouane N°29 et N°25 à l'échelle 1/50000.

X= 391,90 Km

Y= 807,14 Km

Z = 22,5 m.

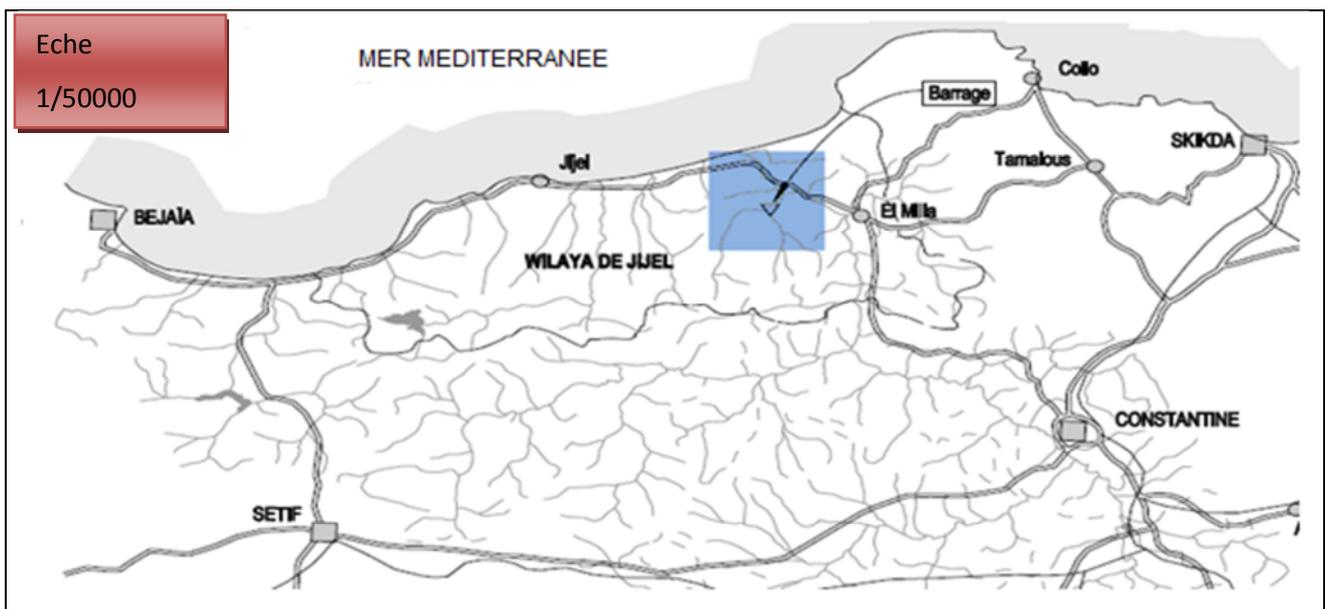


Figure I.01 : Carte de la situation de zone du projet.

I.2. Topographie du site de barrage

L'emplacement retenu pour le barrage est situé à l'aval immédiat de la confluence des oueds Irdjana et Tamendjar, dont les cours s'infléchissent de 90° pour former le cours aval de l'oued. Le barrage s'inscrit dans un tronçon rectiligne de l'oued Irdjana. La vallée présente un fond large de 50 m environ, et des versants dissymétriques : la rive droite a une pente de l'ordre de 1H/1V, tandis que la rive gauche a une pente plus douce de l'ordre de 2H/1V. Le relief de chaque rive est assez escarpé. Le fond de la vallée est une aire plane formée par des dépôts alluvionnaires.

I.3. Géologie du site de barrage

I.3.1. Géologie régionale

La région d'intérêt pour le barrage d'Irdjana est celle de la partie nord du pays, où se situent les montagnes de l'Atlas, formées par deux chaînes, celle du nord de l'Atlas Tellien (Littorale) et celle du sud de l'Atlas saharien, chacune séparée dans la région ouest par le " Haut-Plateau ". A partir de la carte géologique au 1/50000 de l'Algérie « Elmilia », au niveau du site du barrage, trois complexes principaux de roches et terrains peuvent être considérés :

- Un complexe du quaternaire qui comprend des dépôts récents et actuels constitués par des alluvions, des dépôts colluviaux, des cônes de déjection, des dépôts de glissement.
- Un complexe de l'Eocène supérieur (Numidien), formé essentiellement de sédiments tels que les argiles et grès.
- Une séquence primaire (l'âge pouvant être du Carbonifère-Permien), formée de roches métamorphiques et comprenant des schistes graphitiques, micaschistes graphiques, micaschistes et quartzites.

La carte géologique est représentée dans la page N°03.

I.3.2 Géologie de la cuvette

La zone de la cuvette est caractérisée par la présence de schistes graphitiques, phyllades et micaschistes du primaire, dans la zone en amont de la confluence le long de l'oued Irdjana, on rencontre des niveaux de brèches monogéniques, et ce qui concerne l'étanchéité de la cuvette, suite aux essais de perméabilité exécutés et aux observations tirées des levés géologiques, il faut souligner la présence de bandes altérées et de fractures (surtout en rive droite) le long desquelles peut se produire une importante infiltration des eaux. En générale les morphologies qui ont été repérées (niches d'arrachement et dépôts d'accumulation), témoignent d'une évolution récente des glissements en rive gauche et en rive droite.

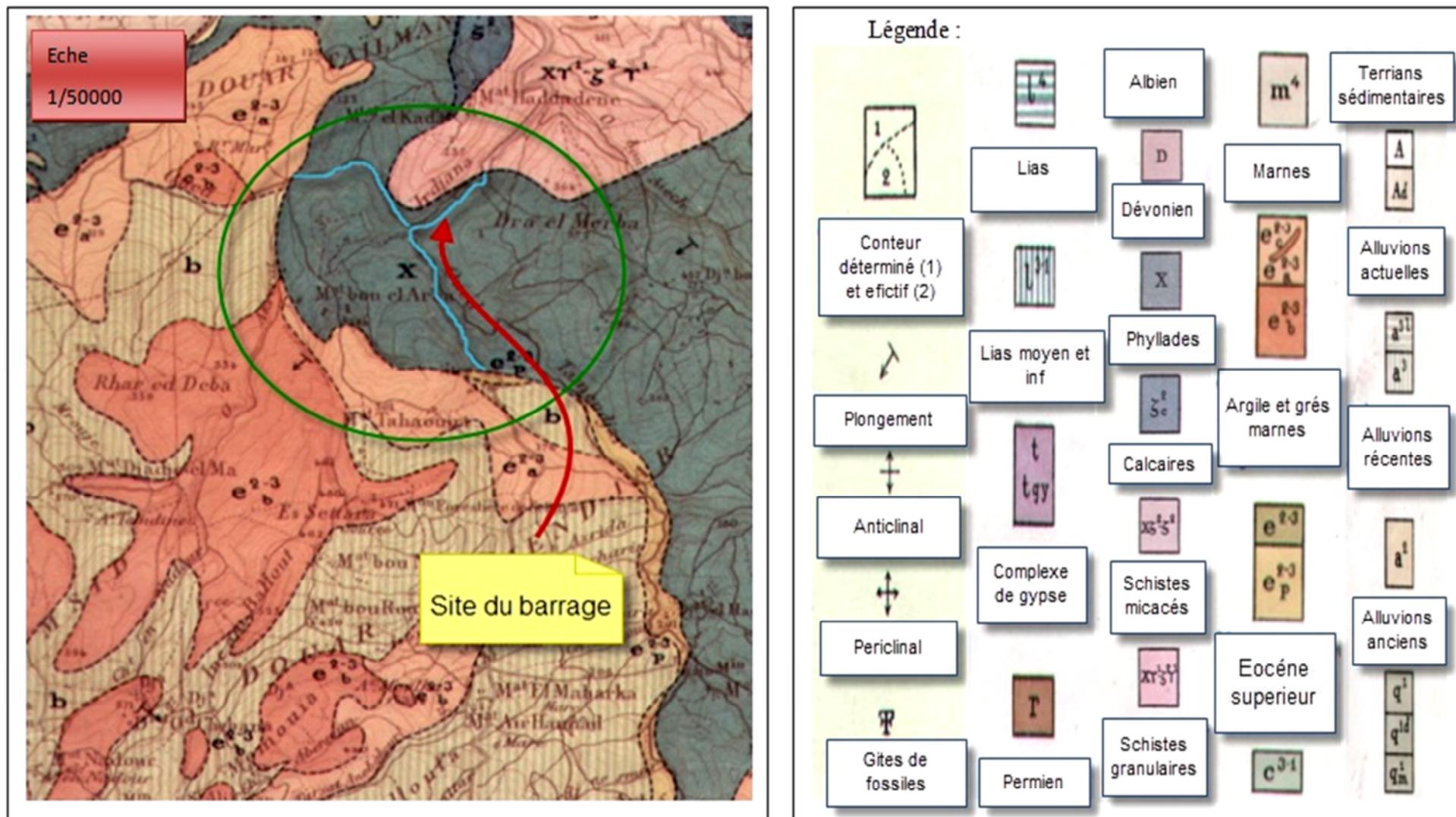


Figure I.02 : Extrait de la carte géologique générale de l'Algérie (El Milia).

I.3.3 Géologie de l'Axe du barrage

Du point de vue géologique l'axe du barrage s'appuie dans la partie centrale sur des dépôts alluvionnaires dont l'épaisseur reconnue atteint 36 m. Ces dépôts sont constitués de graviers grossiers avec sable, on trouve, à l'intérieur des galets ayant des dimensions variables entre 20 à 30 cm et 50 à 60 cm. Sur les versants l'épaisseur des dépôts colluviaux atteint au maximum 13 m environ (rive droite), au-dessous des dépôts colluviaux, le substratum rocheux est caractérisé par une couche d'altération où les micaschistes et schistes micacés sont très fracturés et altérés, le pendage des micaschistes est conforme au versant droit et donc anti-conforme au versant gauche, ce qui pourrait induire des phénomènes de glissement localisés sur le versant droit (rive droite).

I.4 Reconnaissance géologique et géotechnique

Au niveau du site d'IRDJANA deux campagnes de reconnaissances géologiques ont été conduites.

I.4.1 Les reconnaissances réalisées en phase d'étude de faisabilité

Les reconnaissances comportent :

- 04 sondages carottés (S1-S4), avec essais d'eau (Lefranc et Lugeons).
- 11 puits de reconnaissances (P1-P11) dans les zones d'emprunt de matériaux de construction, les puits ont des profondeurs entre (2-3,5) m.
- 01 tranchée au niveau de l'actuel axe du batardeau aval, avec une longueur d'environ 7 m pour une profondeur de 2 m.

Les sondages ont été réalisés en aval de l'axe retenu définitivement pour l'implantation du barrage, ils permettent cependant d'avoir des indications sur l'épaisseur des alluvions de l'Oued d'IRDJANA et sur la nature du substratum rocheux.

I.4.2 Les reconnaissances réalisées en phases d'avant projet détaillé

Les reconnaissances sont les suivantes :

- 19 sondages de reconnaissances carottés (S01 à S15, S17 à S20) avec exécution d'essais in situ (Lefranc, Lugeons) et récupération d'échantillon intacts.
- 46 puits de reconnaissances pour la caractérisation des matériaux de construction.
- Essais in situ et au laboratoire.

I.4.3 Sondage et piézomètres

Les sondages qui ont été exécutés sont résumés dans le tableau (I.01), où on indique également les essais in situ achevés pour chaque sondage et l'ouvrage de référence. Afin de permettre des

mesures de la profondeur de la nappe, après la réalisation des sondages, sept sondages ont été équipés en piézomètre consistant en un tube crépine, il s'agit en particulier des sondages S06, S09, S12, S18, S19, et S20, localisés sur les deux versants à la proximité de l'axe du barrage

Tableau I.01 : Sondages réalisés en phase d'Avant Projet Détaillée.

Code sondage	Prof (m)	Essais Lefranc (n)	Essais Lugeons (n)	Ouvrage de référence	Instrumentation en tubage
S01	32,0	5	3	Barrage	--
S02	47,7	10	2	-- -- --	--
S03	25,5	4	2	-- -- --	--
S04	22,0	3	3	-- -- --	--
S05	27,0	5	3	-- -- --	--
S06	50,0	2	14	-- -- --	P (filtres : 0-50cm)
S07	51,0	--	14	-- -- --	--
S08	50,0	--	10	-- -- --	--
S09	50,0	3	15	Evacuateur de crue	P (filtres : 0-50cm)
S10	60,0	4	9	-- -- --	--
S11	60,0	5	7	-- -- --	--
S12	34,5	6	2	-- -- --	P (filtres : 0-50cm)
S13	31,5	6	2	Barrage	--
S14	37,5	7	1	-- -- --	--
S15	33,0	9	2	-- -- --	--
S17	37,5	5	1	-- -- --	--
S18	36,0	3	3	Tunnel de dérivation	P (filtres : 0-50cm)
S19	30,0	3	7	-- -- --	P (filtres : 0-50cm)
S20	25,5	2	6	barrage	P (filtres : 0-50cm)

I.4.4 Résultats des prélèvements (Essais au laboratoire)

Des essais au laboratoire sur les échantillons prélevés des sondages et des puits ont été effectués, Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (I.02).

I.4.5 Matériaux de constructions

La disponibilité en matériaux nécessaires à la construction des ouvrages est comme suit :

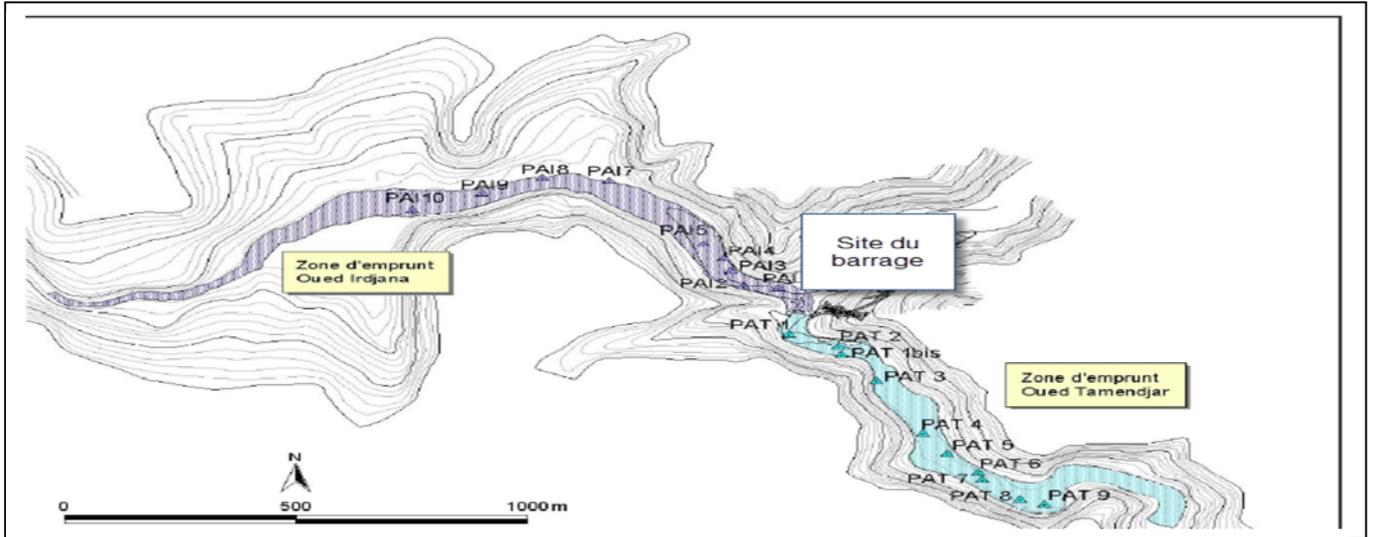
I.4.5.1 Les alluvions

Les alluvions ont été reconnues, en amont de l'axe du barrage le long de l'oued d'IRDJANA et de l'oued de TAMENDJAR, il s'agit de gravier avec sable et cailloux avec un pourcentage réduit de fines, sur la base des essais décrets, ces dépôts constituent un excellent matériau pour les recharges et après traitement, pour les filtres et drains. La surface totale reconnue est de l'ordre de 30 ha, On peut sur cette base estimer la quantité exploitable à 0,9 Mm³.

Tableau I.02 : Récapitulatifs des essais au laboratoire.

Essai	Matériaux / Propriétés		CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUE DU BARRAGE D'IRDJANA					
			Alluvions	Colluvions	Substratum rocheux	Argiles	Enrochement	
Granulométrie	cailloux $f > 63$ mm	%	22,5					
	Gravier $2 < f < 63$ mm	%	61			1,4		
	Sable $0,1 < f < 2$ mm	%	14			1,7		
	Argile $0,02 < f < 0,1$ mm	%	3			50,5		
	Argile $f < 0,02$ mm	%				46,4		
Identification physique	Densité de saturation γ_{sat}	T/m ³	24	24		20	26,4	
	Densité humide γ_h		20	20	27	16		
	Teneur en eau (W)	%				20,7		
	Degré de saturation (Sr)	%						
	Densité relative (Dr)		55	48				
Cisaillement	Normal	Cohésion (C)	bar	0,01	0	0,13	5	6
		Angle de frottement (ϕ)	°	34	35	25	20	
	Triaxial	Cohésion (C)		0	0		0	
		Angle de frottement (ϕ)		35	31		16,5	
Essais Oedometrie	Coeff. de tassement C_t					0,26		
	Coeff. de gonflement C_g					0,07		
Proctor normal	Densité sèche γ_s max		T/m ³			15,6		
	Teneur en eau opt W_{opt}		%			20,1		
Essais de perméabilité	Perméabilité		m/s	$10^{-3}/10^{-5}$	$10^{-4}/10^{-7}$	$(50-100) 10^{-5}$	$7 10^{-7}$	
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité Wl		%			49,23		
	Indice de plasticité Ip		%			25,92		

Il faut considérer qu'un pourcentage compris entre 30 et 50%, sera au-dessous du niveau de la nappe, soit une quantité de $0,45 \text{ Mm}^3$. Les quantités supplémentaires sont disponibles en aval du barrage, il s'agit en particulier de la zone d'emprunt située à El Anser.



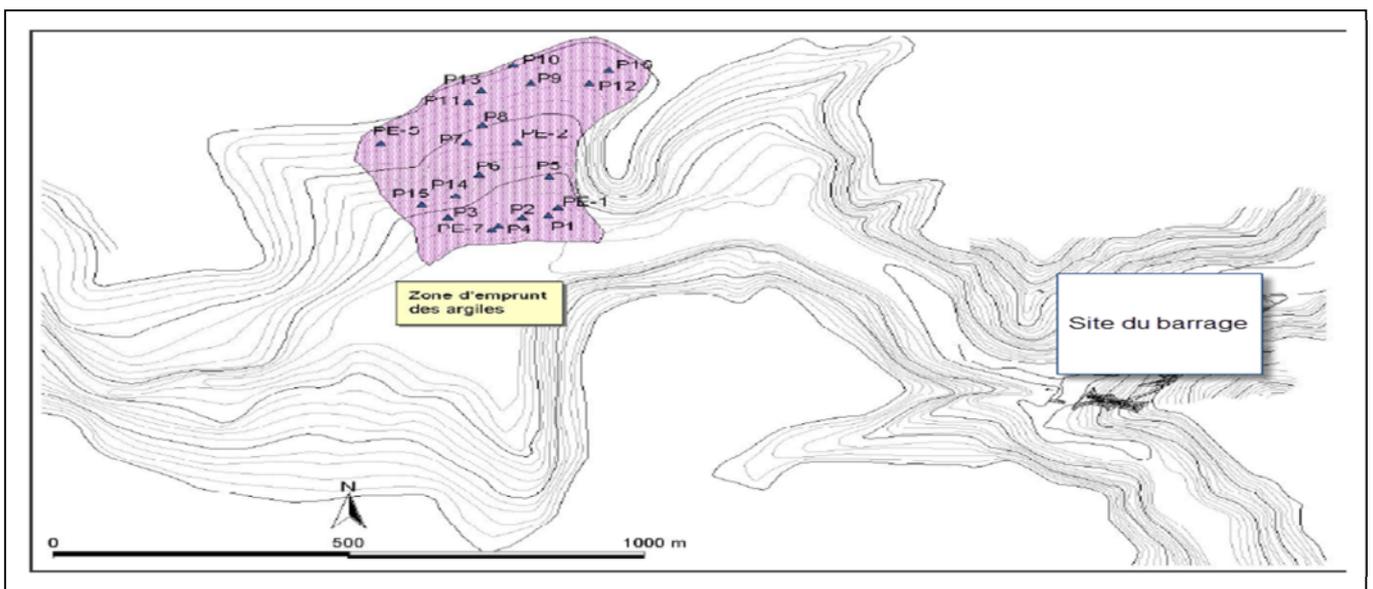
Source ANBT

Figure I.03 : Localisation des puits de reconnaissance dans les alluvions.

I.4.5.2 Les matériaux étanches

Les matériaux reconnus sont des matériaux fins caractérisés par un pourcentage de fines proche de 100% et un pourcentage d'argile proche de 50% proviennent d'une zone d'emprunt située en rive gauche de l'Oued IRDJANA, à environ 2 Km en amont du barrage.

La surface reconnue couvre environ 26,5 ha, ce qui correspond à un volume exploitable est supérieur à 1 Mm^3 , largement surabondante pour les besoins du barrage.



Source ANBT

Figure I.04 : Localisation de la zone d'emprunt pour le noyau étanche.

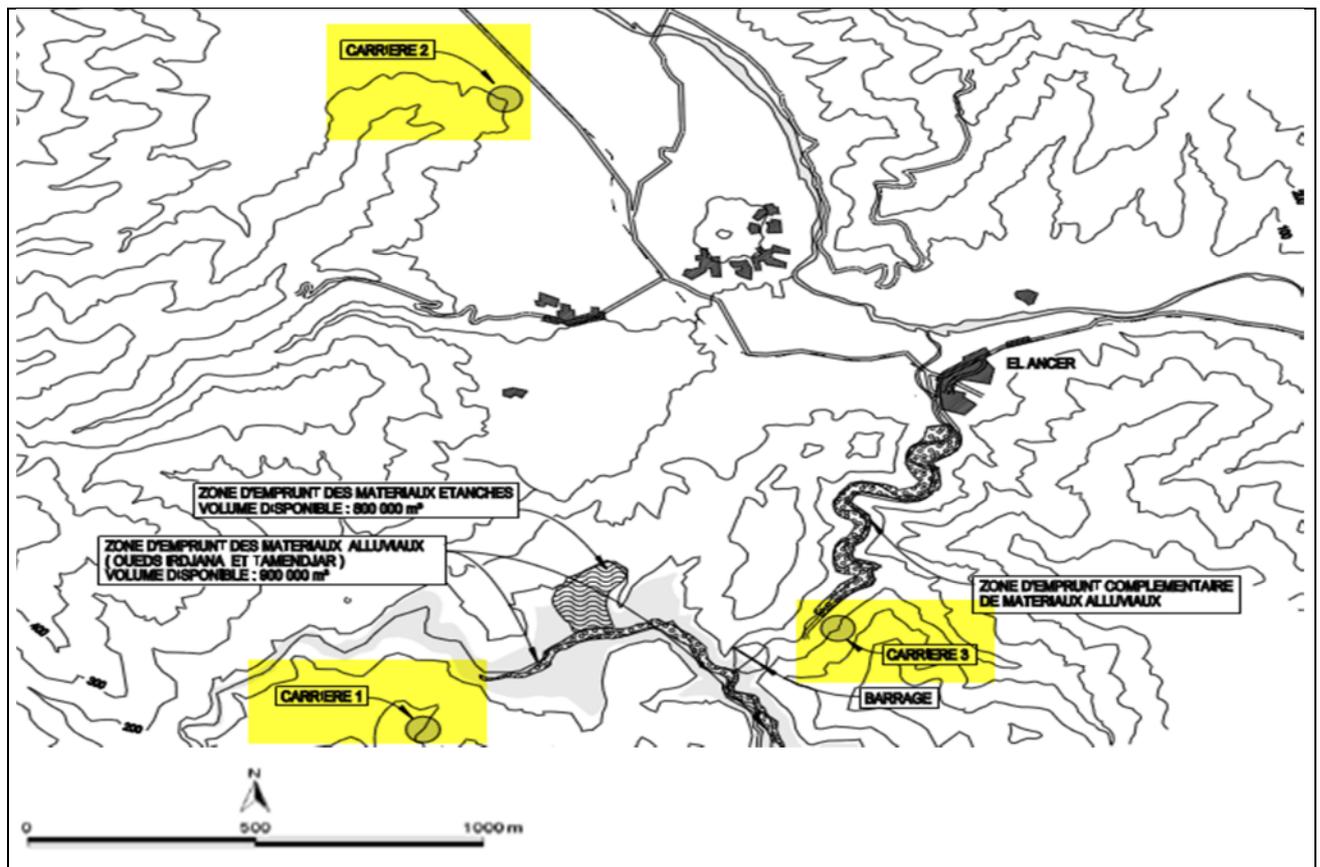
I.4.5.3 Réutilisation des matériaux de fouilles

La construction de l'évacuateur de crues implique des excavations profondes, produisant des quantités importantes de matériaux, ces matériaux correspondent à des colluvions, des roches altérés et des roches saines, suivant la profondeur de l'excavation.

I.4.5.4 Les enrochements

Trois sites ont été identifiés pour l'ouverture de carrières d'enrochements :

- ✓ Zone située en rive droite de Oued Irdjana, à environ 4-5 Km en amont du l'axe du barrage. La surface exploitable est de 400 m², Le volume exploitable est de 5000 m³.
- ✓ Zone située le long de la Route Nationale 43, à environ 5 Km avant le village El Ancer, La surface exploitable est de 2000 m², Le volume exploitable est de 40000 m³.
- ✓ Zone de quartzites en aval du barrage, rive droite d'Oued Irdjana. La Surface exploitable est de 100-150 m², Le volume exploitable est de 1000 à 1500 m³.



Source ANBT

Figure I.05 : Localisation des zones d'emprunts pour les enrochements.

I.4.5.5 Agrégats à béton

Les agrégats pourront provenir des alluvions des oueds IRDJANA et TAMENDJAR ou de carrières en exploitation dans la région, selon leur nature et leur résistance.

I.4.6 Hydrogéologie et perméabilité

I.4.6.1 Caractéristiques hydrogéologiques

Du point de vue hydrogéologique, on distingue la nappe régnant dans la formation alluviale, et les nappes de versant. La formation alluviale, perméable est alimentée directement par les oueds et c'est affleurant. Dans les versants, la nappe est rencontrée à des profondeurs variables, de 10 à 25 m environ sous le terrain naturel.

Tableau I.03 : Profondeur de la nappe dans les sondages.

Sondages	Profondeur de la nappe à partir Du niveau terrain (m)	Date de mesure	Sondages	Profondeur de la nappe à partir Du niveau terrain (m)	Date de mesure
S01	0,5	Janvier 2002	S10	17	Juillet 2002
S02	1,2	Janvier 2002	S11	12	Août 2003
S03	0,3	Janvier 2002	S12	10	Avril 2003
S04	0,3	Février 2002	S13	1,9	Juillet 2002
S05	0,7	Février 2002	S14	2,6	Août 2002
S06	23,5	Mai 2002	S17	2,5	Octobre 2002
S07	13	Juin 2002	S18	2,5	Octobre 2002
S08	25	Juillet 2002	S19	2,5	Octobre 2002
S09	15	Juillet 2002	S20	2,5	Octobre 2002

I.4.6.2 Perméabilité du site

La perméabilité des alluvions a été mesurée par 62 essais Lefranc, dans 8 en faisabilité. Pour la perméabilité des colluvions, 25 essais ont été réalisés.

Tableau I.04 : Perméabilité des alluvions

Perméabilité	Amont du barrage	Aval du barrage
Min (m/mn)	10^{-6}	$2 \cdot 10^{-5}$
Max (m/mn)	$3 \cdot 10^{-3}$	10^{-3}

La perméabilité du substratum a été mesurée par un total de 99 essais Lugeons, dont 44 en rive gauche, 19 en fond d'oued et 36 en rive droite. Sur environ 30 % des essais, des résurgences ont été constatées au deuxième ou troisième palier de pression. Les autres essais montrent généralement un

comportement réversible et ne présentent pas de difficultés à être traduits en unités Lugeons.

En résumé, le substratum rocheux se caractérise par une perméabilité faible à moyenne, avec des passages de forte perméabilité.

Tableau I.05 : Perméabilité des colluvions.

Perméabilité	K (m/mn)
Min (m/mn)	2.10^{-7}
Max (m/mn)	3.10^{-4}

I.4.7 Séismicité de la région

Du point de vue sismologique, la région du site s'inscrit dans le cadre du déplacement de la plaque africaine par rapport à la plaque eurasienne (Ibérique), avec un mouvement de chevauchement qui se traduit par des raccourcissements de l'ordre de 5 mm / an. La région de Jijel a connu de forts séismes historiques probablement liés à des failles actives, un séisme survenu en août 1856 a en particulier provoqué de sévères destructions à Jijel même.

L'analyse sismotectonique a mis en évidence la présence d'une faille sismogène, dite de Kherrata Jijel dont l'extrémité connue est située à une distance de 15 Km du barrage. Rien ne permet d'écarter la possibilité que cette faille puisse se prolonger jusqu'au site du barrage.

En Algérie, il a été établi et intégré dans les prescriptions réglementaires contenues dans le (Règlement Parasismiques Algériennes de 1999 version 2003). Deux types de secousses possibles (un séisme majeur et un séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'ils présentent pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d'accélération de zone notée « A » est donné par R.P.A 99 en fonction du groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par une méthode probabilistique basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie. L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « dommage » à déterminer avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100, 50 années).

Le site du barrage IRDJANA-Wilaya JIJEL est situé dans la zone «II-a» (zone caractérisée par une intense activité sismique d'après le R.P.A, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de Mercalli).

Le barrage IRDJANA constitue un ouvrage de grande importance pour la communauté et ceci lui permet d'être classée dans le groupe d'usage 1B selon le règlement R.P.A avec une durée de vie limitée de 20 à 30 ans.

Tableau I.06: Coefficients d'accélération.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

L'ouvrage qui nous concerne est donc situé dans la zone sismique II-a. La durée de vie économique de l'ouvrage sera de 20 à 30 ans et la période de retour R.P = 50 ans.

Par conséquent son coefficient d'accélération est de 0,20

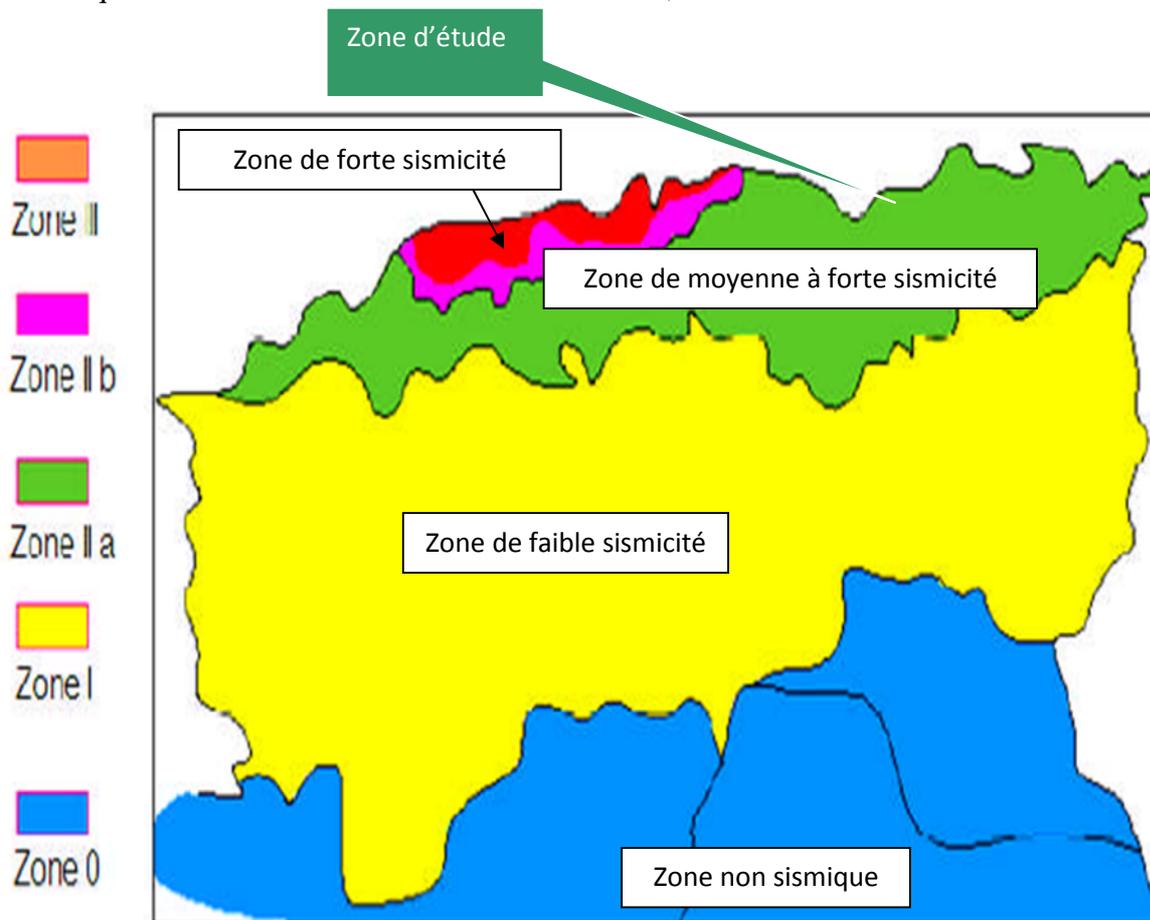


Figure I.06 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)

I.5 Hydrologie

I.5.1 Données climatologiques

I.5.1.1 Température

Tableau I.07: Les températures mensuelles calculées à la station d'El Milia.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T _{Moy}	24	20	16	13	11	12	14	16	19	22	25	26
T _{Max}	29	25	20	17	15	16	18	21	24	28	31	32
T _{Min}	19	15	11	9	7	8	9	11	14	17	19	20

La température moyenne de la région est de 18 °C.

Source ANBT.

I.5.1.2 Evaporation

Tableau I.08: L'évaporation est calculée à partir des mesures réalisées à Zardezas et à Erraguene.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
E(mm)	111	62	48	43	40	45	62	72	90	126	171	161
E (%)	10,77	6,01	4,66	4,17	3,88	4,37	6,01	6,98	8,73	12,22	16,59	15,62

L'évaporation totale annuelle est de 1031 mm.

Source ANBT.

I.5.1.3 Humidité relative

Tableau I.09: L'humidité moyenne relative est évaluée à partir de la station de cap Bougaroun.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Hum(%)	64	68	69	71	71	69	67	62	63	62	58	59

L'humidité moyenne sur l'année est de 65,25%.

Source ANRH.

I.5.1.4 Vent

Un vent de 150 km/h, d'après la station d'aéroport de Jijel est pris en compte pour le dimensionnement des protections de talus et de la revanche.

I.5.1.5 Précipitation

Le bassin versant est équipée d'une station pluviométrique (code 10-07-08 de l'ANRH). On dispose à cette station des cumuls mensuels de pluies pour les années 1968-1987 (à l'exception de

l'année 1985), soit 16 années complètes. Cette chronique disponible conduit à une pluviométrie annuelle moyenne au droit de la station de 1400 mm.

Cette valeur est en bonne concordance avec la carte générale des isohyètes de l'ANRH. La pluviométrie moyenne sur le bassin versant, tenant compte de l'altitude moyenne de celui-ci, est évaluée à 1312,50 mm.

I.5.1.6 Débit moyen

Le bassin versant n'est pas équipé de station hydrométrique permettant une mesure directe des débits. L'estimation du débit moyen et d'une chronique d'apports mensuels ont été basées sur :

- ✓ Une analyse de la pluviométrie sur le bassin versant, à partir de la station existante dont les données ont été étendues par corrélation avec des stations avoisinantes situées hors du bassin versant,
- ✓ Une modélisation pluie-débit calée sur les bassins voisins (modèle mixte combinant un ruissellement direct et un modèle à un réservoir).

Le débit moyen est estimé à $3,92 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondant à un apport annuel de 125 Mm^3 .

I.5.2 Crues de projet

On distingue pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues et de la digue :

- La crue de projet de période de retour $T=10000$ ans, établie sur la base d'une pluie décennale journalière de 309 mm.
- La crue de sûreté, établie pour une pluie journalière supérieure à la pluie $T=10000$ ans et fixée à 500 mm.

La crue de période de retour 10000 ans a un débit de pointe de $2440 \text{ m}^3/\text{s}$. La crue de sûreté a un débit de pointe de $4490 \text{ m}^3/\text{s}$.

I.5.3 Crue d chantier

La crue de chantier, compte tenu du type de barrage, a une période de retour de 20 ans. Son débit de pointe est de $220 \text{ m}^3/\text{s}$.

I.5.4 Apports solides

Les apports solides au droit du site du barrage sont évalués à 260 000 tonnes par an, soit un volume annuel de $170\,000 \text{ m}^3$ calculé sur la base d'un poids volumique après consolidation de 15 KN/m^3 . La tranche morte correspond à une durée d'apports solides de 50 ans.

Le volume cumulé sur cette période est de $7,50 \text{ Mm}^3$. La cote correspondante (en supposant les dépôts horizontaux) est de 30 m NGA.

I.5.5 Régularisation

Au cours des réunions de l'A.N.B.T le 8 Avril 2002, il a été précisé que le barrage était destiné uniquement à la fourniture d'eau potable et les informations suivantes ont été fournies :

✚ Compte tenu de la destination du barrage, la modulation de la demande est la suivante:

○ Septembre à Avril inclus : 8 % du total annuel.

○ Mai à Août inclus: 9 % du total annuel.

✚ le déficit acceptable est égal à 2 %.

I.6 Description générale du barrage

Le barrage d'IRDJANA est composé des ouvrages principaux suivants :

I.6.1 La digue

Le choix est porté sur une digue en alluvions à noyau central d'argile, de 60 m de hauteur sur terrain naturel.

I.6.2 L'évacuateur de crue

Le choix est porté sur Un évacuateur de crues situé en rive droite, de type évacuateur latéral à entonnement frontal prolongé par un coursier et une cuiller de restitution,

I.6.3 La prise d'eau

La variante de l'ouvrage retenue est celle d'une tour de prise. La tour située en rive droite, regroupe les fonctions de prise d'eau et de vidange. La tour est une structure circulaire en béton armé. Son diamètre intérieur est de 8,70 m; l'épaisseur courante des murs est de 0,80m. L'accès à la tour est assuré depuis la rive droite par une passerelle à la cote de 82,50 m. Cette passerelle est prévue en béton armé. Quatre niveaux de prise sont prévus aux cotes (70, 65, 58 et 43,50 m). Le débit d'équipement de chaque prise est fixé à 4,20 m³/s. Chaque prise se compose d'une conduite métallique de 1200 mm de diamètre équipée de l'amont vers l'aval d'une grille, d'une vanne plate de garde et d'une vanne papillon de réglage. Chaque niveau de prise correspond un niveau individualisé de la tour, accessible depuis la partie supérieure.

I.6.4 La vidange de fond

La variante de l'ouvrage de vidange retenue est celle d'une conduite en charge. La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque. Les ouvrages et organes composant la vidange de fond sont les suivants :

- ❖ Dans la partie amont la vanne batardeau, la vanne de garde et la vanne de réglage, ainsi que divers équipements hydromécaniques.
- ❖ La galerie proprement dite.
- ❖ La cuiller de restitution à l'extrémité de la galerie.

I.6.5 La dérivation provisoire

La galerie de dérivation

La maîtrise d'eaux pendant le chantier est assurée par une galerie de dérivation en fer à cheval de diamètre intérieur de 5,0m et le débit maximal évacué de 220 m³/s. En plan, elle se compose d'un entonnement, d'un tronçon courbe de 95 m de rayon et de 129,31 m de longueur, d'un tronçon rectiligne de 247,08 m de longueur et d'une cuiller de restitution à l'oued. La galerie située en rive droite. Elle est divisée en deux parties par un plancher dont le radier est situé 3 m au-dessus du radier de la galerie. La partie inférieure est utilisée pour l'évacuation des débits de vidange. La partie supérieure est utilisée pour la conduite de prise d'eau.

Le batardeau amont

Le batardeau amont étant incorporé dans le barrage et ne constituant pas un coût supplémentaire, il est réalisé en alluvions et a des pentes amont et aval égales à 2H/1V. Sa crête est calée à la cote 42,50 m, ce qui assure une revanche de l'ordre de 1,0 m par rapport au niveau atteint par la crue de dimensionnement des ouvrages de dérivation. L'étanchéité est assurée par une géomembrane posée sur le parement amont et protégée par des enrochements posés sur un matériau de transition granulaire. L'étanchéité est complétée par la réalisation d'une paroi moulée descendue au substratum rocheux et raccordée à la membrane d'étanchéité au pied amont du batardeau.

Le batardeau aval

Le batardeau aval protège le chantier contre le niveau aval, il est indépendant de la digue. Sa constitution est similaire à celle du batardeau amont (massif en alluvions et étanchéité par géomembrane). Cette étanchéité devra être supprimée en fin de chantier.

Conclusion : A partir de ce que nous fournir cette étude des données topographiques, géologiques, géotechniques, et hydrologiques on peut commencer les autres chapitres sans aucun problème jusqu'aux on arrive à comparais ce que nous avons trouvé avec ce rapport Qu'on a tiré de l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT).



Chapitre II :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissèlement et les eaux souterraines. Dans ce chapitre nous allons réaliser une étude hydrologique en utilisant diverses méthodes et approches issues à fin de confirmer ou d'affirmer les résultats données en synthèse de faisabilité.

II.1 Le bassin versant

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tout l'écoulement qui prend naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval.

II.1.1 Caractéristiques physique du bassin versant

✓ Surface du bassin versant :

La superficie du bassin versant est mesurée par planimétrie sur la carte topographique au 1/25000 EL Milia (site de barrage) : **S= 235 km²**

Le bassin versant se compose de deux sous bassins similaires, l'un drainant l'oued Irdjana d'une superficie de **130 km²** et l'autre drainant l'oued Tamendjar d'une superficie de **105km²**

✓ Périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement par curvimètre sur la même carte et à la même échelle : **P= 67 km**

✓ Longueur du talweg principal :

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que : **L_p =23 Km**

II.1.2 Caractéristiques hydromorphologiques [1]

➤ Indice de compacité de Gravelius « K_c » :

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.01)$$

P: périmètre du bassin versant (p=67Km) ;

S: superficie du bassin versant (S=235Km²) ;

$$AN : \quad K_c = 1,22$$

K_c > 1,128 on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

➤ **Coefficient d'allongement :**

$$Ca = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (II.02)$$

L : la longueur du talweg principal (L = 23 Km) ;

S : la superficie du bassin versant (S = 235 Km²) ;

AN : **Ca = 2,25**

➤ **Rectangle équivalent :**

On assimile notre bassin à un rectangle défini par sa longueur « L », est sa largeur « l ».

$$(L, l) = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.03)$$

L: longueur du rectangle équivalent en (Km) ;

l : largeur du rectangle équivalent en (Km) ;

S : Surface du bassin versant en (Km²) ;

Kc : Indice de compacité d Gravelius ;

AN : **L = 23,15 Km ; l = 10,01 Km**

II.1.3 Hypsométrie du bassin versant

○ **Répartition et courbes hypsométrique :**

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief.

Tableau II .01 : La répartition des surfaces en fonction des cotes.

Altitudes (m)	H _{moy} (m)	Si (Km ²)	∑Si (km ²)	Si (cumulées %)	Si .Hi (Km ² .Km)
1200 – 1100	1150	4,7	4,7	2	5405
1100 – 1000	1050	5,17	9,87	4,2	5428,5
1000 – 900	950	12,93	22,80	9,7	12283,5
900 – 800	850	11,98	34,78	14,8	10183
800 – 700	750	10,81	45,59	19,4	8107,5
700 – 600	650	29,85	75,44	32,1	19402,5
600 – 500	550	21,62	97,06	41,3	11891
500 – 400	450	43,94	141	60	19773
400 – 300	350	26,56	167,56	71,3	9296
300 – 200	250	40,65	208,21	88,6	10162,5
200 – 100	150	17,39	225,6	96	2608,5
100 – 024	62	9,4	235	100	582,8

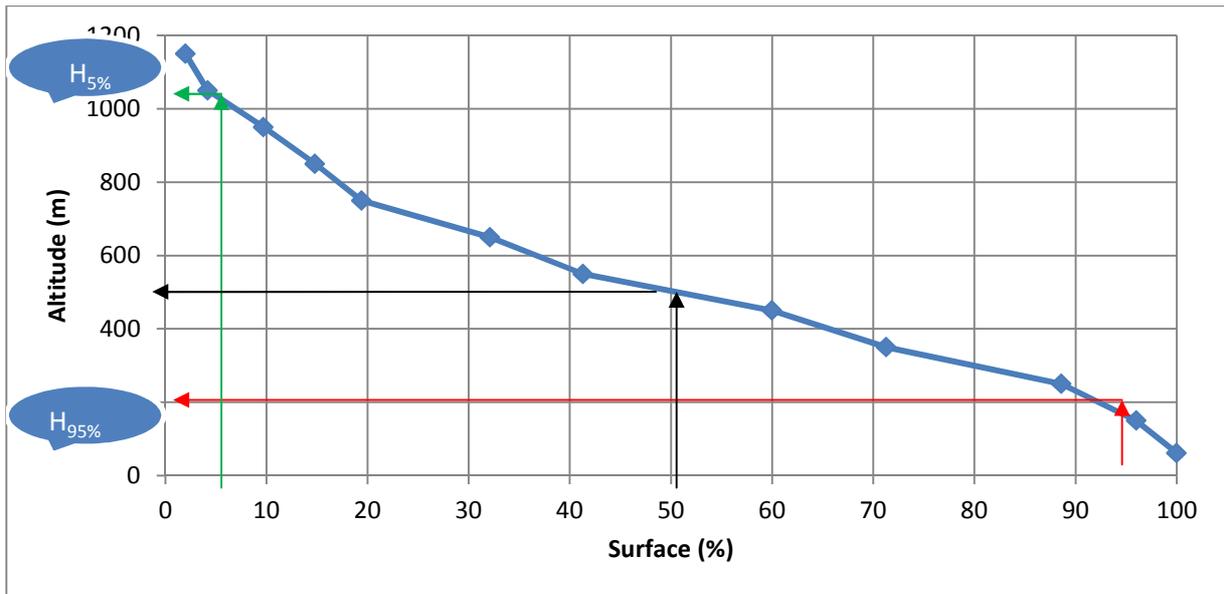


Figure II.01 : Courbe hypsométrique.

- **Altitude médiane du bassin versant :**

D'après la courbe hypsométrique on trouve : **$H_{50\%} = 500 \text{ m}$**

- **Altitude moyenne du bassin versant :**

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S_{B/V}} \dots\dots\dots (II.04)$$

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successives (m).

S : Superficie du bassin versant (Km^2).

AN : **$H_{moy} = 489,90 \text{ m}$**

I.1.4 Les Indices [1]

Le but de ces indices est de caractériser les pentes du bassin versant et permettre aussi de faire des comparaisons et classifications.

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (II.05)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m).

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

Les résultats obtenus sont dans le tableau (I.02).

Tableau II.02 : Détermination de la pente M. Roche Ip

$H_i - H_{i-1}$	$D_i=H_i-H_{i-1}$	S_i (Km2)	$A_i=S_i/S$ (%)	$\sqrt{A_i \cdot D_i}$
1200-1100	100	4,70	2	14,14
1100-1000	100	5,17	2,20	14,83
1000-900	100	12,93	5,50	23,45
900-800	100	11,98	5,10	22,83
800-700	100	10,81	4,60	21,45
700-600	100	29,85	12,70	35,64
600-500	100	21,62	9,20	30,33
500-400	100	43,94	18,70	43,24
400-300	100	26,56	11,30	33,62
300-200	100	40,65	17,30	41,60
200-100	100	17,39	7,40	27,20
100-24	76	9,40	4	17,43
la somme		235	100	325,76

AN : $I_p = 2,12$

Indice de pente globale I_g :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (II.06)$$

Ou : D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

AN : $I_g = 3,83 \%$

Indice de pente moyenne I_m :

$$I_m = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (II.07)$$

H_{max} et H_{min} : sont les altitudes max et min.

L : la longueur du rectangle équivalent (km).

AN : $I_m = 5 \%$

Dénivelée spécifique :

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 bassin quelle que soit sa surface.

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (II.08)$$

AN : $D_s = 587,10 \text{ m}$

D'après la classification d'U.R.S.I.U.M (type de relief). Le relief est très fort car $D_s > 500m$.

II.1.5 Caractéristique hydrographiques de bassin versant

Le réseau hydrographique :

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Les caractéristiques du réseau hydrographique principal sont représentées dans le tableau II.03 :

Tableau II.03 : Le réseau hydrographique

Oued	Longueur (Km)	Pente moyenne (m/Km)	Pente maximum (m/Km)
Irdjana (Oued principal)	23	16,5	280
Safsaf	4,5	156	
El kelaa	7	103	
Taroubia	3,8	145	
Akrrerat	10,2	103	
Tamendjar (Oued principal)	17	53	160
Ferraha	6,1	157	
Bou djamil	6,7	134	
El roumane	5,9	158	
Khrafcha	7,1	110	

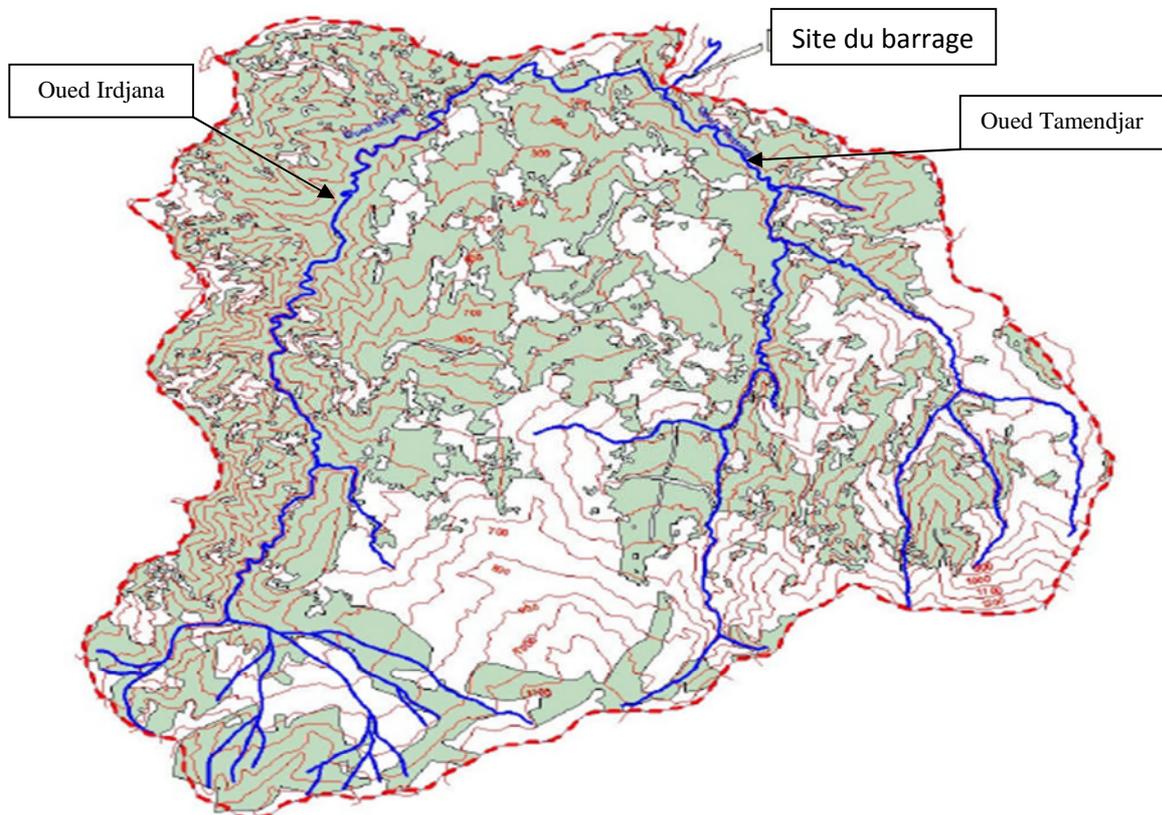


Figure II.01: Bassin versant au droit du site.

📊 Densité de drainage : [1]

Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité de chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en (Km/Km²).

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (II.09)$$

$\sum_{i=1}^n L_i$: Somme de tous les cours d'eau d'ordre i en (Km); $\sum_{i=1}^n L_i = 92.3$ Km.

S : surface du bassin versant (Km²)

AN : $D_d = 0,39$ Km/Km²

📊 Temps de concentration : [1]

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour arriver à l'exutoire. La formule de Giandotti (sud Italie 1937) nous donne

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.10)$$

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km) : $L_{cp} = 24$ Km.

S : La superficie du bassin versant (Km²).

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

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

AN : $T_c = 5,33$ Heures

On n'a pas besoin d'estimer la valeur du temps de concentration avec une très grande précision. En pratique, On adopte alors une valeur de **Tc = 6 Heures**, plus proche de la valeur donnée par la formule de Giandotti qui est d'emploi fréquent en Algérie pour les bassins versants de superficies supérieures à 50 Km².

📊 Vitesse de ruissellement : [1]

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots (II.11)$$

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h).

AN : $V_r = 4$ Km/h

II.2 Pluviométrie

II.2.1 Station et données disponibles

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant d'Irdjana. Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau II.03

Tableau II.04 : Station disponible.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Ouled Messaouda	100708	A.N.R.H	802,2	384,2	58,5	1981-2010	30 ans
El milia	100706	A.N.R.H	819,3	389,7	100	1981-2010	30 ans

Source ANRH

La station Ouled Messaouda est la plus proche du site avec une période d'observation de 30 ans. Ainsi la série ne contient pas des comblements encore elle est homogène.

II.2.2 Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Tableau II.05 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Joi	Jui	Aou	Annuel
P(mm)	60,7	49,3	150,8	249	232,3	167,8	142,4	114,2	99,9	22,4	10,0	14,9	1314
P(%)	4,62	3,76	11,48	18,94	17,68	12,77	10,84	8,69	7,60	1,71	0,76	1,14	100

Source ANRH

II.2.3 Pluies maximales journalières

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 consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par Le logiciel HYFRAN.

II.3 Choix de la loi d'ajustement

Les lois d'ajustement choisies sont :

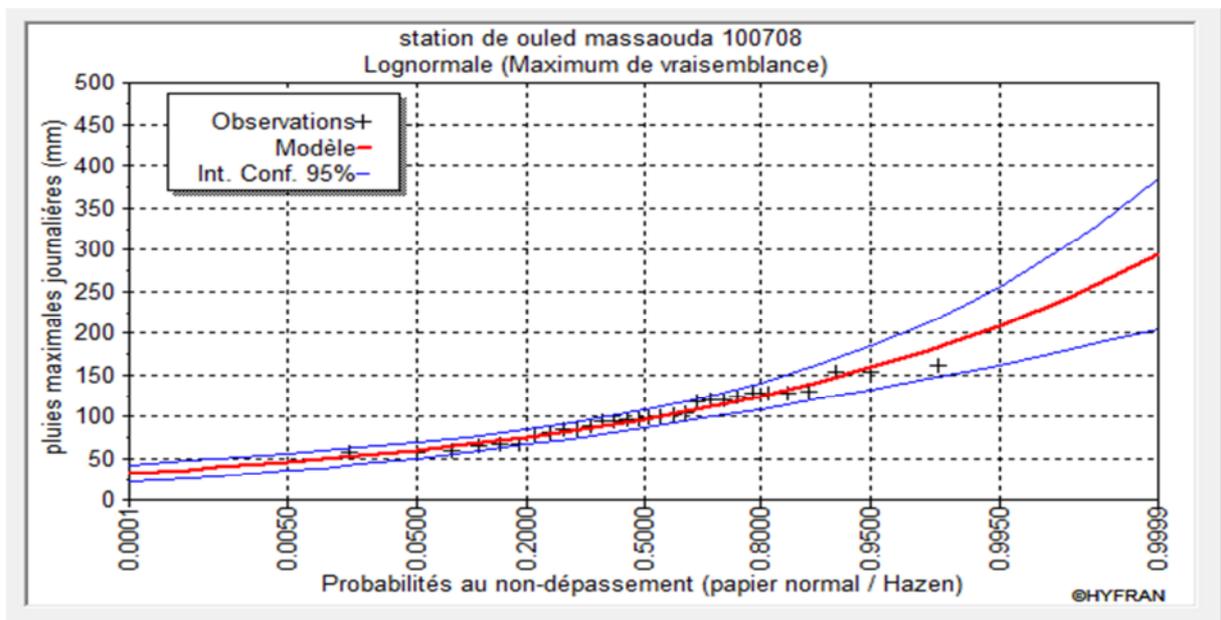
- 1)- la loi de GALTON (log-normale).
- 2)- la loi de GUMBEL.

II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Les résultats de l'ajustement par la loi sont résumés dans les tableaux II.06 et II.07 :

Tableau II.06 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

T	q	Xt	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000,0	0,9999	294	45,8	204 - 384
2000,0	0,9995	258	36,2	187 - 330
1000,0	0,9990	243	32,4	180 - 307
200,0	0,9950	209	24,0	162 - 256
100,0	0,9900	194	20,6	153 - 234
50,0	0,9800	179	17,4	145 - 213
20,0	0,9500	158	13,4	132 - 184
10,0	0,9000	142	10,5	121 - 162
5,0	0,8000	124	7,93	109 - 140
3,0	0,6667	110	6,28	97,6 - 122
2,0	0,5000	96,7	5,28	86,3 - 107

**Figure II.03** : Ajustement à la loi Log-normale (GALTON).**Tableau II.07** : Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon.

Paramètres	caractéristiques de la loi	caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	56,0
Maximum	Aucun	160
Moyenne	101	101
Ecart-type	30,9	29,1
Médiane	96,7	97,0
Coefficient de variation (Cv)	0,306	0,289
coefficient d'asymétrie (Cs)	0,946	0,276
coefficient d'aplatissement (Ck)	4,63	2,11

II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi sont résumés dans les tableaux II.08 et II.09:

Tableau II.08 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

T	q	Xt	écart-type	intervalle de confiance
10000,0	0,9999	297	40,7	217 - 377
2000,0	0,9995	260	33,7	194 - 326
1000,0	0,9990	245	30,7	184 - 305
200,0	0,9950	208	23,8	161 - 255
100,0	0,9900	192	20,9	151 - 233
50,0	0,9800	176	17,9	141 - 211
20,0	0,9500	155	14,0	128 - 183
10,0	0,9000	139	11,1	117 - 161
5,0	0,8000	122	8,22	106 - 138
3,0	0,6667	108	6,20	96,0 - 120
2,0	0,5000	96,0	4,88	86,4 - 106

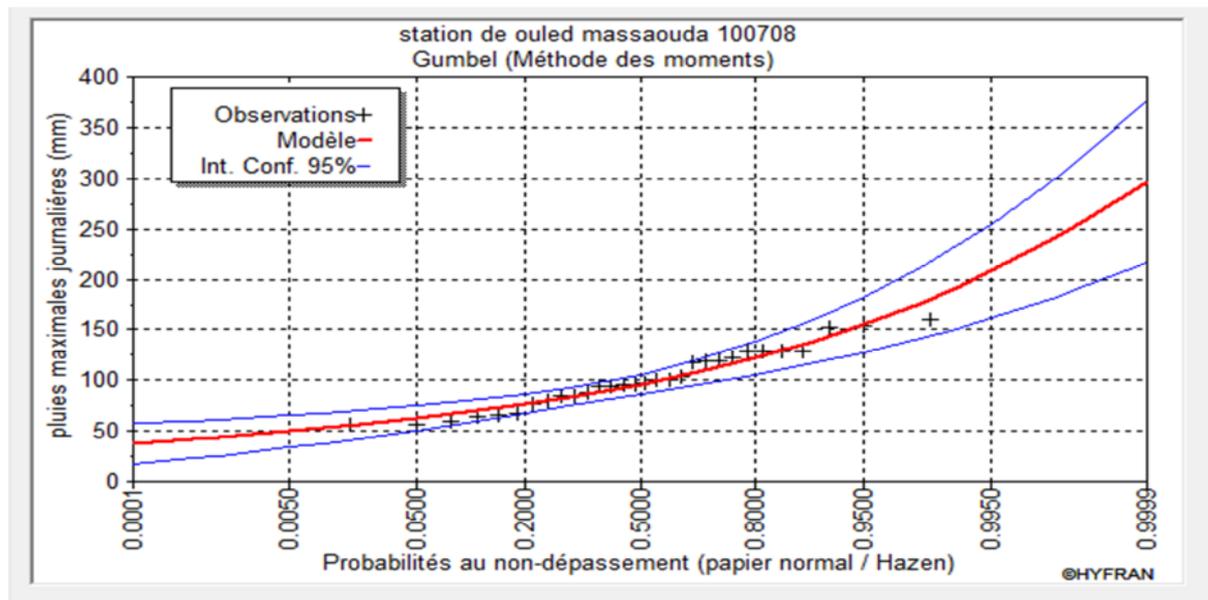


Figure II.04 : Ajustement à la loi de Gumbel.

Tableau II.09 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.

Paramètres	caractéristiques de la loi	caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	56,0
Maximum	Aucun	160
Moyenne	101	101
Ecart-type	29,1	29,1
Médiane	96,0	97,0
Coefficient de variation (Cv)	0,289	0,289
coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	0,276
coefficient d'aplatissement (Ck)	2,40	2,11

✓ **Conclusion** : D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log normale, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY. Ainsi que le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que la loi de GALTON est significatif.

II.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY.

$$P_{tc} = P_{\max, j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.12)$$

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

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

T: Temps en heures et b : Exposant climatique (donnée b = 0 ,50)

Tableau II.10 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0,01	0,1	1	2	5	10	20
Pmaxj p(%)	294	243	194	179	158	142	124

Les résultats de calcul de P_{tc} et I_0 sont données dans le tableau (II.12).

II.5 Apport moyen annuel

II.5.1 Analogie avec la station de l'Oued Missa

Vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée a la méthode d'analogie, qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique de l'Oued Missa.

II.5.2 La Station Hydrométrique

La série des apports liquides est représentée dans l'annexe I.

L'apport moyen annuel de la station est de **172,9 Mm³**

Tableau II.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Joi	Jui	Aou	Annuel
A(Mm ³)	1,29	6,16	9,8	27,69	27,1	31,95	38,59	19,42	6,4	1,95	1,21	0,97	172,9
A(%)	0,94	3,56	5,67	16,02	15,68	18,48	22,32	11,24	3,7	1,13	0,7	0,56	100

Tableau II.12 : Pluies de courtes durées de différentes fréquences et intensités

Période de retour (ans)	10000		1000		100		50		20		10		5	
	Ptc(%) (mm)	I (mm/h)												
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	60,01	60,01	49,60	49,60	39,60	39,60	36,54	36,54	32,25	32,25	28,99	28,99	25,31	25,31
2	84,87	42,44	70,15	35,07	56,00	28,00	51,67	25,84	45,61	22,81	40,99	20,50	35,80	17,90
3	103,94	34,65	85,91	28,64	68,59	22,86	63,29	21,10	55,86	18,62	50,20	16,73	43,84	14,61
4	120,02	30,01	99,20	24,80	79,20	19,80	73,08	18,27	64,50	16,13	57,97	14,49	50,62	12,66
5	134,19	26,84	110,91	22,18	88,55	17,71	81,70	16,34	72,12	14,42	64,81	12,96	56,60	11,32
6	147,00	24,50	121,50	20,25	97,00	16,17	89,50	14,92	79,00	13,17	71,00	11,83	62,00	10,33
7	158,78	22,68	131,23	18,75	104,77	14,97	96,67	13,81	85,33	12,19	76,69	10,96	66,97	9,57
8	169,74	21,22	140,30	17,54	112,01	14,00	103,35	12,92	91,22	11,40	81,98	10,25	71,59	8,95
9	180,04	20,00	148,81	16,53	118,80	13,20	109,61	12,18	96,75	10,75	86,96	9,66	75,93	8,44
10	189,78	18,98	156,86	15,69	125,23	12,52	115,54	11,55	101,99	10,20	91,66	9,17	80,04	8,00
11	199,04	18,09	164,51	14,96	131,34	11,94	121,18	11,02	106,97	9,72	96,13	8,74	83,95	7,63
12	207,89	17,32	171,83	14,32	137,18	11,43	126,57	10,55	111,72	9,31	100,41	8,37	87,68	7,31
13	216,38	16,64	178,84	13,76	142,78	10,98	131,74	10,13	116,28	8,94	104,51	8,04	91,26	7,02
14	224,55	16,04	185,59	13,26	148,17	10,58	136,71	9,77	120,67	8,62	108,45	7,75	94,71	6,76
15	232,43	15,50	192,11	12,81	153,37	10,22	141,51	9,43	124,91	8,33	112,26	7,48	98,03	6,54
16	240,05	15,00	198,41	12,40	158,40	9,90	146,15	9,13	129,01	8,06	115,94	7,25	101,25	6,33
17	247,44	14,56	204,51	12,03	163,28	9,60	150,65	8,86	132,98	7,82	119,51	7,03	104,36	6,14
18	254,61	14,15	210,44	11,69	168,01	9,33	155,02	8,61	136,83	7,60	122,98	6,83	107,39	5,97
19	261,59	13,77	216,21	11,38	172,61	9,08	159,27	8,38	140,58	7,40	126,35	6,65	110,33	5,81
20	268,38	13,42	221,83	11,09	177,10	8,85	163,40	8,17	144,23	7,21	129,63	6,48	113,20	5,66
21	275,01	13,10	227,31	10,82	181,47	8,64	167,44	7,97	147,80	7,04	132,83	6,33	115,99	5,52
22	281,48	12,79	232,65	10,58	185,74	8,44	171,38	7,79	151,27	6,88	135,95	6,18	118,72	5,40
23	287,81	12,51	237,88	10,34	189,92	8,26	175,23	7,62	154,67	6,72	139,01	6,04	121,39	5,28
24	294,00	12,25	243,00	10,13	194,00	8,08	179,00	7,46	158,00	6,58	142,00	5,92	124,00	5,17

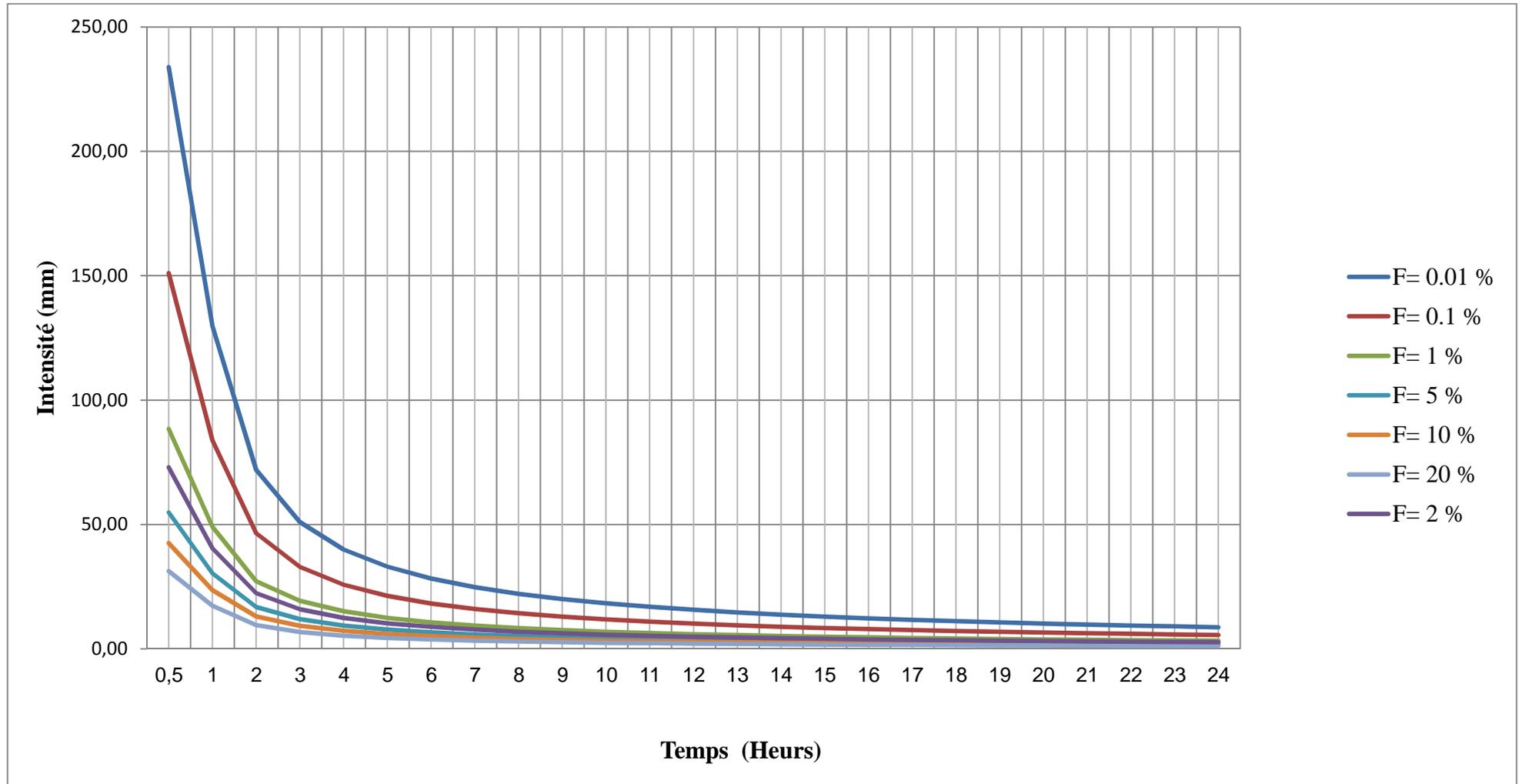


Figure II.05 : Intensité –Durée –Fréquence

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{\text{site}} = A_{\text{sta}} \cdot \frac{S_{\text{bv}}^{\text{sit}}}{S_{\text{bv}}^{\text{sta}}} \dots\dots\dots (II.13)$$

A_{sta} : Apport moyenne annuelle de la station (030408).

$S_{\text{bv}}^{\text{sit}}$: Surface du bassin versant du site est de 235 Km².

S_{bv} : Surface du bassin versant où se trouve la station (030408) est de 316 Km².

AN : **$A_{\text{sit}} = 127,35 \text{ Mm}^3$**

Tableau II.13 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Joi	Jui	Aou	Annuel
A(Mm ³)	0,95	4,54	7,22	20,39	19,97	23,54	28,42	14,30	4,71	1,44	0,89	0,71	127,35
A(%)	0,94	3,56	5,67	16,02	15,68	18,48	22,32	11,24	3,7	1,13	0,7	0,56	100

II.5.3 Caractéristiques de l'écoulement [1]

II.5.3.1 Module de l'écoulement

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (II.14)$$

A_0 : Apport moyen annuel (m³).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3.1536.10^7$ s.

AN : **$M_e = 4058,21 \text{ l/s}$**

II.5.3.2 Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = M_e / S \dots\dots\dots (II.15)$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

AN : **$M_{er} = 17,27 \text{ l/s/Km}^2$**

II.5.3.3 Lame d'eau écoulee

$$L_e = A_0/S \dots\dots\dots (II.16)$$

AN: **$L_e = 544,60 \text{ mm}$**

II.5.3.4 Coefficient de l'écoulement

$$C_e = L_e / P_{\text{moy}} \dots\dots\dots (II.17)$$

AN : **$C_e = 0,41$**

II.5.4 Les Apports fréquentiels

L'estimation fréquentielle des apports est envisagée par l'application de l'ajustement à la série des apports par loi log-normale (Galton).

II.5.4.1 Ajustement de la série des apportes à la loi log-normale

Les résultats de l'ajustement par la loi sont résumés dans les tableaux II.14 et II.15:

Tableau I.14 : Résultat de l'ajustement à la loi log-normale :

T	Q	Xt	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000,0	0,9999	1170	414	355-1980
2000,0	0,9995	921	294	345-1500
1000,0	0,9990	825	250	335-1310
200,0	0,9950	621	162	303-940
100,0	0,9900	541	131	285-798
50,0	0,9800	46	103	264-668
20,0	0,9500	372	71,4	232-512
10,0	0,9000	304	51,2	204-405
5,0	0,8000	238	34,5	171-306

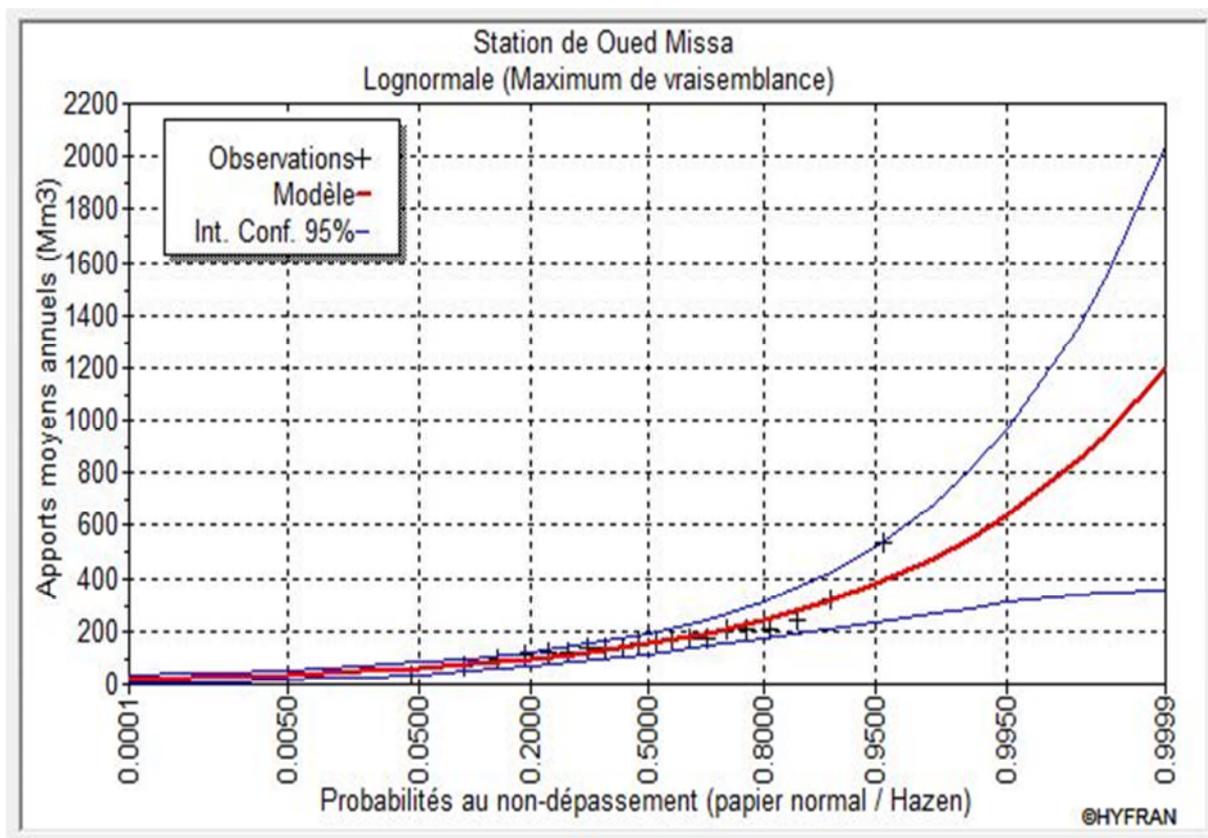


Figure I.06 : Ajustement à la loi log-normale

Tableau II.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon :

Paramètres	caractéristiques de la loi	caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	34,9
Maximum	Aucun	533
Moyenne	175	173
Ecart-type	104	104
Médiane	150	160
Coefficient de variation(Cv)	0,596	0,603
coefficient d'asymétrie(Cs)	2	2.32
coefficient d'aplatissement(Ck)	10,9	7.52

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{80\% \text{ site}} = A_{80\% \text{ sta}} \cdot \frac{S_{bv}^{\text{site}}}{S_{bv}^{\text{sta}}}$$

On trouve : $A_{80\%} = 176,86 \text{ Mm}^3$

II.5.4.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 176,86 \text{ Mm}^3$.

Tableau II.16 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Joi	Jui	Aou	Annuel
$A_{80\%}(\text{Mm}^3)$	1,32	6,30	10,02	28,32	27,73	32,69	39,47	19,86	6,54	2	1,24	0,98	176,86
$A_{80\%}(\%)$	0,75	3,56	5,67	16,01	15,68	18,48	22,32	11,23	3,70	1,13	0,70	0,55	100

II.6 Apport solide et estimation du volume mort

Le manque des données de mesure du transport solide nous ramène à utiliser les méthodes empirique qui nous permet d'estimer l'écoulement solide.

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du bassin versant, de la résistance à l'érosion de sol. Les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

- En suspension
- par charriage

II.6.1 Apport solide en suspension

II.6.1.1 Formules empiriques

a) Formule de TIXERONT :

La formule de Tixeront est recommandée pour la région de l'est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$T_a = 92 \cdot L_0^{0,21} \dots\dots\dots (II.18)$$

Ta : le taux d'abrasion en (T/Km²/an).

L₀ : la lame écoulée en (mm).

AN : Ta=346,76 (T/Km²/an).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1,5 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel 'Vs' est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} \implies V_s = 54325,73 \text{ m}^3/\text{an}$$

b) Formule de FOURNIER :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (II.19)$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² /an);

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux p_m=249 mm;

PA: Pluie moyenne annuelle p_A=1314,3 mm;

h= 45%(H_{max} - H_{min}) [m]; S: Surface du bassin versant.

AN : T_a=34,2 T/Km²/an

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.5 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel 'Vs' est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} \implies V_s = 5358 \text{ m}^3/\text{an}$$

Tableau I.17 : Récapitulatif de volume annuel moyen

Formule	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
FOURNIER	34,2 T/Km ² /an	5358 m ³ /an
TIXERONT	346,76 T/Km ² /an	54325,73 m ³ /an

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l'érosion qui se basent sur la répartition pluviométrique annuelle, le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période.

La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans.

T : Délai de service ; T = 50 ans.

$$V_m = n \cdot V_s = 50 \cdot 54325,73 \implies V_m = 2,72 \text{ Mm}^3.$$

II.6.2 Le transport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de 30 % à 40% du transport solide en suspension, donc:

Si on considère que Le transport solide par charriage = 40% du transport solide en suspension, Il égale à $0,9 \text{ Mm}^3$

Le volume mort total est estimer alors $V_m = 2,72 + 1,08 = 3,8 \text{ Mm}^3$.

Donc le volume mort estimé à 50 ans est de $3,8 \text{ Mm}^3$.

II.7 Etude de crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogramme de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximaux probables correspondants.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passe par l'ajustement de la série des débits maximaux à la loi de Gumbel.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe I.

Tableau I.18 : Débits fréquentielles calculés de la station :

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
Q_{\max} (m^3/s)	154	320	512	678	879	1210	1550

Donc pour le site on a :

Tableau II.19 : Débits fréquentielles calculés du site :

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
Q_{\max} (m^3/s)	96	150	205	435	603	750	1152

II.7.1 Hydrogramme de crues [1]

L'hydrogramme de crues est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales des crues.

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue on choisit de suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

II.7.1.1 Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{\max, P\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (II.20)$$

Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s) ;
 t_m : Temps de la montée de la crue en (h), et $n=2$.

II.7.1.2 Pour la décrue

$$Q_d = Q_{\max, P\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (II.21)$$

$t_d = \delta t_m$ (Sokolovsky), et $m=3$.
 Q_d : débit instantané de la décrue (m^3/s) ;
 n, m : Puissance des courbes ;
 t_d : temps de la décrue en heures, et $t_d = 4 \cdot 6.00 = 24$ heures ;
 Et : Q_{\max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s) ;
 δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue, on prend $\delta = 4$.

Tableau II.20 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ) :

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

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (5; 10; 20 ; 100; 1000 ; 10000) Ans, sont donnés dans le tableau (II.19)

Tableau II.21 : Les valeurs de débits de crues en fonction de temps.

Temps	Période de retour (ans)						
	5	10	20	50	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0.67	1.04	1.42	3.02	4.19	5.21	8.00
1	2.67	4.17	5.69	12.08	16.75	20.83	32.00
2	10.67	16.67	22.78	48.33	67.00	83.33	128.00
3	24.00	37.50	51.25	108.75	150.75	187.50	288.00
4	42.67	66.67	91.11	193.33	268.00	333.33	512.00
5	66.67	104.17	142.36	302.08	418.75	520.83	800.00
6	96.00	150.00	205.00	435.00	603.00	750.00	1152.00
7	84.49	132.02	180.43	382.86	530.72	660.10	1013.92
8	73.94	115.54	157.90	335.06	464.46	577.69	887.33
9	64.31	100.49	137.33	291.42	403.96	502.44	771.75
10	55.56	86.81	118.63	251.74	348.96	434.03	666.67
11	47.63	74.42	101.71	215.83	299.19	372.12	571.58
12	40.50	63.28	86.48	183.52	254.39	316.41	486.00
13	34.12	53.31	72.86	154.60	214.30	266.55	409.42
14	28.44	44.44	60.74	128.89	178.67	222.22	341.33
15	23.44	36.62	50.05	106.20	147.22	183.11	281.25
16	19.06	29.77	40.69	86.35	119.69	148.87	228.67
17	15.26	23.84	32.58	69.13	95.83	119.19	183.08
18	12.00	18.75	25.63	54.38	75.38	93.75	144.00
19	9.24	14.44	19.74	41.88	58.06	72.21	110.92
20	6.94	10.85	14.83	31.47	43.62	54.25	83.33
21	5.06	7.91	10.81	22.94	31.80	39.55	60.75
22	3.56	5.56	7.59	16.11	22.33	27.78	42.67
23	2.38	3.72	5.09	10.79	14.96	18.61	28.58
24	1.50	2.34	3.20	6.80	9.42	11.72	18.00
25	0.87	1.36	1.85	3.93	5.45	6.78	10.42
26	0.44	0.69	0.95	2.01	2.79	3.47	5.33
27	0.19	0.29	0.40	0.85	1.18	1.46	2.25
28	0.06	0.09	0.12	0.25	0.35	0.43	0.67
29	0.01	0.01	0.01	0.03	0.04	0.05	0.08
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

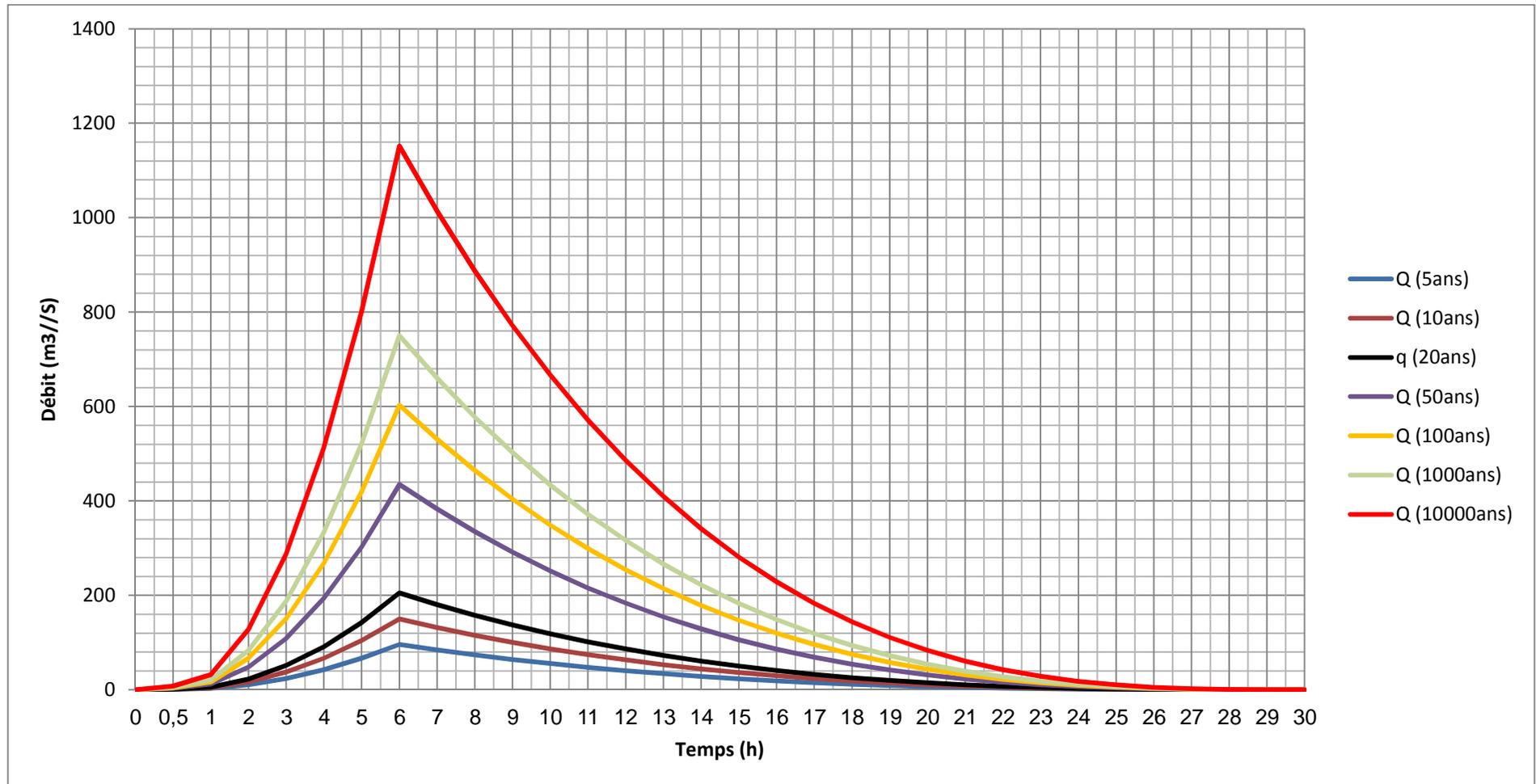


Figure II.07 : L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

II.7.2 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau II.22 : Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie -Dommages considérable	1/100000 à 1/10000
Importants -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 10000 ans. Equivalent à un débit qui vaut $Q_{0.01\%} = 1152 \text{ m}^3/\text{s}$

II.7.3 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevés, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses. Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis. Donc vu toutes ces exigences on va choisir la crue de 20 ans pour la conception des ouvrages de dérivation et de prises d'eau, $Q_{20\text{ans}} = 205 \text{ m}^3/\text{s}$

II.8 Régularisation

L'étude de régularisation du barrage sur l'Oued Irdjana a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation utilisés :

- ❖ La régularisation saisonnière.
- ❖ La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ❖ L'apport ($A_{80\%}$ en Mm^3).
- ❖ La consommation totale (Mm^3).
- ❖ Les infiltrations et l'évaporation.
- ❖ Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80%

Tableau II.23 : La répartition mensuelle de l'apport 80% et mensuelle des besoins :

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU
$A_{80\%}$ (Mm^3)	1,32	6,30	10,03	28,32	27,73	32,69	39,47	19,86	6,54	2	1,24	0,98
$U_{80\%}$	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	10,5	12	12	12	12

II.8.2 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »

Les courbes cote – surface - capacité ont été déterminées à partir du fond topographique de la cuvette au 1/5000

Tableau II.24 : Les valeurs caractéristiques de la courbe.

Cote de retenue	Surface (ha)	Capacité (Mm^3)
30	27	1,6
40	69	7,3
50	116	14,9
60	161	28,80
70	228	48,00
80	312	74,90
90	403	111,00
100	504	157,00

La courbe capacité hauteurs est représentée dans l'annexe A.

II.8.3 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- L'apport annuel $A_{80\%}$.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul:

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois de Mars.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$.

- Avec :
- V_{rf} : Volume de remplissage final ;
 - V_{ri} : Volume de remplissage initial ;
 - S : Volume excédentaire à évacuer ;

II.8.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes [2]

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation :

✓ 1ère Consigne d'exploitation :

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

✓ 2ème Consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.25 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A-U	1 ^{ère} consigne d'exploitation			2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{ri}	V _{ri}	S	V _{ri}	V _{ri}	S
Nov	28,32	10,5	17,82	21,62	3,8		14,02	3,8	17,82
Déc	27,73	10,5	17,23		21,62			3,8	
Jan	32,47	10,5	22,19	38,85	38,85		13,43	3,8	17,23
Fév	39,47	10,5	28,97	55,90	61,04	5,14	4,71	3,8	8,42
Mar	19,86	10,5	9,36	55,90	84,87	28,97	17,56	17,56	
Avr	6,54	10,5	-3,96	55,90	65,26	9,36	46,53	46,53	
Mai	2	12	-10	51,94	51,94		55,9	55,9	
Jui	1,24	12	-11,76	41,94	41,94		51,94	51,94	
Juil	0,98	12	-11,02	30,18	30,18		41,94	41,94	
Aou	1,32	12	-10,68	19,16	19,16		30,18	30,18	
Sep	6,30	10,5	-4,2	8,48	8,48		19,16	19,16	
Oct	10,02	10,5	-0,48	4,28	4,28		8,48	8,48	
				3,8	3,8		4,24	4,24	
						43,47	3,8	3,8	43,47

$V_s = 95,57 \text{ M m}^3$

$V_d = 52,10 \text{ Mm}^3$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'ou : $V_u = V_d$

Alors : $V_u = 52,10 \text{ Mm}^3$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$

D'où : $V_{NNR} = 55,9 \text{ Mm}^3$

II.8.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) [2]

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

A- Pertes par évaporation :

Le volume mensuel des pertes par évaporation est donné par

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \quad \dots\dots\dots (II.22)$$

V_{ep} : volume perdu a cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

B- Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par:

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad \dots\dots\dots (II.23)$$

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques, ($0,5 < \delta < 3$; on prend : $\delta=1,5$)

Tableau II.26 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V_{moy}	$S_{moy}(ha)$	$E_s(mm)$	V_{ep} (Mm^3)	V_{inf} (Mm^3)	Pert	A-U	W - U - II (Mm^3)
Nov	12,71	100	48	0,048	0,19065	0,239	17,82	17,58
Déc	30,24	160	43	0,0688	0,4536	0,522	17,23	16,71
Jan	47,38	220	40	0,088	0,7107	0,799	22,19	21,39
Fév	55,9	240	45	0,108	0,8385	0,947	28,97	28,02
Mar	55,9	240	62	0,1488	0,8385	0,987	9,36	8,37
Avr	53,17	236	72	0,169992	0,79755	0,968	-3,96	-4,93
Mai	45,44	216	90	0,1944	0,6816	0,890	-10	-10,89
Jui	34,56	175	126	0,2205	0,5184	0,739	-11,76	-12,50
Jui	23,17	140	171	0,2394	0,34755	0,587	-11,02	-11,61
Aoû	13,07	102	161	0,16422	0,19605	0,360	-10,62	-11,04
Sep	6,38	60	111	0,0666	0,0957	0,162	-4,2	-4,36
Oct	4,04	42	62	0,02604	0,0606	0,087	-0,48	-0,57

Tableau II.27 : Régularisation saisonnière avec pertes en (Mm³).

Mois	A80%	U80%	A-U	pertes	A-u-p	1ère consigne d'exploitation			1ère consigne d'exploitation		
						Vri	Vri	S	Vri	Vri	S
Nov	28,32	10,5	17,82	0,239	17,58		3,8			3,8	
Déc	27,73	10,5	17,23	0,522	16,71	21,38	21,48		13,78	3,8	17,58
Jan	32,47	10,5	22,19	0,799	21,39	38,09	38,09		12,91	3,8	16,71
Fév	39,47	10,5	28,97	0,947	28,02	59,48	59,48		1,92	3,8	1,88
Mar	19,86	10,5	9,36	0,987	8,37	59,70	87,50	27,8	23,31	23,31	
Avr	6,54	10,5	-3,96	0,968	-4,93	59,70	68,07	8,37	51,33	51,33	
Mai	2	12	-10	0,890	-10,89	54,77	54,77		59,70	59,70	
Jui	1,24	12	-11,76	0,739	-12,50	43,88	43,88		54,77	54,77	
Juil	0,98	12	-11,02	0,587	-11,61	31,38	31,38		43,88	43,88	
Aou	1,32	12	-10,68	0,360	-11,04	19,77	19,77		31,38	31,38	
Sep	6,3	10,5	-4,2	0,162	-4,36	8,73	8,73		19,77	19,77	
Oct	10,02	10,5	-0,48	0,087	-0,57	4,37	4,37		8,73	8,73	
						3,8	3,8		4,37	4,37	
								36,17	3,8	3,8	36,17

Du tableau (I.20) : on a

$$V_s = 92,07 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 55,90 \text{ Mm}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } V_u = 55,90 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$

$$V_{NNR} = 59,70 \text{ Mm}^3$$

Nous avons : $E = (V_u - V_m) / V_u = (55,90 - 52,1) / 52,1 = 7,29 > 2\%$.

Alors on refait les calculs :

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau II.28 :

Tableau II.28 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V_{moy} (Mm^3)	S_{moy} (ha)	Es (mm)	V_{evp} (Mm^3)	V_{inf} (Mm^3)	Pert (Mm^3)	A-U	W - U - II (Mm^3)
Nov	12,64	98	48	0,04704	0,1896	0,237	17,82	17,58
Déc	29,94	158	43	0,06794	0,4491	0,517	17,23	16,71
Jan	48,37	229	40	0,0916	0,72555	0,817	22,19	21,37
Fév	58,33	240	45	0,108	0,87495	0,983	28,97	27,99
Mar	58,33	240	62	0,1488	0,87495	1,024	9,36	8,34
Avr	55,31	238	72	0,17136	0,82965	1,001	-3,96	-4,96
Mai	47,04	228	90	0,2052	0,7056	0,911	-10	-10,91
Jui	35,65	180	126	0,2268	0,53475	0,762	-11,76	-12,52
Jui	23,81	140	171	0,2394	0,35715	0,597	-11,02	-11,62
Août	13,38	106	161	0,17066	0,2007	0,37	-10,68	-11,00
Sep	6,5	50	111	0,0555	0,0975	0,153	-4,2	-4,35
Oct	4,07	40	62	0,0248	0,06105	0,086	-0,48	-0,57

Du tableau (I.22) : on a :

$$V_s = 91,98 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 55,98 \text{ Mm}^3$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou} : V_u = V_d \quad \text{Alors} : V_u = 55,98 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$$

$$\text{D'où} : V_{\text{NNR}} = 59,78 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (55,98 - 55,90) / 55,90 = 0,143 \% < 2\%$$

Donc le volume utile saisonnier est de $55,98 \text{ Mm}^3$.

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

NIVEAU NNR = 75 m NGA.

Tableau II.29 : Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes en (Mm³).

Mois	A80%	U80%	A-U	Pertes	A-U-P	1ère consigne d'exploitation			2ère consigne d'exploitation		
						Vri	Vri	S	Vri	Vri	S
Nov	28,32	10,5	17,82	0,237	17,58		3,8			3,8	
						21,38	21,38		13,78	3,8	17,58
Déc	27,73	10,5	17,23	0,517	16,71				12,91	3,8	16,71
						38,09	38,09				
Jan	32,47	10,5	22,19	0,817	21,37				2,08	3,8	1,71
						59,46	59,46				
Fév	39,47	10,5	28,97	0,983	27,99				23,45	23,45	
						59,78	87,45	27,66			
Mar	19,86	10,5	9,36	1,024	8,34				51,44	51,44	
						59,78	68,12	8,34			
Avr	6,54	10,5	-3,96	1,001	-4,96				59,78	59,78	
						54,82	54,82				
Mai	2	12	-10	0,911	-10,91				54,82	54,82	
						43,91	43,91				
Jui	1,24	12	-11,76	0,762	-12,52				43,91	43,91	
						31,39	31,39				
Juil	0,98	12	-11,02	0,597	-11,62				31,39	29,39	
						19,77	19,77				
Aou	1,32	12	-10,68	0,371	-11,05				19,77	19,77	
						8,72	8,72				
Sep	6,3	10,5	-4,2	0,153	-4,35				8,72	8,72	
						4,37	4,37				
Oct	10,02	10,5	-0,48	0,086	-0,57				4,34	4,34	
						3,8	3,8				
								36	3,8	3,8	36

II.8.6 Régularisation interannuelle

Pour le calcul de la régularisation interannuelle, on opte pour la méthode de KRISTEKLY MENKEL.

II.8.5.1 Méthode de KRISTEKLY MENKEL pour le calcul du volume utile [2]

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle est égal :

$$V_{int} = (\beta_s + \beta_{plur}) * W_0 \dots\dots\dots (II.24)$$

β_s : Composante saisonnière du volume utile.

β_{plur} : Composante pluriannuelle du volume utile.

W_0 : Apport moyen interannuel.

□ La composante saisonnière est égale :

$$\beta_s = \alpha(T_{ét} - W_{ét}) \text{ , et } T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12} \text{ durée de l'étiage au cours de l'année.}$$

$$W_{ét} = \frac{\sum_{i=1}^{N_{ét}} W_m}{\sum_{i=1}^{12} W_{pm}} \text{ , finalement } \beta_s = 0,53$$

□ La composante pluriannuelle est égale :

La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaizé, cette composante β_{plur} est fonction de : (P%, α Cv, Cs,r)

α : Coefficient de régularisation; P% : Probabilité de garantie;

Cs : Coefficient d'asymétrie et Cv : Coefficient de variation de la série des débits annuels;

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau II.30 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$:

module spécifique M_0 (l/s.km ²)	>20	20-10	10-4	4 - 1	<1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

On a: $M_0 = 17,72 \text{ l/s/Km}^2 < 1$ donc, $r = 0, 2$

Donc on est dans le cas où $C_s = 2 C_v$ et $r \neq 0,3$; on utilise les graphiques de Gougli qui donnant pour :

$$P = 80\% \text{ et } \alpha = 0,75$$

$$C_v = 0,596 \text{ et : } C_s = 2 C_v$$

$\beta_{plur} = 0,40$

$$\text{Donc : } V_{int} = V_s + V_{plur} = 127,3 \cdot (0,53 + 0,40)$$

$$\mathbf{V_{int} = 118,42 Mm^3}$$

Le volume au niveau normal de la retenue est:

$$V_{NNR} = V_m + V_{u_{int}} \text{ implique que : } V_{NNR} = 3,8 + 118,42$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 122,23 Mm^3}$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

NIVEAU NNR = 92 m.NGA

✓ **Conclusion :** Vu que l'apport dépasse la consommation on tenant compte de la régulation saisonnière pour le dimensionnement de notre barrage.

II.9 Laminage de crues [3]

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire du barrage et le débit progressive de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \dots\dots\dots (II.25)$$

- Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;
- $q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;
- S : surface de plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dh \text{ ou } Q-q = S \frac{dh}{dt}$$

Et, $\frac{dh}{dt}$: représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Kotcherine qui sont des méthodes grapho-analytique. Les résultats sont les suivants :

II.9.1 Méthode de Kochirine

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

- 📊 l'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze,
- 📊 les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- 📊 le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue.
- 📊 les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

En faisant transiter les eaux excédentaires par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q_{lam} = m.b.\sqrt{2g}. H^{3/2} \dots\dots\dots (II.26)$$

Avec :

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0,49$.

b: largeur du déversoir (m).

h: charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

II.9.1.1 Estimation de la charge au-dessus du déversoir

La détermination de la largeur du déversoir, ainsi que le débit correspondant, se fait graphiquement après le traçage du graphe $q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule

$$q_{lam} = Q_{max} \% (1 - V_{ch}/V_{cr}) \dots\dots\dots (II.27)$$

Avec :

$Q_{max}\%$: Débit maximum de crue considérée en m^3/s .

V_{ch} : Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr} : Volume de la crue correspondant au $Q\%$ en m^3 .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} Q_{max} \% T_b \dots\dots\dots (II.28)$$

T_b : temps global de la crue.

Les résultats de calcul par la méthode de KOCHIRINE sont représentés dans le tableau II-31.

D'après le tableau II.24, Nous tracerons les courbes $H=f(q_{lam})$; $H=f(q_{lam}, b)$

La courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimale ainsi que le débit correspondant.

Conclusion

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, nous devons faire une étude d'optimisation (c'est ce qu'on appelle une étude technico-économique) qui nécessite la détermination des volumes des travaux pour chaque largeur du déversoir, du remblai et du béton.

II.10 Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversante correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

Tableau II.31 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crues.

					$Q_{mp\%} = mg \times (2g)^{0,5} \times H^{1,5}$						
					b(m)						
Hd (m)	PHE (m)	VPHE (Mm ³)	Vf (Mm ³)	q _{max,p%}	50	55	60	65	70	75	80
0	75	59,78	0	1152,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	77	66,84	7,06	1054,89	306,95	337,64	368,33	399,03	429,72	460,42	491,11
2,2	77,2	67,37	7,59	1047,49	354,12	389,53	424,94	460,36	495,77	531,18	566,59
2,4	77,4	67,91	8,13	1040,09	403,49	443,84	484,19	524,54	564,89	605,23	645,58
2,6	77,6	68,45	8,67	1032,69	454,96	500,46	545,96	591,45	636,95	682,44	727,94
2,8	77,8	68,99	9,21	1025,29	508,46	559,30	610,15	660,99	711,84	762,68	813,53
3	78	69,52	9,74	1017,89	563,89	620,28	676,67	733,06	789,45	845,84	902,23
3,2	78,2	70,06	10,28	1010,49	621,21	683,33	745,46	807,58	869,70	931,82	993,94
3,4	78,4	70,60	10,82	1003,09	680,35	748,39	816,42	884,46	952,49	1020,53	1088,56
3,6	78,6	71,14	11,36	995,69	741,26	815,38	889,51	963,64	1037,76	1111,89	1186,01
3,8	78,8	71,67	11,89	988,29	803,88	884,27	964,66	1045,04	1125,43	1205,82	1286,21
4	79	72,21	12,43	980,90	868,17	954,99	1041,81	1128,62	1215,44	1302,26	1389,07
4,2	79,2	72,75	12,97	973,50	934,09	1027,50	1120,91	1214,32	1307,73	1401,14	1494,55
4,4	79,4	73,29	13,51	966,10	1001,60	1101,76	1201,92	1302,08	1402,24	1502,40	1602,56
4,5	79,5	73,56	13,78	962,40	1035,94	1139,53	1243,13	1346,72	1450,32	1553,91	1657,50
4,6	79,6	73,82	14,04	958,70	1070,66	1177,73	1284,79	1391,86	1498,93	1605,99	1713,06
4,8	79,8	74,36	14,58	951,30	1141,24	1255,37	1369,49	1483,61	1597,74	1711,86	1825,99
5	80	74,90	15,12	943,90	1213,31	1334,64	1455,97	1577,30	1698,63	1819,96	1941,29

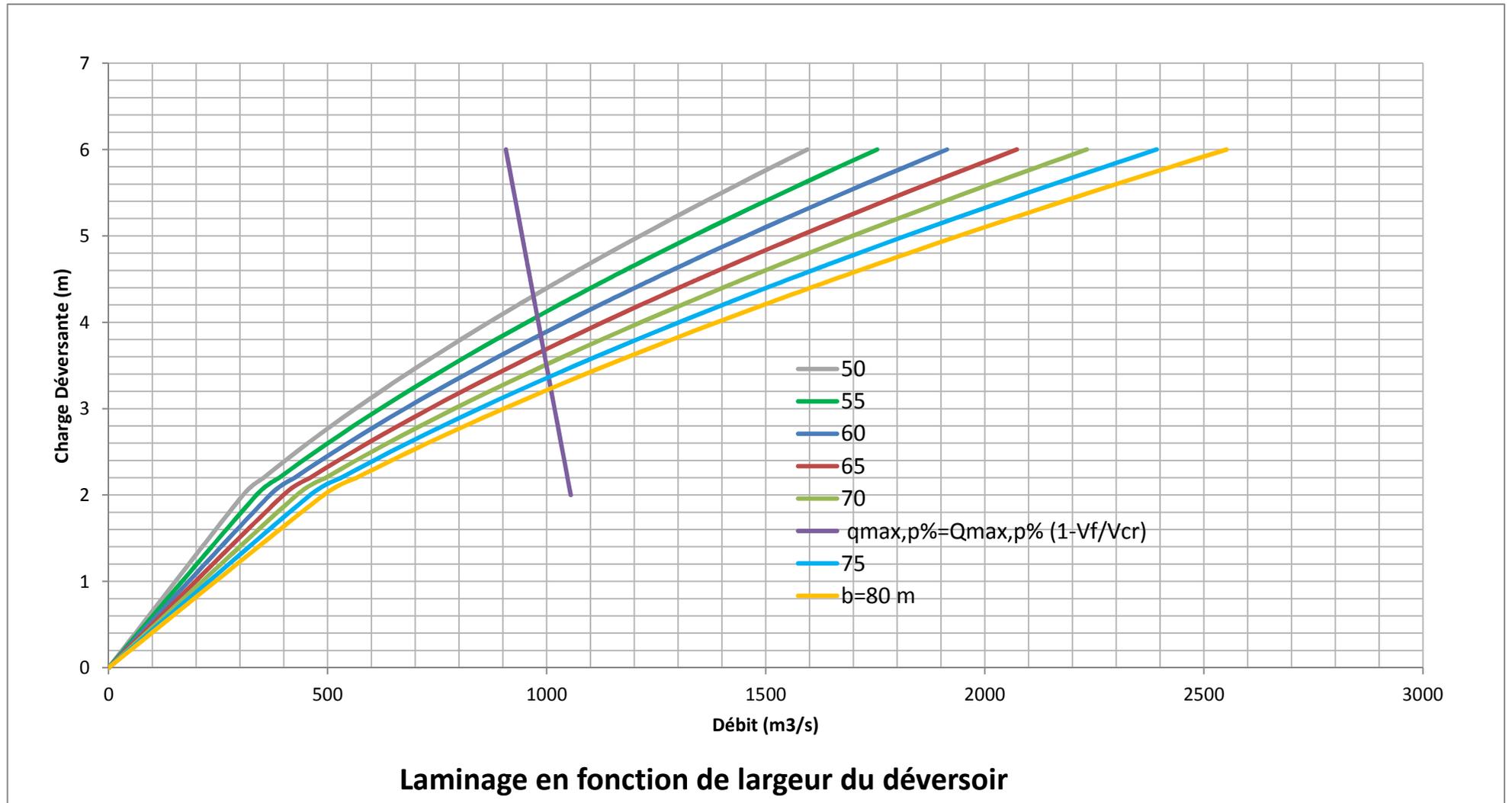


Figure II.08 : Courbes de $H = f(Q, q)$

II.10.1 Revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.29)$$

La hauteur des vagues H est estimé a l'aide des formules suivantes :

A- Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$H = 0,75 + 0,34 \sqrt{F} + 0,26 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (II.30)$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch [F =4,4km].

B- Formule de Molitor :

$$H = 0,75 + 0,032 (U.F)^{0,50} - 0,27 F^{0,25}$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 150 Km/h.

C- Formule de MALLET et PAQUANT :

$$H = 0,5 + 0,33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (II.31)$$

Tableau I.32: Récapitulatifs des résultats de calcul pour la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1,84	5,18	3,20
Molitor	0,56	2,62	0,90
Mallet-paquant	1,19	3,88	1,95

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1,5 + 2H \dots\dots\dots (II.32)$$

R= 2 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

II.10.2 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0,015 H_b \dots\dots\dots (II.33)$$

D'où : T : Tassement de la crête du barrage.

H_b : Hauteur du barrage.

II.10.3 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

Formule de T.KNAPPEN $b=1,65 H^{0,5}$ (II.34)

Formule de E.F.PREECE $b=1,1 H^{0,5} + 1$ (II.35)

Formule SIMPLIFIEE $b=3,6 H^{1/3} - 3$ (II.36)

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés dans le tableau II.33 :

$H_b = \nabla_{NNR} - \nabla_{C_f} + h_{dév} + R + t$ (II.37)

∇_{NNR} : Cote au niveau normale de la retenue;

∇_{C_f} : Cote du fond (lit de l'oued);

$h_{dév}$: Hauteur déversante maximale;

R : Revanche pour la digue;

t : tassement de la digue;

Tableau II.33 : Variation de la hauteur du barrage en fonction de la charge déversant en [m]

Hmax	PHE	R	T	H _b	b _{KN}	b _{PR}	b _{SM}	b _{pr}	b _{MOY}
0,5	75,5	2	0,5	55,5	12,29	9,19	10,73	9,31	10,38
1	76	2	0,5	56	12,35	9,23	10,77	9,35	10,43
1,5	76,5	2	0,5	56,5	12,40	9,27	10,81	9,40	10,47
2	77	2	0,5	57	12,46	9,30	10,85	9,44	10,51
2,5	77,5	2	0,5	57,5	12,51	9,34	10,89	9,48	10,56
3	78	2	0,5	58	12,57	9,38	10,94	9,52	10,60
3,5	78,5	2	0,5	58,5	12,62	9,41	10,98	9,56	10,64
4	79	2	0,5	59	12,67	9,45	11,01	9,60	10,68
4,5	79,5	2	0,5	59,5	12,73	9,48	11,05	9,64	10,73
5	80	2	0,5	60	12,78	9,52	11,09	9,68	10,77
5,5	80,5	2	0,5	60,5	12,83	9,56	11,13	9,72	10,81
6	81	2	0,5	61	12,89	9,59	11,17	9,76	10,85

On opte pour une valeur en crête de : $b_{cr} = 10 \text{ m}$.

II.11 Calcul du coût total approximatif de la digue et de l'évacuateur de crues

II.11.1 Calcul du coût de la digue

Le coût de la Digue est donné ci-dessous dans le tableau II.34

Tableau II.34 : Coût de la digue.

Largeur déversant (m)	Volume de la digue en (m ³)	Cout de la digue en (millions DA)
50	1928258	771,30
55	1816490	726,60
60	1726463	690,60
65	1659194	663,70
70	1569512	627,80
75	1567250	626,90
80	1564251	625,70

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre. Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 400 DA

II.11.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

III.11.2.1 Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant des problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

Le coefficient de débit est $m = 0,49$

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (II. 37)$$

H : Charge sur le seuil;

Y : Ordonnée du profil (m);

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_{dev} = S_{dev} * L \dots\dots\dots (II.38)$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube de béton à 22000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera de:

Tableau II.35 : Coût de déversoir.

Largeur déversante (m)	Surface (m ²)	Volume du béton (m ³)	Coût du déversoir (millions DA)
50	10,20	510,00	11,22
55	10,05	552,75	12,16
60	9,94	596,40	13,12
65	9,88	642,20	14,13
70	9,70	682,5	14,95
75	9,67	725,25	15,96
80	9,60	768	16,90

II.11.2.2 Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 160m, (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{bét}} = S_{\text{bét}} \times L_{\text{bét}} \dots\dots\dots (\text{II.39})$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 mètre et le coût du mètre cube de béton est estimée 22000 DA/m³.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cour}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots (\text{II.40})$$

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau II.36 : Coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m ³ /s)	largeur de coursier (m)	surface de béton (m ²)	volume de béton (m ³)	coût total Millions (DA)
50	960	15,59	7,98	1276,80	28,09
55	980	15,72	8,02	1283,20	28,23
60	993	15,80	8,10	1296	28,51
65	998	15,84	8,16	1305,6	28,72
70	1000	15,85	8,20	1312	28,81
75	1006	15,89	8,27	1323,2	29,11
80	1014	15,94	8,35	1336	29,39

II.11.3 Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous dans le tableau II.47 :

Tableau II.37 : Coût Total du barrage.

Largeur déversante (m)	Cout de la digue (millions DA)	Cout de l'évacuateur de crue		Coût total (millions de DA)
		Déversoir	coursier	
50	771,30	11,22	28,09	810,61
55	726,60	12,16	28,23	766,99
60	690,60	13,12	28,51	732,23
65	663,70	14,13	28,72	706,55
70	627,80	14,95	28,86	671,61
75	626,90	15,96	29,11	671,97
80	625,70	16,90	29,39	671,99

D'après le tableau II.37 on trace les courbes $\text{Cout}_{\text{digue}} = f(b)$; $\text{Cout}_{\text{évacua}} = f(b)$; $\text{Cout}_{\text{total}} = f(b)$
Après avoir tracé la courbe d'optimisation Figure II.09 de la digue, l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total Optimal. La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 70 \text{ m}$ » Qui correspond $H_b = 3,5 \text{ m}$.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.38 : Récapitulatif des résultats de calcul.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	3,80
Volume utile	Mm^3	55,98
Volume au NNR	Mm^3	59,78
Cote du fond	m NGA	22,5
Cote NVM	m NGA	26,3
Cote NNR	m NGA	75
Cote en crête	m NGA	81
Largeur en crête	m	10

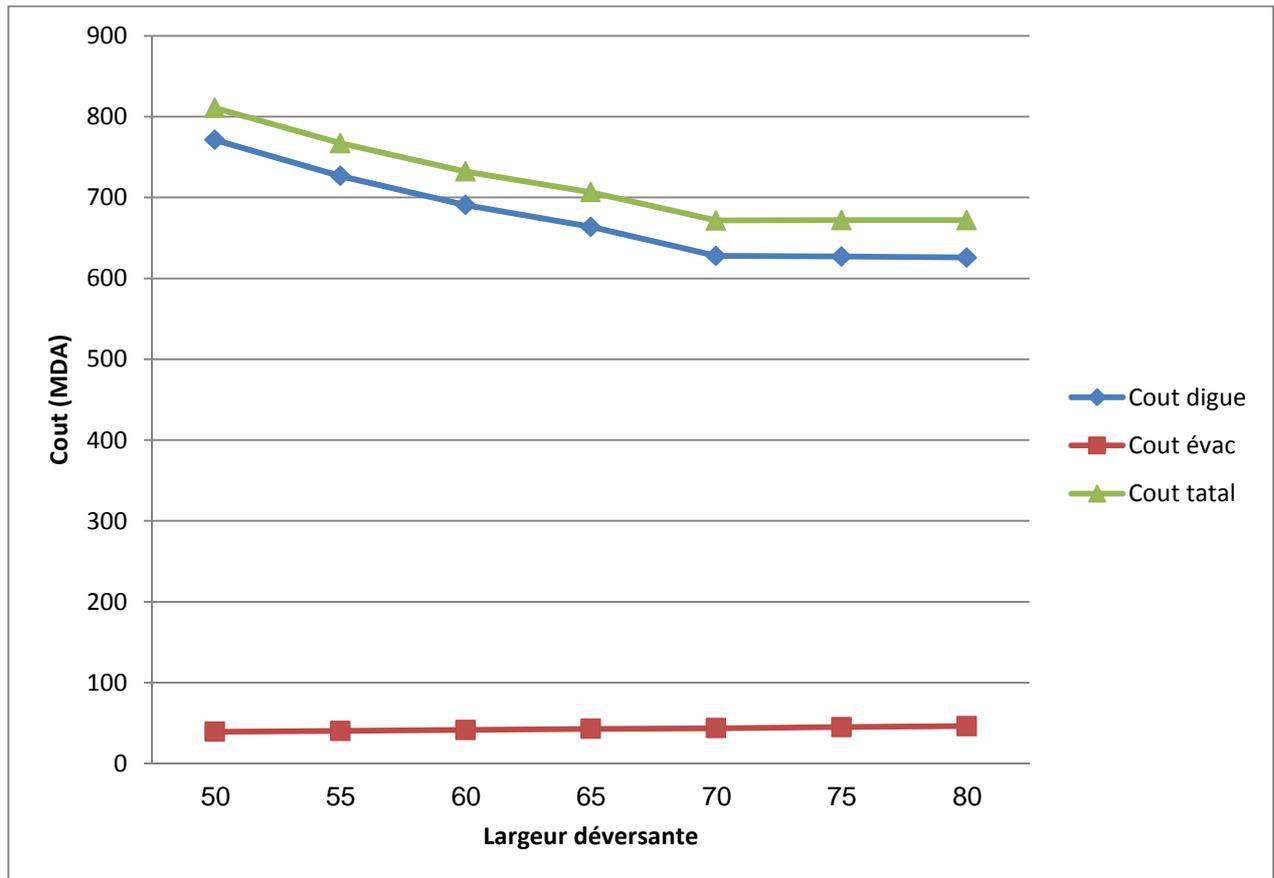


Figure II.09 : Cout total du barrage en fonction de (b).

Conclusion :

Les paramètres essentiels calculés pour la conception du notre barrage sont :

- Revanche ($R=2m$) ;
- Hauteur déversante maximal ($H_{max} = 3,5$) ;
- Largeur déversante ($b'=70 m$) ;
- Largeur en crête ($b=10 m$) ;

On voit clairement qu'il y a une petite différence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité. Les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a calculées dans ce chapitre.



Chapitre III :

ETUDE DES VARIANTES

Introduction

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport et de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques. Grâce à cette condition que l'on peut proposer des variantes, ou en écarter.

III.1 Choix du site de barrage : [4]

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par le critère économique et critère de sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes L'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

Le choix de l'axe du barrage de **IRDJANA** est dicté par les contraintes topographiques, on recherche habituellement des sites présentant des triplets intéressants suivants :

Surface de bouchures / Volume de cuvette / Déplacement de population ou d'infrastructures.

Au départ on a analysé trois sites différents qui se situent sur l'oued Irdjana, cette analyse a nous permis également d'écarter deux sites pour des raisons de rendement hydraulique. Finalement le site retenu se situe au niveau du resserrement de l'oued Irdjana.

Le site le plus répondant aux critères essentiels, et ce qui représenté sur le plan topographique, donc c'est la solution technique qui répond aux critères cités précédemment.

L'axe choisi nous oblige d'intègre le batardeau amont avec la digue pour des raisons technique et économique, ainsi que topographique. Avant d'entamé le choix des variantes on va dimensionner le batardeau amont.

III.2 Dimensionnement du batardeau amont :

On trouvé précédemment que la crue de chantier $Q_{20\text{ans}}$ est égale à $205\text{m}^3/\text{s}$.

La figure ci-après donne la variation du niveau amont en fonction des différents débits de chantiers :

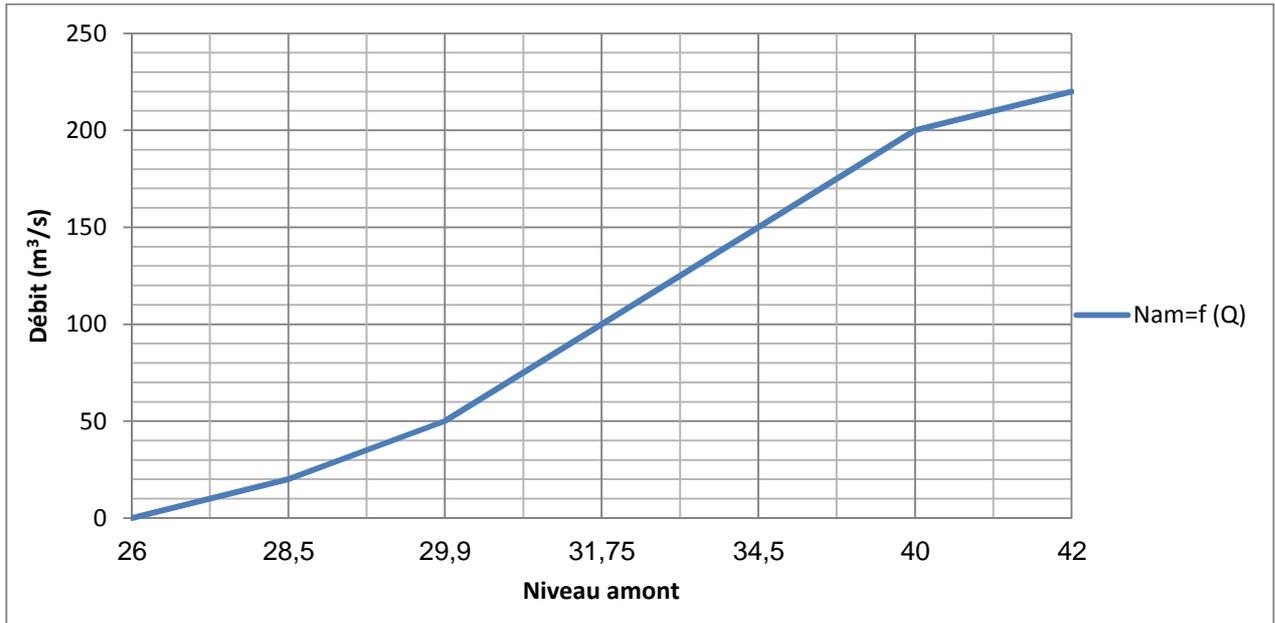


Figure III.01 : Courbe de tarage de la dérivation provisoire.

A partir de la courbe de tarage on obtient : $N_{am} = 40,5$ m NGA.

III.2.1 Hauteur du batardeau amont

$$H_{bat} = N_{am} + 1 - C_{fond} \dots\dots\dots (III.01)$$

$$H_{bat} = 40,5 + 1 - 23,5 \text{ donc : } H_{bat} = 18 \text{ m.}$$

III.2.2 Largeur en crête du batardeau

$$\text{Formule de T.KNAPPEN } b = 1,65 \cdot \sqrt{H_{bat}} \dots\dots\dots (III.02)$$

$$\text{Formule de E.F.PREECE } b = 1,1 \cdot \sqrt{H_{bat}} + 1 \dots\dots\dots (III.03)$$

$$\text{Formule SIMPLIFIEE } b = 3,6 \sqrt[3]{H_{bat}} - 3 \dots\dots\dots (III.04)$$

$$\text{Formule pratique } b = \left(\frac{5}{4}\right) \cdot \sqrt{H_{bat}} \dots\dots\dots (III.05)$$

Tableau III.01: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête.

Formule	T.KNAPPEN	E.F.PREECE	SIMPLIFIEE	pratique	moyenne
b_{cr} (m)	7	5,67	6,35	5,30	6,08

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{crt} = 6$ m.

III.2.3 Longueur du batardeau

A partir du plan topographique on obtient $B = 157,50$ m.

III.2.4 Section transversal du batardeau

$$F_{\text{bat}} = (10 + 3H_{\text{bat}}) \cdot H_{\text{bat}} \dots\dots\dots (III.06)$$

$$F_{\text{bat}} = 1152 \text{ m}^2.$$

III.2.5 Volume du batardeau

$$W_{\text{bat}} = F_{\text{bat}} \cdot B_m \dots\dots\dots (III.07)$$

$$W_{\text{bat}} = 184320 \text{ m}^3.$$

Batardeau en terre dont les talus à pente 1/3.

III.3 Choix du type de barrage [4]

On peut classer les barrages en deux catégories :

- ❖ Les barrages en remblai (terre, enrochement, avec parfois une partie en gabions), capable de s'adapter à l'éventuels mouvement de substratum, les matériaux de construction sont en outre bon marché, cette catégorie est souvent la mieux adaptée au contexte africain.
- ❖ Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie, leur capacité de déformation est relativement faible, ils ne s'accommodent, sauf exception que de fondations rocheuses saines et peu déformables et leur coût n'est pas raisonnable que si la cuvette se ferme sur un verrou de faible largeur, facile à obstruer, dans cette catégorie, on distingue les barrages poids (maçonnerie), les barrages-voûtes (béton) et les barrages à contreforts (béton armé).

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont les suivants :

➤ **La topographie du site :**

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu, vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

➤ **Morphologie du thalweg et la qualité de la fondation :**

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains pour des raisons de coût en effet, les barrages en béton ne seront construits que dans des vallées étroites. La nature de la fondation est également un critère essentiel, les ouvrages rigides en béton ou en maçonnerie ne

s'accommoderont généralement, sauf pour les petites hauteurs, que de fondations rocheuses saines. Par contre, les barrages souples en terre, en enrochements ou en gabions peuvent être fondés sur des substrats meubles.

➤ **Géologie et conditions de la fondation :**

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géologique et géotechnique, La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implémenter :

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous types de barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours approprier des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations, et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations.

➤ **Matériaux de construction :**

Le choix d'un type de barrage est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en quantité et en qualité suffisante (alluvions, enrochements, argiles, sables et graviers). La distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible.

Conclusion : En se basant sur l'étude géologique, La fondation qui peut subir des tassements différentiels et des mouvements latéraux des formations marneuses, rend nécessaire la construction d'une digue souple qui peut s'accommoder à ces exigences. Ainsi que les dimensions de la digue nécessitent un volume de matériaux importants, une solution qui n'est pas économique pour une digue en béton, d'où l'exclusion de la variante barrage poids.

III.4 Barrage en remblais

III.4.1 Avantages des barrages en remblais

- Utilisation du sol comme matériau local pour la construction du barrage.
- Possibilité d'utiliser n'importe quel sol, tous les procédés de construction sont mécanisés.
- Possibilité de construire ces barrages pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- Possibilité de construire le barrage avec n'importe quelle hauteur.

III.4.2 Inconvénients des barrages en remblais

- Impossibilité de conduire le débit des crues à travers l'ouvrage.
- Présence de l'écoulement souterrain dans le corps du barrage, qui crée les conditions de déformation du barrage.
- Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables.
- L'utilisation des dispositifs contre la filtration.

III.4.3 Variantes à choisir

- Barrage en terre homogène [5]

Un barrage en terre homogène est un barrage en remblai principalement constitué de matériaux fins compactés, dont le profil le plus simple des barrages en remblai. Une particularité de cet ouvrage est de ne comprendre qu'un seul matériau uniformément réparti à travers la section. Le matériau utilisé doit à lui seul assurer les fonctions d'étanchéité et de corps d'appui. Les matériaux les plus perméables sont placés vers les parements. Mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

- Barrage en terre zoné [5]

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réaliser en matériaux argileux qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci, ou par une membrane interne (béton bitumineux) ou par un masque amont (béton ou bitume). Le dispositif interne d'étanchéité a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, mais il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

- Barrage en enrochement

Ce type de barrage est constitué essentiellement en enrochement, Il peut envisager on deux grand variante :

- Barrage en enrochement avec masque amont en (béton ou bitume) dans le cas d'une quantité insuffisante de matériaux pour la réalisation d'un noyau argileux.
- Barrage en enrochement à noyau d'argile.

III.5 Définition du profil général du barrage

III.5.1 Hauteur du barrage

III.5.1.1 Calcul de la revanche [6]

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0,75 H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.08)$$

La hauteur des vagues H est estimé a l'aide des formules suivantes :

➤ **Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} + 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.09)$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch [F =4,4km].

➤ **Formule de Molitor :**

$$H = 0,75 + 0,032 (U.F)^{0,50} - 0,27 F^{0,25}$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 150 Km/h.

➤ **Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots (III.10)$$

➤ **Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0,33 F \dots\dots\dots (III.11)$$

Tableau III.02: Récapitulation des résultats de calcul de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1,84	5,18	2,75
Molitor	1,18	3,86	1,64
Mallet-Paquant	1,19	3,88	1,66
Formule Simplifiée	-	-	1,69

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1,5 + 2H \dots\dots\dots (III.12)$$

R= 2 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

III.5.1.2 Tassement [6]

Le tassement est calculé grâce à la formule suivante :

$$T= 0,01 H_b \dots\dots\dots (III.13)$$

D'où : T : Tassement de la crête du barrage.

H_b : hauteur du barrage.

T=0,5 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

Donc la hauteur du barrage :

$$H_b = \sqrt{NNR-\nabla f} + h_{dév} + R + T \dots\dots\dots (III.14)$$

$$H_b = 75-22,5 +3,5+2+0,5 = \mathbf{58,5 m.}$$

III.5.2 Largeur en crête [6]

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme. La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

$$\text{Formule de T.KNAPPEN } b=1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.15)$$

$$\text{Formule de E.F.PREECE } b=1,1 \cdot \sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots (III.16)$$

$$\text{Formule SIMPLIFIEE } b=3,6 \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.17)$$

$$\text{Formule pratique } b=\left(\frac{5}{4}\right) \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.18)$$

Avec H_b : Hauteur du barrage [m].

Tableau III.03: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	T.KNAPPEN	E.F.PREECE	SIMPLIFIEE	pratique	moyenne
b _{cr} (m)	12,62	9,41	10,98	9,56	10,64

On opte pour une largeur de crête égale à : **b_{crt} = 10 m.**

III.5.3 La longueur en crête

La longueur en crête est tirée à partir du plan d'aménagement qui égale à : **L = 267 m.**

III.5.4 Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme le montre le tableau ci-après :

Tableau III.04: Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

IV.5.5 Bermes

Pour une digue qui dépasse les 15m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. Etant donné que notre digue est de 58,5 m, nous avons obligé de prévoir des bermes. Les bermes sont de (2 – 3) mètres de largeur et de pente 2 %.

A) Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées une berme de largeur 3 m à la cote 60,5m NGA

B) Talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons deux bermes de largeur 3 m.

La première berme est de cote 40,5 m NGA et la deuxième de cote 60,5 m NGA.

III.5.6 Protection du talus [6]**A) Talus aval**

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (300 mm) doit être réalisé.

B) Talus amont

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule (IV. 19) :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV. 19)$$

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

Tableau III.05 : Valeur de C.

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$
1 : 2,5	0,028	0,025	0,023

On à un poids spécifique du rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^2$. Et une pente égale a 1/2,5

D'où La valeur de C est donnée 0,025.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0,70 \text{ m}$

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

$$W \geq 0,52 e^3 \sigma \dots\dots\dots (III. 20)$$

$W = 0,47$ tonne est déterminé par la formule de Labzofsky

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{W}{0,52 \cdot \delta}} = \sqrt[3]{\frac{0,04}{0,52 \cdot 2,65}} = 0,3 \text{ m}$$

III.5.7 Etanchéité du barrage [5]

III .5.7.1. Dimensionnement du masque en béton (3^{ème} variante)

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0,3 + 0,001 * H \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec : H : hauteur de barrage égale 58,5 m

$$A.N : e = 0,3 + 0,001 * 58,5$$

Pour la sécurité on prend l'épaisseur de béton est $e = 0,4$ m.

III.5.7.2 Noyau (2^{ème} variante)

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue, limitant ainsi, sensiblement le débit de fuite. Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (III.22)$$

I_{adm} : Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau.

ΔH : La différence de charge d'eau

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible

Tableau III .06 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à l'Ière classe. Alors, on prend $I_{adm}=1,5$

$$I_{adm} = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H1 - H2}{b_{moy}} \dots\dots\dots (III.23)$$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0$) ;

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1=52,50$ m) ;

$b_{moy} = 35$ m.

• **La largeur en crête du noyau:**

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \times Hb \dots\dots\dots (III.24)$$

$L_{n,s} = 9,75$ m . On adopte pour $L_n = 10$ m

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{base} = L_n + 2.m_n.H_n \dots\dots\dots (III.25)$$

m_n : Fruit du noyau (On prend une pente du noyau égale a $m_1 = m_2 = 0,5$)

H_n : Hauteur du noyau, $H_n = H_b - 1 = 57,5$ m

$$b_{base} = 67,5 \text{ m}$$

$$b_{base adm} > \Delta H / I_{adm}$$

$$b_{base} = 35 \text{ m}$$

Et comme pour notre cas b_{base} est supérieure à $b_{base adm}$, donc la condition est vérifiée.

$$b_{base noy} > b_{base adm}$$

La largeur moyenne du noyau est:

$$B = 51,25 \text{ m.}$$

• **La cote en crête du noyau :**

$$N_{CN} = C_{fond} + 57,5$$

$$N_{CN} = 22,5 + 57,5 = 80 \text{ mNGA.}$$

III.5.7.3 Drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est disposée le long du barrage. Le rôle de cette galerie consiste à cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

III.5.7.3.1 Dimensionnement du drain incliné :

A- Hauteur du drain

Pour la variante digue zoné : $H_d = 30$ m.

Pou la variante digue homogène : $H_d = 55$ m.

B- Epaisseur du drain :

Tableau III.07 : Epaisseur minimal de drain.

$H^2\sqrt{V}$	< 30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0,5	0,8	1	1,2	1,5

On opte pour une épaisseur de 2 m.

III.5.7.3.2 Dimensionnement Du Drain Tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, nous disposons habituellement, dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations d'un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

• La longueur du drain :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (III. 26)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b=348,56m$].

Donc : $L_d = \frac{348,56}{3} = 116,19 \text{ m.}$

• La largeur du drain :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (III. 27)$$

Avec :

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (m);

H : Différence de charge entre la retenue et le drain (m).

On prend : $l_d = 2 \text{ m}$

III.6 Etude comparative

III.6.1 Calcul des volumes en terre

Le volume du barrage est déterminé de la manière suivante :

Après avoir tracé le profil longitudinal du barrage, nous avons choisi des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, la hauteur de la digue est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (III.28)$$

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i .

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe " i " est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi} \dots\dots\dots (III.29)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i ».

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots (III.30)$$

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (III.31)$$

L : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

Tableau III.08: Barrage homogène en argile.

Coupe	H_{bi}	B_{pi}	$W_I (m^2)$	W_{moy}	$Li(m)$	$V_I (m^3)$
0	0	0	0			
I	16,8	102,4	944,16	472,08	30	14162,40
				1921,5805	22,5	43235,56
II	30,7	178,85	2899,001	4356,7555	24,59	107132,62
				7531,11	23,11	174043,95
III	44,2	253,1	5814,51	9580,6388	21,30	204067,61
				9859,1326	41,32	407379,36
IV	56,2	319,1	9247,71	9821,2844	17,86	175408,14
				9671,3106	21,12	204258,08
V	58,25	330,38	9913,5675	7485,155	21,10	157936,77
				4034,155	12,61	50870,69
VI	57,92	328,56	9804,6976	1540,7475	18,11	27902,94
				239,3725	13,01	3114,24
VII	58,02	329,11	9837,8712			
VIII	57	323,5	9504,75			
IX	42,8	245,4	5465,56			
X	29	169,5	2602,75			
XI	11,5	73,25	478,745			
XII	0	0	0			
						$V_{total} = 1569512,35$

Tableau III.09: Barrage en enrochement avec masque sur le parement amont.

Coupe	H _{bi}	B _{pi}	W _I (m ²)		Li(m)	V _I (m ³)	
0	0	0	0	507,36	30	15220,80	
I	16,8	110,8	1014,72		2074,595	22,5	46678,39
II	30,7	194,2	3134,47		4718,695	24,59	116032,71
III	44,2	275,2	6302,92		8170,12	23,11	188811,47
IV	56,2	347,2	10037,32		10399,504	21,3	221509,43
V	58,25	359,5	10761,688		10702,533	41,32	442228,68
VI	57,92	357,52	10643,379		10661,27	17,86	190410,29
VII	58,02	358,12	10679,161		10498,081	21,12	221719,46
VIII	57	352	10317		8120,26	21,1	171337,49
IX	42,8	266,8	5923,52		4368,26	12,61	55083,76
X	29	184	2813		1662,375	18,11	30105,61
XI	11,5	79	511,75		255,875	13,01	3328,93
XII	0	0	0				
						V _{total} = 1702467,02	

Le tableau III.10 donne les différents coûts des variantes :

Tableau III.10 : Coûts des variantes étudiés.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
Homogène	Recharge	1487283,02	800	1189,82	1239,16
	rip-rap	26490,3353	1200	31,79	
	Drain	29249	600	17,55	
Zoné	Recharge	943199,2247	195	183,92	602,15
	Noyau	312910,8149	800	250,32	
	rip-rap	26490,3353	2050	54,31	
	Filtres et drain	96271,20	1180	113,6	
Avec masque	Recharge	1616822	2050	1778	2005,13
	Béton	18927,26	12000	227,13	

Conclusion

D'après l'analyse quand on fait on remarque que le type barrage à zones, constitués d'un noyau étanche au centre, est le plus économique. Notant la disponibilité des matériaux d'étanchéité et de recharge d'après le rapport géologique, ainsi que les avantages suivants :

- En cas de sol de fondation défavorable il faudra donner la préférence aux barrages à noyau, parce que les masques en terre ou artificiels sont plus soumis aux tassements inégaux. Ainsi que dans les régions avec des conditions climatiques rudes (grandes précipitations en hiver et très basses températures), il est nécessaire de construire les dispositifs en terre de volume minimum (noyau)
- En cas de propriétés mécaniques et physiques de qualités moyennes pour les dispositifs d'étanchéité, on donne la préférence au barrage à noyau.
- Les barrages à noyau sont plus économiques que ceux avec masque, c.à.d. le cas ou les coefficients de stabilités égaux, ils ont les plus petits volumes.
- Le raccordement du dispositif d'étanchéité avec les berges est plus facile dans le cas du barrage à noyau. Le noyau est plus stable que le masque vis-à-vis les tassements inégaux des fondations.

Donc c'est la variante retenue.



Chapitre IV :

CONCEPTION DE LA VARIANTE RETENUE

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être construits en matériaux à caractéristiques variées, différemment des barrages en béton ou en enrochements, dont les matériaux constitutifs ont des caractéristiques comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Le terme « terre » couvre toute la gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine aux éléments très grossiers.

IV.1 Hauteur du barrage**IV.1.1 Niveau d'eau du barrage**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge d'eau sur le déversoir.

La charge d'eau sur le déversoir :

$$NPHE = NNR + h \quad \dots\dots\dots (IV.01)$$

$$NPHE = 56 \text{ m}$$

IV.1.2 Revanche

D'après les calculs effectués dans le chapitre précédent. En a trouvé une revanche $R = 2 \text{ m}$.

IV.1.3 Tassement de la digue

Le tassement total c'est le tassement de la digue plus le tassement de la fondation. On suppose que la digue ne subit pas de tassement vu le bon compactage des différentes couches internes lors de la réalisation, le tassement de la fondation est un tassement de consolidation.

La valeur du tassement dépend essentiellement des caractéristiques géotechniques du sol de la retenue et de sa fondation.

D'après **LOWTON** :

Pour les hauts barrages on calcule le tassement d'après la formule :

$$T = 0,001 H_b^{1,5} \quad \dots\dots\dots (IV.02)$$

T : tassement de la crête du barrage ; H_b : hauteur de barrage.

$T = 0,42 \text{ m}$. pour des raisons de sécurité on prend $t = 0,5 \text{ m}$.

IV.1.4 Cote en crête du barrage

La cote en crête du barrage est : $N_{cr} = H_b + C_{fond}$

H_b : Hauteur du barrage calculée comme suit :

$$H_b = NPHE + R + t \quad \dots\dots\dots (IV.03)$$

$NPHE$: La cote des plus hautes eaux en m NGA.

R : Revanche en (m) ; T: le tassement ;

$$H_b = 56+2+0,5 = 58,5 \text{ m.} \quad \Longrightarrow \quad H_b=58,5 \text{ m}$$

Donc la cote en crête sera :

$$N_{cr} = 81 \text{ m.}$$

IV.2 Conception de la crête :

La crête du barrage en tant qu'un élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable.

IV.2.1 Largeur en crête :

La largeur en crête du barrage doit être suffisante pour qu'il n'y pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et éventuellement pour un entretien ultérieur. Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment du risque de tremblement de barrage qui est suffisamment faible lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête $b = 10 \text{ m}$ (calculée dans le chapitre précédent).

IV.2.2 Longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement, qui égale à : $L = 267 \text{ m}$.

IV.3 Classification de l'ouvrage :

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.

Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le classement du tableau suivant:

Tableau IV.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	II	IV
	Hauteur de barrage(m)			
Sol rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau IV.01 Irdjana est classée dans la deuxième catégorie d'ouvrage.

IV.4 Les bermes

Pour des hauteurs importantes dépassant les dix mètres de la digue on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus. Les bermes sont de (2 – 3) mètres de largeur et de 2 % de pente.

IV.4.1 Talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 3 m de cote successivement 40,5m NGA et 60.5 m NGA.

IV.4.2 Talus aval

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons deux bermes de largeur 3 m chacune à la cote successivement 40,5 m NGA ; 60,5 m NGA.

IV.5 Pentés des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales :

Tableau IV.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

Fruits des talus d'après le tableau IV.02 on a :

Parement amont $m_1 = 2,5$

Parement aval $m_2 = 2,5$

IV.5.1 protection du talus

IV.5.1.1 Talus aval

La protection aval du talus est destinée à assurer la pérennité de ce talus vis-à-vis des érosions dues aux épisodes pluvieux de forte intensité. Pour des digues de la hauteur de celle envisagée ici, les protections classiques sont une couche d'enrochements ou un engazonnement.

Il est proposé ici de retenir la solution protection par enrochements, dont le diamètre moyen est compris entre 200 et 300 mm. Le fuseau granulométrique recommandé est indiqué sur la figure IV.01 :

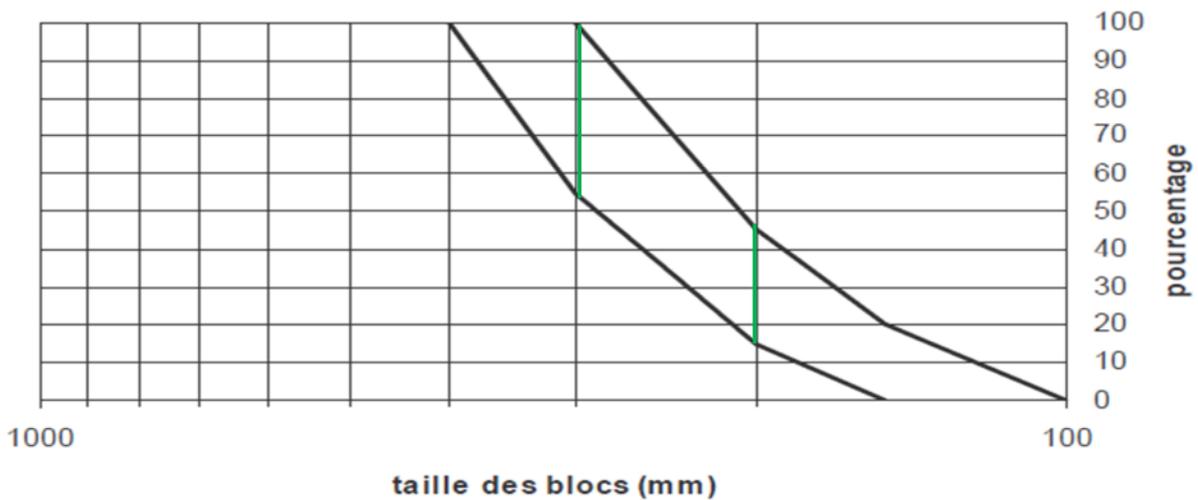


Figure IV.01 : Fuseau granulométrique de la protection aval.

IV.5.1.2 Talus amont

✓ **première méthode :**

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues H_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV. 04)$$

Avec :

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement et déduite du tableau IV.03 :

On a un poids spécifique du rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^2$. Et une pente égale à 1/2,5 ;

D'où $C = 0,025$ (tirée du tableau IV.03)

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0,70 \text{ m}$.

Tableau IV.03 : Valeur de C.

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

- 50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que :

$W = 0,04$ KN est déterminé par la formule de Labzofsky

D_p : diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524 \cdot \delta}} = \sqrt[3]{\frac{0,06}{0,524 \cdot 2,65}} = 0,35m$$

✓ **Deuxième méthode :**

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau qui donne l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues. (Tableau IV.04)

Tableau IV.04 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	$D_{\min}(m)$
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,55	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,70	0,45

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2$ m \iff $e = 0,45$ m correspond à $D_{\min} = 0,35$ m.

Conclusion :

Nous proposons une épaisseur $e = 0,7$ m pour la protection du talus amont contre la propagation des vagues et les vents de grande vitesse pour des raisons de sécurité.

IV.6 Etanchéité du barrage

Nous avons traité les infiltrations dans le massif et nous avons montré que ces infiltrations, dans certaine conciliation crée des renards dangereux pour la stabilité des barrages. Nous avons également mentionné très brièvement que malgré l'optimisation des débits de fuites, le problème hydrostatique interne reste un problème majeur.

IV.6.1 Choix du système d'étanchéité interne et de fondation [7]

Lorsque la terre n'est pas suffisamment imperméable pour constituer un remblai homogène étanche, il faut équiper le barrage d'un organe d'étanchéité spéciale. Les techniques les plus couramment mises en œuvre sont les noyaux en matériaux argileux compactés. Il existe néanmoins d'autres techniques telles que : noyau en béton bitumineux, paroi moulée, chapes et les membranes souples. Les conditions d'exécution des fondations ont notamment une influence prépondérante sur :

- ✓ La forme et la profondeur d'excavation, et la percolation ;
- ✓ La disposition et les dimensions des éléments d'étanchéités ;

Les figures suivantes montrent les possibles dispositions en fondation.

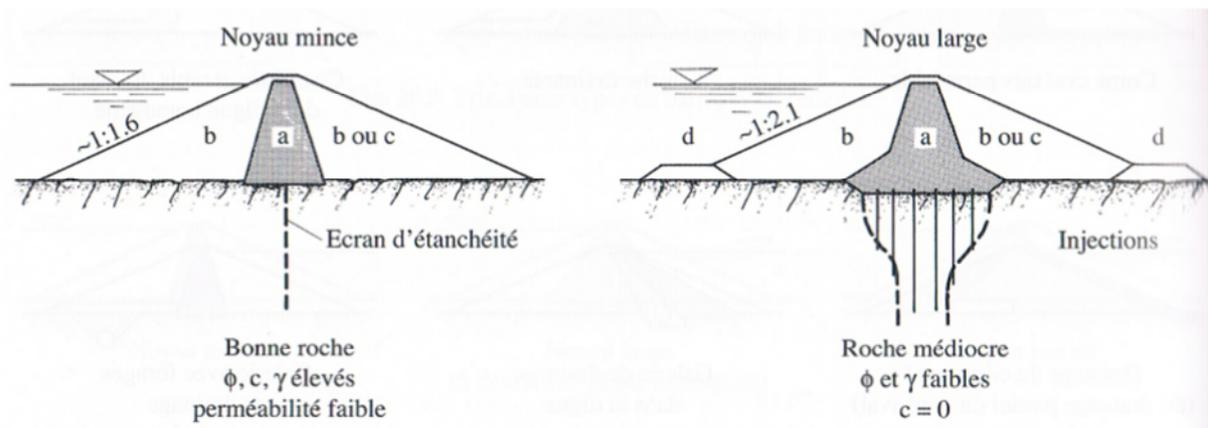
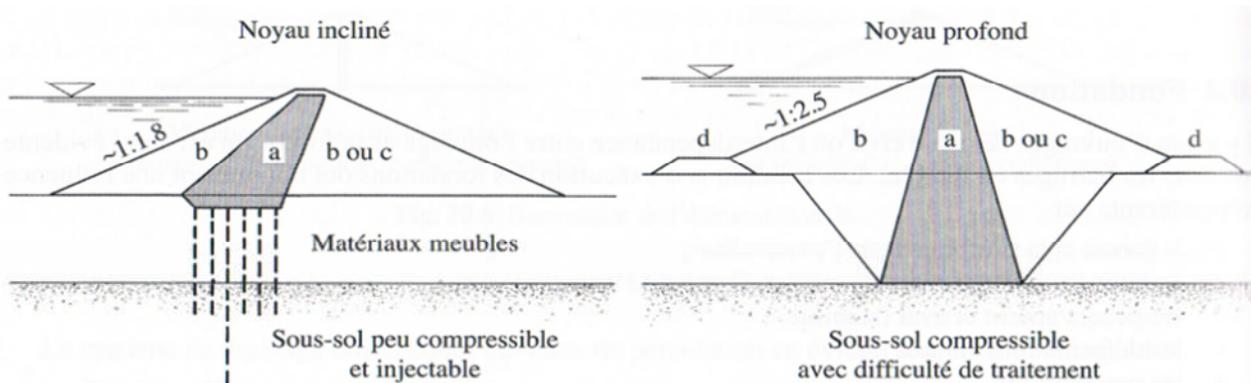


Figure IV.02 : Type de fondation des barrages en remblai sur rocher.



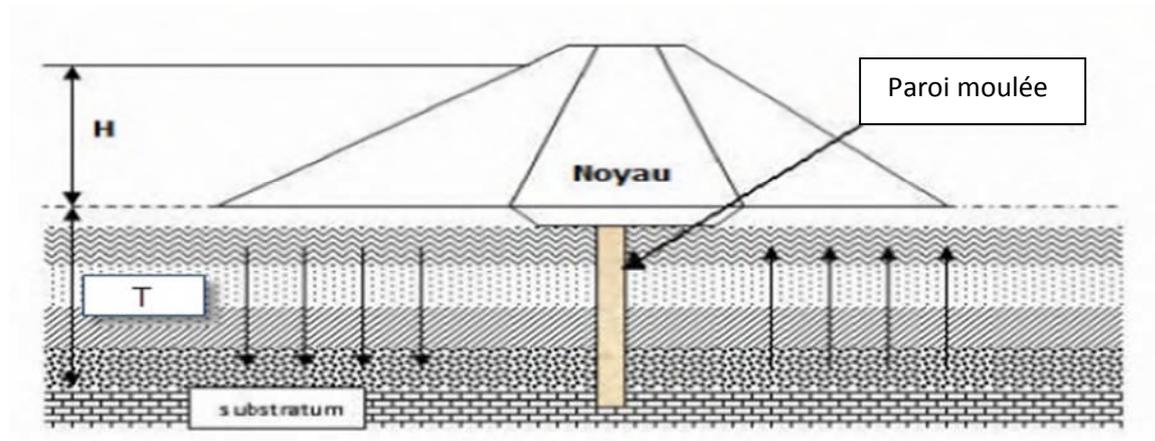


Figure IV.03 : Type de fondation des barrages en remblai sur matériaux meubles.

(b, c et d) corps d'appui de qualité différente ; (a) noyau.

Conclusion :

- Selon la disponibilité des matériaux de constructions dans les zones d'emprunts (argile) en quantité et en qualité, on va choisir le system noyau central en argile comme organe d'étanchéité interne.
- Selon les conditions géologiques et géotechniques de la fondation ainsi que les conditions économique, on va choisir le system parois moulé comme organe d'étanchéité projeté vers le substratum jusqu'à 36 m de profondeur.

IV.6.2 Noyau argileux compacté

Le noyau en matériau compacté, disposé verticalement au centre du barrage son épaisseur est de l'ordre de 1/6 de la hauteur de l'ouvrage.

Vers le sommet le noyau doit être monté au-dessus des plus hautes eaux et pratiquement, compte tenu des remontées capillaires, jusqu'à la tête du barrage. Il doit être protégé de la dessiccation à sa partie supérieure pour éviter toute fissure de retrait. Vers le bas, il faut assurer la continuité de l'étanchéité en raccordant celle-ci à la fondation imperméable.

IV.6.2.1 Dimensionnement du noyau

Pour le noyau, on a opté pour un profil trapézoïdal dont les dimensions sont les suivantes:

A- largeur en crête du noyau :

La largeur au sommet du noyau sera déterminée pour autoriser le passage des engins de compactage, mais aussi par des raisons d'étanchéité, elle est de valeur minimale :

$$l_n = 1/6 H_b \dots\dots\dots (IV.05)$$

D'où $L_n = 9,75 \text{ m}$; on prend $l_n = 10 \text{ m}$.

B- Cote de la crête du noyau :

Pour éviter tout risque de siphonage par-dessus de la crête du noyau du au phénomène de capillarité on fait monter le noyau au-dessus de la cote des plus hautes eaux de 1 m et de le faire positionner à 1 m plus bas de la crête du barrage.

$$1_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.06)$$

$$H_n = 58,5 - 1 \quad \text{D'où : } H_n = 57,5 \text{ m}$$

$$N_{CN} = C_{\text{fond}} + 57,5$$

$$N_{CN} = 22,5 + 57,5 = 80 \text{ m NGA.}$$

C- Pentes des talus du noyau :

Généralement pour le noyau on prend des pentes identiques pour l'amont et l'aval.

- Talus amont m = 0,5 ;
- Talus aval est aussi m = 0,5 ;

D- Largeur à la base du noyau :

Elle dépend de la hauteur de charge H et de la perméabilité du matériau constructif du noyau. Elle est déterminée suivant la condition :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots (IV.07)$$

I_{adm} : Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau.

ΔH : La différence de charge d'eau

Tableau IV.05 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol :	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,6	1,5	1,8	1,95
Limon	1,05	1.15	1,25	1,35
Sable moyen	0,70	0,80	0,90	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Selon le classement du tableau IV-05 notre barrage appartient à la IIème classe. Alors, on prend $I_{\text{adm}}=1,5$

$$I_{\text{adm}} = \frac{\Delta H}{B_{\text{base.adm}}} = \frac{H_1 - H_2}{B_{\text{base.adm}}} \dots\dots\dots (IV.08)$$

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2= 0$).

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1=52,50 \text{ m}$)

E- La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n, s} = \frac{1}{6} \times Hb \dots\dots\dots (IV.09)$$

On adopte pour **Ln =10 m.**

D'où les pentes des talus du noyau :

$$B_{base} = Ln + 2 m_n H_n \dots\dots\dots (IV.10)$$

m_n : Fruit du noyau.

H_n : Hauteur du noyau, $H_n = H_b - 1 = 57,5m$

$$B_{base} = 68,5 m$$

$$B_{base adm} \geq \frac{\Delta H}{I_{adm}}$$

$$B_{base adm} = 35 m$$

Et comme pour notre cas B_{base} est supérieure à $b_{base adm}$, donc la condition est vérifiée.

$$B_{base noyau} > b_{base admissible}$$

La largeur moyenne du noyau est: $B=51,25 m.$

IV.6.2.2 La clé d'encrage :

Une clé d'encrage est prévue dans la continuité du noyau en argile, elle permettra en plus d'assurer l'étanchéité du noyau. La profondeur de la clé d'encrage à partir du terrain naturel est de 5 m avec une épaisseur de base de m, les pentes des talus de parafouille sont :

$$m_1 = m_2 = 1,5.$$

La clé d'encrage et prévu dans le but d'augmenté le chemin d'infiltration dans le sol de fondation, ainsi que d'amélioré les caractéristique de ce dernier.

IV.6.3 La paroi moulée

Pour bien assurer l'étanchéité du barrage et de sa fondation ; il faut qu'en raccordant le noyau à la fondation imperméable. Mais pour des raisons économiques (substratum profond), en a favoriser le choix de réaliser un écran homogène du type paroi moulée, on se contente presque toujours d'imposer à l'eau de percolation un chemin suffisamment long pour qu'elle ait perdu toute sa charge à l'aval du barrage.

IV.6.3.1 Dimensionnement de la paroi moulée

La technique de la paroi moulée consiste à réaliser une excavation à partir de la clé d'encrage, la tranchée excavée étant maintenue stable par remplissage au moyen d'une boue bentonitique directement chargée en ciment et qui fait prise en quelques jours, donnant naissance à une paroi étanche de perméabilité de l'ordre de $10^{-8} m/s$, ce mur est suffisamment plastique pour subir d'importantes déformation sans se fissurer.

La paroi moulée à une largeur minimale de **1,2 m**, elle s'ancre d'un côté de **4 m** dans le noyau, et d'autre de **1 m** dans le substratum pour assurer l'étanchéité.

IV.7 Drainage de la digue

IV.7.1 Constitution et fonctionnement des filtres et drains

IV.7.1.1 Filtres

La fonction principale du filtre est de retenir les particules du sol drainées tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- ✓ Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols ne puissent pas migrer dans l'autre sol ;
- ✓ Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- ✓ A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- ✓ Sous et au-delà du pied aval du barrage ; Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

IV.7.1.2 Drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Le drain permet l'abaissement de la ligne de saturation, la diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle ainsi que l'accélération de la consolidation. Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée. Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et par conséquent soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

IV.7.2 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres [8]

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres", la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGHI.

Conditions de TERZAGHI :

- Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$;
- Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$;

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$5 \cdot d_{15} < D_{15} < 4 \cdot d_{85}$$

En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on doit s'assurer de la condition d'uniformité à savoir : $2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

IV.7.3 Calcul des drains

Un drain cheminé, connecté avec un drain de pied, collectera les eaux de percolation dans la digue, évitant ainsi tout entraînement de matériau au travers le parement aval tout en réduisant les sous pressions de la recharge avale (augmentation de la stabilité).

Le drain cheminé est incliné à 63° environ par rapport à la horizontal (avec le noyau) pour assurer l'abaissement de la ligne de saturation juste à la sortie du noyau. Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est disposée le long du barrage.

IV.7.3.1 Dimensionnement du drain incliné

A - Hauteur du drain : $H_{dr} = NPHE + 0,5$

B - Cote du drain : $\nabla_{dr} = 78,50 \text{ m NGA}$.

C - Epaisseur du drain :

Tableau IV.06 : Epaisseur minimal de drain.

$H^2\sqrt{V}$	< 30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0,5	0,8	1	1,2	1,5

Selon les valeurs du tableau IV.06 on opte pour une épaisseur de 3m.

IV.7.3.2 Dimensionnement du drain tapis

A- La largeur du drain tapis : pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, nous disposons habituellement, dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations d'un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b=348,56m$].

Donc : $L_d = \frac{348,56}{3} = 116,19 \text{ m}$

B- L'épaisseur du drain tapis :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (IV.12)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain ($L= 55,88 \text{ m}$) ;

H : Différence de charge entre la retenue et le drain ($H=52,5 \text{ m}$) ;

On prend : $l_d = 2 \text{ m}$

C- Dimensionnement du prisme de drainage :

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1=2$

$m_2 = (1,5 \div 2, 5)$ on prend $m_2=2,5$

- **Hauteur:** $H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage ($H_b= 58,50 \text{ m}$) ;

On prend $H_p = 0,17 H_b$; On aura : **$H_p=10 \text{ m}$**

- **largeur au sommet :**

On va prendre : **$b_p = 3 \text{ m}$**

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_p + (m_1 + m_2) H_p$

$$B = 48 \text{ m}$$

IV.7.4 Calcul des filtres

A- Règles des filtres : l'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier les conditions de l'absence du renard (les deux conditions de TERZAGHI 1942) :

$$\frac{D_{5}}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ; $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux ;

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (IV.14)$$

Avec D_{15} : Diamètre de filtre ; d_{85} : Diamètre du sol à protéger ;

IV.7.4.1 Filtres entre la recharge et le rip rap de protection

La figure suivante compare les fuseaux granulométriques des alluvions utilisés pour les recharges et du rip rap de protection.

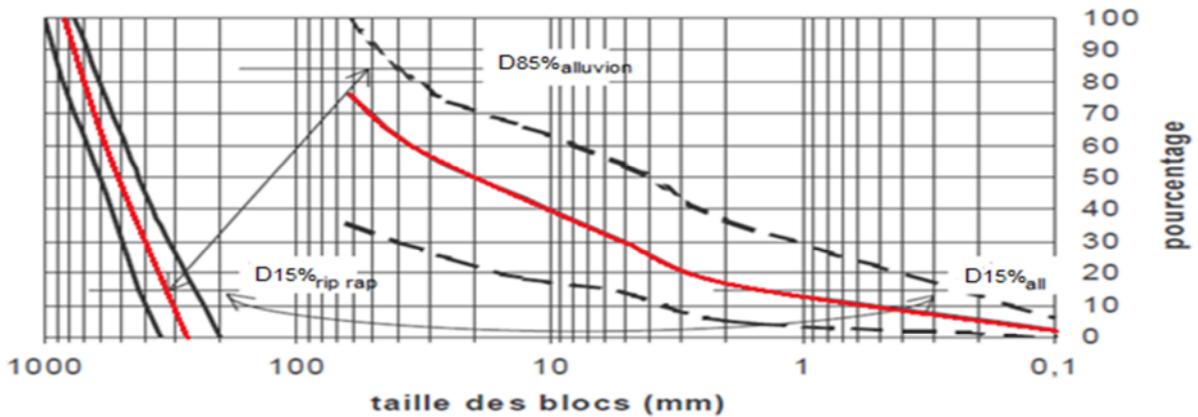


Figure IV.04 : Fuseaux granulométriques du rip-rap et des alluvions.

La figure ci-dessus montre clairement que les conditions de filtre ne sont pas respectées. Il est donc nécessaire de prévoir une couche de transition entre le rip-rap et les alluvions. Le fuseau granulométrique de la transition est représenté dans la figure IV.05 :

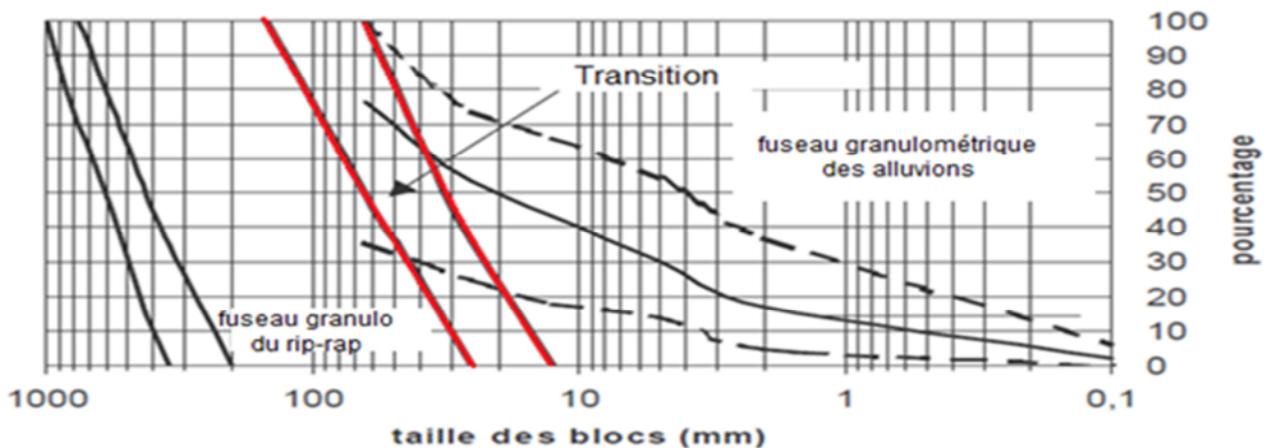


Figure IV.05 : Transition entre le rip-rap et les alluvions.

Pratiquement, cette couche pourra être constituée par les alluvions naturelles dont seuls les éléments compris entre 150 mm et 15 mm seront utilisés.

IV.7.4.2 Filtres entre le noyau et la recharge

A) Vérification de la nécessité de construire un filtre entre le noyau et la recharge

- Condition de perméabilité :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \quad \dots\dots\dots (IV.15)$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du filtre;

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

la condition de perméabilité est vérifiée.

- Condition de non entraînement des particules fines :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad \dots\dots\dots (IV.16)$$

D_{15} : Diamètre correspondant à 15% du filtre;

d_{85} : Diamètre correspondant à 85% de l'argile.

La deuxième condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée, donc il y a un risque d'avoir une érosion interne du noyau, en prévoit alors une couche de filtre qui assurera une transition contre les infiltrations sans déformation.

B) Détermination de la courbe granulométrique des filtres

Des filtres sont proposés entre le noyau étanche et les recharges amonts et avalés, pour assurer la transition granulométrique entre le noyau et les recharges. Dans la pratique, l'utilisation d'un granulat fin conduit à des résultats satisfaisants.

La figure IV.05 compare les fuseaux granulométriques des filtres utilisées entre les recharges et le sol du corps de noyau (argile).

A partir des courbes de granulométrie des matériaux de construction de la zone d'emprunt on a tirés les données suivantes :

Tableau IV.07 : Récapitulatif des résultats des argiles et des alluvions.

$D_{ar15\%}$ (mm)	$D_{ar85\%}$ (mm)	$D_{al15\%}$ (mm)	$D_{al85\%}$ (mm)
0,0013	0,05	1,3	70

On désigne par D_p et d_p les diamètres des grains du filtre et du matériau filtré.

Selon les critères :

$$12 \text{ mm} < D_{15} / d_{15} < 40 \text{ mm.}$$

$$12 \text{ mm} < D_{50} / d_{50} < 58 \text{ mm.}$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D_{15} , D_{50} : Diamètre de filtre.

- d_{15} , d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

• Granularité du sol à protégé :

$$d_{15} = 0,0013 \text{ mm} ;$$

$$d_{50} = 0,004 \text{ mm} ;$$

$$d_{85} = 0,05 \text{ mm.}$$

• La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0,0156 \text{ mm} < D_{15} < 0,052 \text{ mm} ;$$

$$0,048 \text{ mm} < D_{50} < 0,23 \text{ mm} ;$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la première couche de filtre a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0,034 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 0,14 \text{ mm.}$$

• La deuxième couche de filtre on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0,41 \text{ mm} < D_{15} < 1,36 \text{ mm} ;$$

$$1,68 \text{ mm} < D_{50} < 8,12 \text{ mm} ;$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche de filtre a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0,89 \text{ mm.}$$

$$D_{50} = 4,9 \text{ mm.}$$

Les courbes granulométriques moyennes du sable et du gravier sont représentées dans la figure IV.06 :

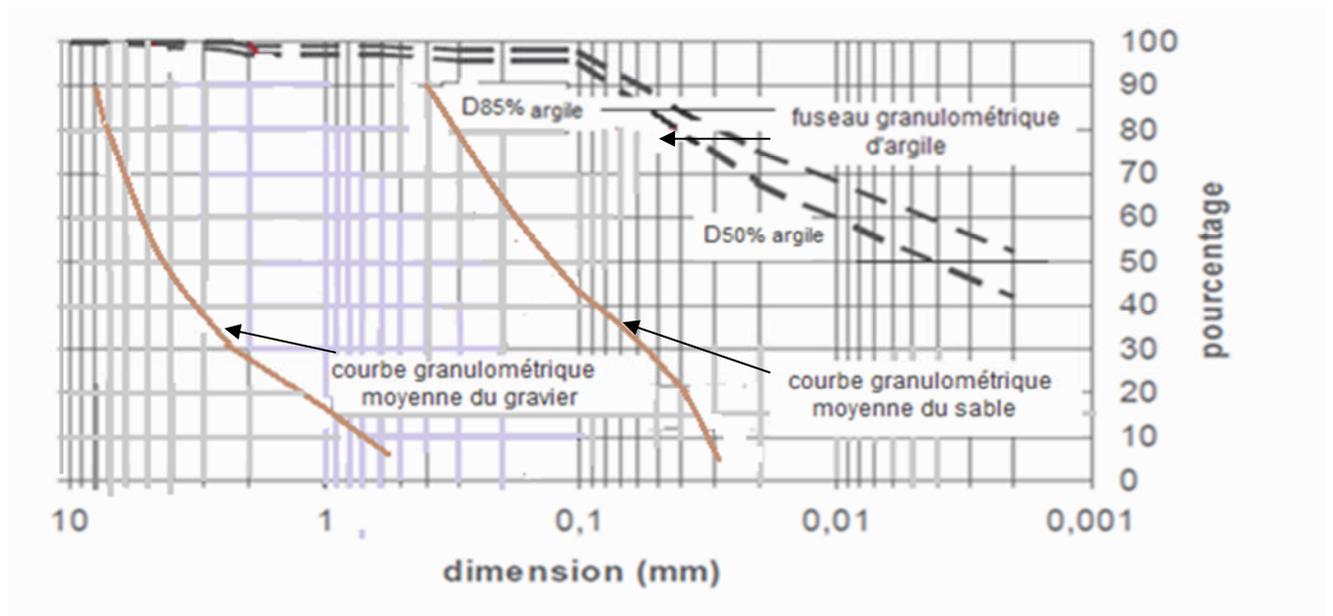


Figure IV.06 : Fuseau granulométrique des filtres.

Tableau IV.08 : Récapitulatif de la première couche du filtre (sable) :

D _{5%} (mm)	D _{10%} (mm)	D _{15%} (mm)	D _{17%} (mm)	D _{60%} (mm)	D _{85%} (mm)
0,02	0,032	0,034	0,040	0,18	0,45

Tableau IV.09 : Récapitulatif de la deuxième couche du filtre (gravier) :

D _{5%} (mm)	D _{10%} (mm)	D _{15%} (mm)	D _{17%} (mm)	D _{60%} (mm)	D _{85%} (mm)
0,50	0,85	0,90	0,95	5	0,75

C) Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres

Filtre 1

Condition 1

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$

$\eta = D_{60} / D_{10} = 5,62$ coefficient de hétérogénéité

$n_0 = 0,45$ d'où: $n = 0,395$;

$D_5 / D_{17} = 0,58 > 0,30$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2: (zone de transition)

Condition de (TERZAGHI 1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,034}{0,05} = 0,7 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

Filtre 2**Condition 1**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

n = no - 0,1 Log η;

η = D₆₀ / D₁₀ = 5,88 Coefficient d'hétérogénéité ;

no = 0,45 d'où n = 0,38 ;

D₅ / D₁₇ = 0,53 > 0,32

La condition est vérifiée, donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 (zone de transition)

Condition de (TERZAGHI ,1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,90}{0,45} = 2 < 4$$

La condition est vérifiée, donc, pas de zone de transition.

✓ Conclusion :

On prévoit :

- Une zone de transition d'épaisseur de 70 cm entre la protection (rip rap) et la recharge (alluvion) constituée par les alluvions naturelles dont seuls les éléments compris entre (150 – 15) mm seront utilisés.
- un filtre de deux couches entre la recharge (alluvion) et le noyau (argile)
 - La première couche de filtre en sable d'épaisseur e = 1m ;
 - la deuxième couche en gravier d'épaisseur e = 1m ;
- un filtre entre le drain et le noyau (argile)
 - La première couche de filtre en sable d'épaisseur e = 1m ;
 - la deuxième couche en gravier d'épaisseur e = 1m ;

IV.8 Protection de la crête et des bermes

La crête et les bermes doivent être constitués de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier, bitume bien compactée).

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de 2% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

Conclusion

A partir de cette étude de conception, l'ouvrage sera donc composé des éléments suivants :

- ✚ Un noyau argileux posé sur les alluvions, l'étanchéité de la fondation est assurée par une clé d'encrage raccorder d'une paroi moulée qui s'ancre dans le substratum rocheux.
- ✚ Filtre entre le noyau et la recharge,
- ✚ Un drain cheminé qui collecte les éventuelles percolations du noyau et qui se poursuit à l'aval par un tapis drainant vers le prisme de drainage.
- ✚ Des recharges en alluvions à l'amont et à l'aval du noyau.
- ✚ Protection en ri-rap du parement amont et aval, transition entre la protection et la recharge.



Chapitre V :

ETUDE D'INFILTRATION

Introduction

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressif souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permettent l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages en terre sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient hydraulique, et le débit d'infiltration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

V.1 Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

A- Les fuites diffuses :

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

B- La surélévation de la ligne de saturation :

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

V.2 Hypothèses simplificatrices dans les calculs de filtration hydraulique dans les barrages en terre

Pour effectuer les calculs de filtrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés à :

- Admettre la filtration dans un seul plan ;
- Prendre comme valeurs négligeables (nulles), les composantes des vitesses qui ont la direction Perpendiculaire à ce plan ;

- Supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;
- Supposer que la position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.3 La ligne de saturation [5]

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le dédit de fuite à travers le corps du barrage, et à apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereuse le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le parement amont.

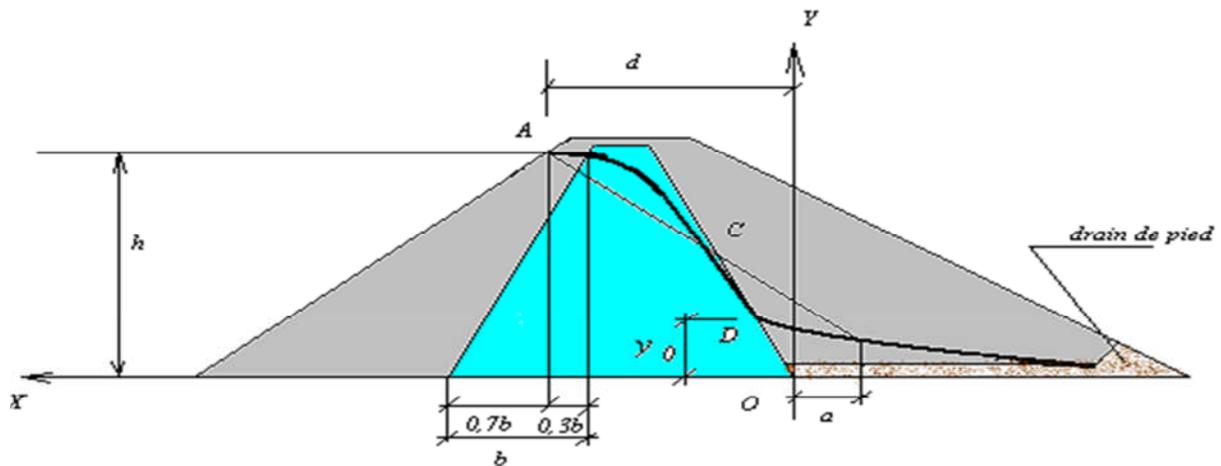


Figure V.01 : Ligne de saturation dans le barrage en terre zoné.

KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du barrage (fin du noyau).

L'équation de la parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \dots\dots\dots (V.01)$$

$$\text{Avec: } y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.02)$$

d : Largeur en base du noyau déterminé par $d = 0,7 b$;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont du noyau ; (Déterminé graphiquement) ;

h : La hauteur d'eau en amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante au Niveau Normale de La Retenue $H_{NNR}=52,5$ m.

D'où $b = 26,25$ m.

L'emprise de noyau : $L_n = 67,50$ m.

$d = L_n - 0,7 b$ d'où $d = 49,13$ m

On aura donc : $y_0 = 22,77$ m.

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y = \sqrt{518,47 + 45,54 x} \dots\dots\dots (V.03)$$

Tableau V.01 : Coordonnées de la ligne de saturation.

x	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	49,14
y	22,77	27,32	31,21	34,66	37,81	40,71	43,41	45,96	48,37	50,67	52,5

La ligne phréatique coupe le talus aval en un oint « C_0 » à une distance « a » du foyer « O » et une distance « $a+\Delta a$ » du point d'intersection « C » de la parabole de KOZENY avec le talus aval.

D'après casagrande « a » ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle α du talus aval. Il a dressé la courbe de variation de C : telle que :

$$C = \frac{\Delta a}{a+\Delta a} \text{ en fonction de } \alpha, \text{ d'où on peut déterminer « } C_0 \text{ »}$$

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point « C_0 » et « b » par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau.

Le point d'intersection de la face amont du noyau est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (V.04)$$

α : C'est l'angle de face aval du noyau avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de CASAGRANDE, on détermine $\frac{\Delta a}{a+\Delta a}$

On a : $\alpha = 63^\circ$ d'où : $\frac{\Delta a}{a+\Delta a} = 0,30$

$a+\Delta a = 41,70 \implies \Delta a = 12,52$ m et $a=29,18$ m.

La ligne de saturation par la méthode de KOZENY est représentée dans Le plan n° V.

V.4 Calcul d'infiltration

V.4.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q = K.I.A \dots\dots\dots (V.05)$$

Avec :

- q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).
- K: Coefficient de perméabilité en (m/s). (K=7.10⁻⁷ m/s)
- I: Gradient hydraulique.
- A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par: $I = \frac{dy}{dx}$ et $A = y. I$

Donc:

$$q = K y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.06)$$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q = K.y_0$ [m³/s/ml].

Le débit total à travers le barrage sera donc $=q .L$

Tableau V.02 : Débit de fuite à travers la digue.

Y ₀ (m)	K (m/s)	Q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
22,77	7.10 ⁻⁷	1,87.10 ⁻⁶	5,5.10 ⁻³

V.4.2 Calcul du débit de fuite à travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par la loi de Darcy (V.04):

$$q_n = K.I.A \dots\dots\dots (V.07)$$

Avec :

- K : Coefficient de perméabilité. (K=10⁻⁵m/s)
- I : Gradient hydraulique;
- H : charge d'eau dans retenue ;
- A : Section d'infiltration par unité de longueur $A = T.l_b$;
- L_b : L'emprise de barrage $L_b = 404,1$ [m] ;
- T : Profondeur du sol de fondation perméable $T = 36$ [m] ;

Le gradient hydraulique est calculé a l'aide de la formule(V.08).

$$I = \frac{H}{L_b} \dots\dots\dots (V.08)$$

Les résultats sont présentés dans le tableau V.03 :

Tableau V.03 : Débit de fuite de la Fondation.

H _b (m)	I	K (m/s)	Q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
58,5	0,133	10 ⁻⁵	4,78.10 ⁻⁵	1,33.10 ⁻²

V.4.3 Calcul du débit de fuite à travers le barrage (digue + fondation)

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.04 : Débit de fuite de barrage.

Digue	Fondation	barrage
5,5.10 ⁻³	1,33.10 ⁻²	1,88.10 ⁻²

V.4.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

V.4.4 .1 Dispositif d'étanchéité

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} \dots\dots\dots (V.09)$$

AH : charge d'eau dans la retenue.

δn : épaisseur moyenne du noyau.

I_{adm}: gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau V.06, mais d'abord on définit la classe du barrage Irdjana.

Tableau V.05: Classification des barrages.

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	H _b >100 m	H _b > 50
II	50 à 100 m	25 à 50 m
III	20 à 50 m	15 à 25 m
IV	H _b <20 m	H _b <15 m

Selon la classification du Tableau V.06, sols du corps du barrage argile compactée, alors on prend $I_{adm}=1,5$

Tableau V.06 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,0
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Donc : $\Delta H=52,5$ m; $\delta n=51,5$ m;

$$1,02 < I_{adm}$$

D'ou La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

V.4.4.2 Fondation du barrage

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si, la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec :

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation.

Il est donné par le tableau V.06 :

Tableau V.07: Gradient d'infiltration admissible.

Sols de fondation	I_{cr}
Argiles	1,2
Limons	0,65
Sables grossiers	0,45
Sables moyens	0,38
Sables fins	0,29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau V.07

Tableau V.08: Détermination du coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
K _s	1,25	1,20	1,15	1,10

I_{inf} : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0,88 T_c} \dots\dots\dots (V.11)$$

T_c : Profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. (T_c= 36m)

ΔH : Charge d'eau (H=52,5 m).

L_b : Largeur à la base du barrage (L= 404,1m).

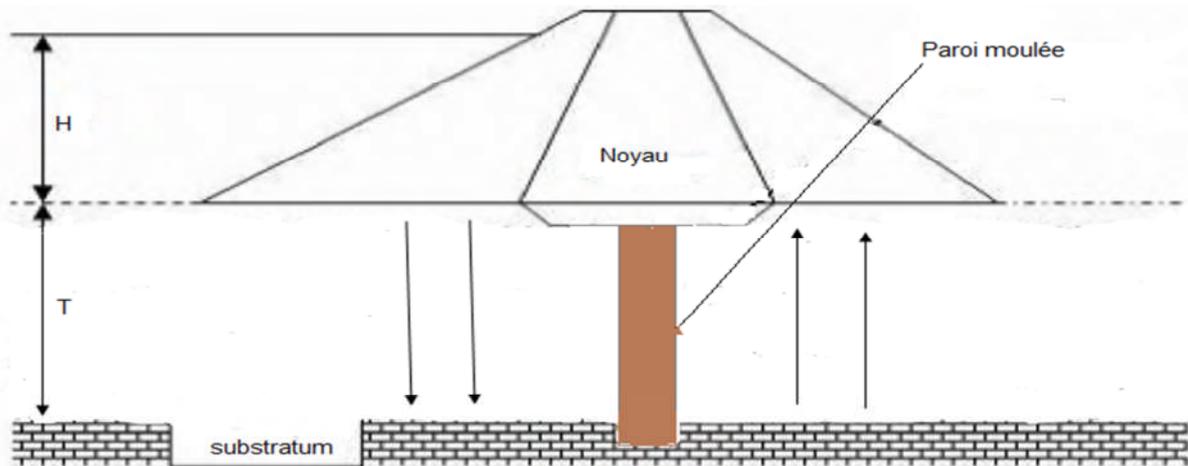


Figure V.02 : Infiltration à travers la fondation avec la paroi moulée.

On a donc : I_{inf} = 0,12

Notre barrage appartient à la classe I, ce qui donne (K_s=1,25).

La fondation contient des alluvions, donc: I_{cr} = 0,45

$$AN : \frac{0,45}{1,25} = 0,36$$

On remarque que $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

Conclusion

La résistance à l'infiltration à travers le corps du barrage est assurée par le noyau central d'argile. L'étanchéité de la fondation du notre barrage est assurée par la paroi moulée qui s'ancre dans le substratum.



Chapitre VI :

ETUDE DE STABILITE

Introduction :

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOP, SPENCER, JANBU. Ces des méthodes d'équilibre des forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces stabilisatrices, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai pour les causes suivantes :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes, résultantes de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

VI.1 Conséquences de l'instabilité des talus

- ☒ Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- ☒ Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau.
- ☒ Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit des fuites (conséquence indirecte).

VI.2 Méthode de calcul : [5]

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du barrage d'IRDJANA, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement par un programme Excel. Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- ✓ De la géométrie de la digue.
- ✓ Des caractéristiques des matériaux utilisés.
- ✓ Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage
- ✓ Du niveau piézométrique dans les différentes couches.
- ✓ De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour 500ans.

VI.2.1 Principe de la méthode

Cette méthode est menée par le respect des étapes suivantes :

- ❖ Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- ❖ Déterminer le talus moyen.
- ❖ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- ❖ Déterminer la zone du centre de cercle de glissement, pour cela Fandeev[] a recommandé de disposer le centre du cercle de glissement dont, les limites sont définies, par deux cercles de rayons, R_{\min} et R_{\max} données par le tableau suivant :

Tableau VI.01: Détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$K1=R_1/H_b$	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
$K2=R_2/H_b$	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

Avec :

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=58,5$ m).

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en plusieurs tranches verticales de largeur égales.

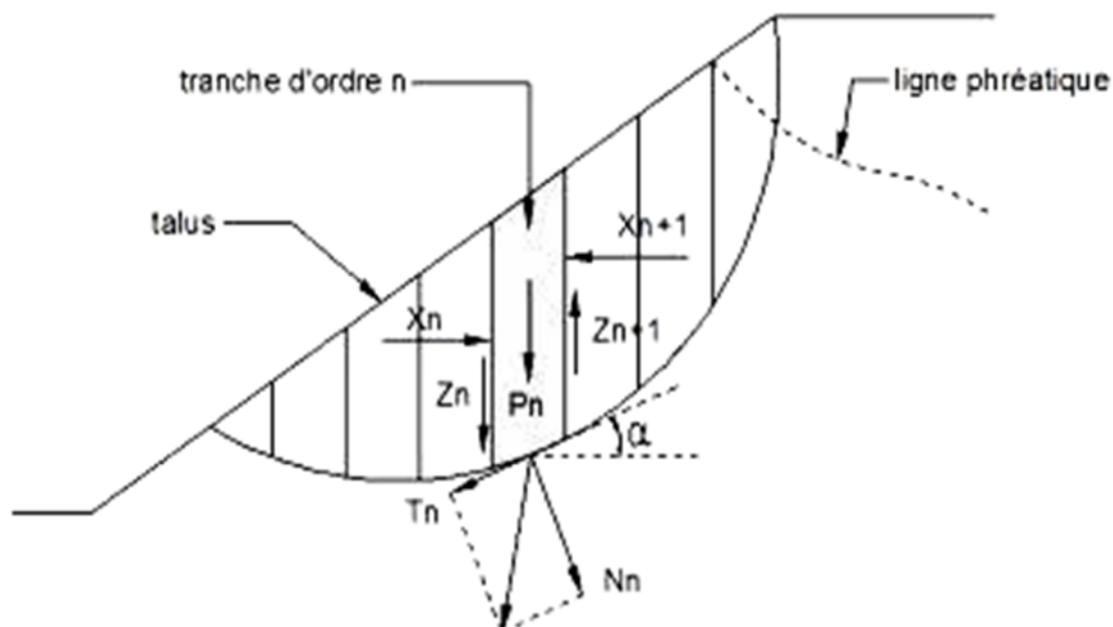


Figure VI.01: Cercle de glissement.

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$K_S = \frac{M_{\text{resist}}}{M_{\text{mot}}} \dots\dots\dots (VI.01)$$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération. Cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible (Tableau VI.02).

Tableau VI.02: Valeurs admissibles des coefficients de sécurité.

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la I^{ère} classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{s,adm} = 1,20 \div 1,30$

- avec séisme : $K_{s,adm} = 1,05 \div 1,10$

Pour notre cas : les valeurs sont consignées dans le tableau VI.03,

Tableau VI.03: Rayons max et min d chaque talus

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	2,83	0,97	2,23	56,75	130,68
Aval	2,69	0,94	2,17	55	126,95

Le centre des rayons étant le point « B » :

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticale, incliné) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite, une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection)

VI.2.2 les forces agissantes sur une tranche

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ✓ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- ✓ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec :

α : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

VI.2.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

A) Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots (VI.02)$$

h_1, h_2, h_3 : Hauteurs des tranches;

γ_1 : Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

γ_2 : Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

γ_3 : Densité de l'assise;

b : Largeur de la tranche.

B) Force de pression interstitielle

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (VI.03)$$

U : Pression interstitielle.

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$.

h : Hauteur de la tranche.

C) Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (VI.04)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D) Forces dues au séisme

$$T = a G_n \dots\dots\dots (VI.05)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

VI.2.4 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces en deux catégories, force stabilisatrices et force motrice.

VI.2.4.1 Les forces stabilisatrices

A) Force de frottement :

$$F_f = N \tan \varphi - U \, dl \, \tan \varphi \dots\dots\dots (VI.05)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

B) Force de cohésion

$$F_c = c \, dl \dots\dots\dots (VI.06)$$

Avec :

$$dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

R : Rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N - U \, dl) \tan \varphi + c \, dl] R \dots\dots\dots (VI.07)$$

VI.2.4.2 Les forces motrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par la formule VI.08 :

$$M = \sum_{i=1}^n T \dots\dots\dots (VI.08)$$

$\sin \alpha$ = Nombre total des tranche/ Numéro d'ordre de la divisée

Avec : $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$

VI.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A) Fin de construction (aval et amont)

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

Sans séisme : $K_{SS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (VI.09)$

Avec séisme : $K_{AS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (VI.10)$

B) Fonctionnement normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

Sans séisme : $K_{SS} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (VI.11)$

Avec séisme : $K_{AS} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (VI.12)$

C) Vidange rapide (talus amont)

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes n'étant pas dissipées, les moments stabilisants seront dus au poids saturés.

$$\text{Sans séisme: } K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots \text{(VI.13)}$$

$$\text{Avec séisme: } K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots \text{(VI.14)}$$

Tableau VI.04: Caractéristiques géotechniques des sols. [9]

Paramètres	Unité	Recharges (Alluvions)	Noyau (Argile)	Fondation
ϕ	Degré (°)	34	20	35
C	Kpa	0,1	5	0
γ_d	KN/m ³	20	16	20
γ_{sat}	KN/m ³	24	19	24
γ'	KN/m ³	19	15	23

Les résultats de calcul des différents cas sont représentés dans le tableau V.05

Conclusion

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Tableau VI.05 : Valeurs des Coefficients de sécurité.

Coefficient de sécurité											
Fin de construction						Vidange rapide			En fonctionnement normal		
Talus amont			Talus aval			Talus amont			Talus aval		
R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kss)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
140,2	2,256756	1,327424	125,5	2,054059	1,268634	140,2	2,293191	1,354386	125,5	1,483539	1,110574
131	2,041976	1,245756	129,4	1,927623	1,21106	131	2,089512	1,280911	129,4	1,894955	1,190536
112,3	2,123314	1,297901	105,8	2,060711	1,284499	112,3	2,206212	1,343441	105,8	1,390531	1,127991
115,6	2,060088	1,266107	124,3	1,782195	1,152493	115,6	2,079343	1,287043	124,3	1,342285	1,089308
98,04	2,726874	1,531439	142,7	1,931310	1,206555	98,04	2,861996	1,594329	142,7	1,931310	1,206555



Chapitre VII :

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage d'IRDJANA tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VII.1 Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VII.2.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars etc.

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

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

VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication :

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

VII.3 Travaux de réalisation

VII.3.1 Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VII.3.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VII.3.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

VII.4 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B - Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai— enrochement ...) se fait appel aux engins suivantes :

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse, Les citernes d'eau et de fuel.
- Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très important parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- ❖ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- ❖ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- ❖ Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C - Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation....)

VII.5 Planification

VII.5.1 Définition

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

VII.5.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

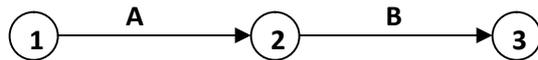
- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau

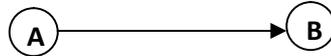
✓ Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



- ✓ **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

- ✓ **Construction du réseau** :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq opérations suivantes :

- ✚ Etablissement d'une liste des tâches.
- ✚ Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- ✚ Construction des graphes partiels.
- ✚ Regroupement des graphes partiels.
- ✚ Construction du réseau.

VII.5.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes:

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

VII.5.2.2.1 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

TR: Temps de réalisation ; DCP: Date de commencement au plus tôt ;

DCP: Date de commencement au plus tard ; DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tard ; MT: Marge totale ;

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

VII.5.2.2.2. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.Pcc} \end{cases}$$

VII.5.2.2.3 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec: $\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$

VII.6 Plannings

Il existe deux types de plan de travail :

✓ **plan de travail au plus tôt :**

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

✓ **Plan de travail au plus tard :**

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VII.9 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

VII.10 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.01: Symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier	A	5
Accès aux carrières	B	5
Installation concassage et centrale a béton	C	2
Excavation clef Rive droit (pour l'évacuateur de crue)	D	5
Excavation fondation Rive droit (pour la galerie de dérivation)	E	6
Réalisation de la galerie de dérivation	F	8
Bétonnage et mise on œuvre de l'évacuateur de crue	G	18
Réalisation du batardeau	H	10
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	6
Projection de la paroi moulée	j	8
Remblais de la clé d'encrage	K	4
Réalisation de la tour de prise	L	9
Réalisation de la prise d'eau	M	6
Remblais & enrochement du barrage	N	15
Exécution du bassin d'amortissement d'E.C	O	6
Revêtement sur les talus (amont, aval)	P	16
Équipements hydromécaniques	Q	7
Travaux de finition	R	4

Schéma du réseau à nœud de l'organigramme des opérations est le diagramme de Gant sont représentées dans la planche N° 07.

VII.11 Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:

$$DT_R = \sum T_R = 5+5+6+8+10+6+8+4+16+4 = 72 \text{ mois.}$$

Finalement, on arrive aux bornes principales suivantes :

-  Début production du béton au 10e mois
-  Mise en service de la dérivation au 16e mois
-  Fermeture de la dérivation au 34e mois
-  Mise en service de l'aménagement 72e mois

Conclusion : la construction du barrage d'IRDJANA devrait durer environ 6 années.



Chapitre VIII :

AVANT METRE ET DEVIS ESTIMATIF

Introduction

Avant-métré c'est les mesures sur plan pour estimer le devis estimatif de l'ouvrage. L'estimation du coût de l'ouvrage se compose de deux parties, le corps de la digue et les ouvrages annexes. Pour notre travail on s'intéresse au corps de la digue.

VIII.1 Estimation du corps de la digue

La réalisation du corps de la digue du barrage de Barika est composée des parties suivantes :

- Le décapage et les terrassements de l'assiette d'assise de la digue, des enclaves et des fouilles,
- Le remblaiement du corps du noyau en matériaux Argileuses
- Le remblaiement du corps de la digue en matériaux Alluvionnaire
- Le système de drainage composé de différents filtres en sable et gravier de type bien spécifié,
- Les talus et leur protection en rip-rap,
- Aménagement de la crête en Bitume-Gravier,
- Installation de chantier
- Frais administratifs et frais d'ingénierie.

VIII.1.1 Estimation Volumes des Matériaux de Construction

1- Argiles (Noyau)

Tableau VIII.01: Volume des Argiles.

N°	Si (m ²)	Smoy (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	244,3	49,1	11995,13
A-A	488,59			
B-B	898,59	693,59	11,76	8156,6184
C-C	1405,73	1152,16	19,35	22294,296
D-D	2227,76	1816,75	53,13	96523,9275
E-E	1643,5	1935,63	59,93	116002,3059
F-F	948,91	1296,21	28,11	36436,4631
0	0	474,45	45,32	21502,074
Volume Total				312910,8149

2- Alluvions (recharges)**Tableau VII.02:** Volume des Alluvions.

N°	Si (m ²)	Smoy (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0			
A-A	1276,67	638,34	49,1	31342,494
B-B	2462,67	1869,67	11,76	21987,3192
C-C	4113,75	3288,21	19,35	63626,8635
D-D	6969,96	5541,85	53,13	294438,4905
E-E	5256,92	6113,44	59,93	366378,4592
F-F	2493,25	3875,09	28,11	108928,7799
0	0	1246,62	45,32	56496,8184
Volume Total				943199,2247

3- Protection en rip-rap**Tableau VII.03:** volume des enrochements.

N°	si (mi)	Smoy (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0			
A-A	60,37	30,185	49,1	1482,0835
B-B	82,75	71,56	11,76	841,5456
C-C	117,02	99,89	19,35	1932,8715
D-D	162	139,51	53,13	7412,1663
E-E	155,89	158,95	59,93	9525,8735
F-F	84,56	120,23	28,11	3379,6653
0	0	42,28	45,32	1916,1296
Volume Total				26490,3353

4- Filtres et drains :**Tableau VIII.04: Volume des graviers.**

N°	Si (m ²)	Smoy (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0			
A-A	43,71	21,855	49,1	1073,0805
B-B	67,8	55,755	11,76	655,6788
C-C	90,79	78,9	19,35	1526,715
D-D	121,02	105,99	53,13	5631,2487
E-E	100,28	110,65	59,93	6631,2545
F-F	70,05	85,165	28,11	2393,98815
0	0	35,025	45,32	1587,333
Volume Total				19499,29865

Tableau VIII.05: Volume des sables.

N°	Si (m ²)	Smoy (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0			
A-A	48.15	24,075	49,1	1182,0825
B-B	72.275	60,21	11,76	708,0696
C-C	95.27	83,77	19,35	1620,9495
D-D	125.49	110,38	53,13	5864,4894
E-E	104.82	115,155	59,93	6901,23915
F-F	74.53	89,675	28,11	2520,76425
0	0	37,265	45,32	1688,8498
Volume Total				20486,4442

Tableau VII.06: Volume du Drain.

N°	Si (m2)	Smoy (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	0	49,1	0
A-A	0	8,085	11,76	95,0796
B-B	16,17	24,955	19,35	482,87925
C-C	33,74	255,645	53,13	13582,41885
D-D	477,55	256,825	59,93	15391,52225
E-E	36,10	21,96	28,11	617,2956
F-F	7,82	3,91	45,32	177,2012
0	0			
Volume Total				30346,39675

5- Transition :**Tableau VII.07:** Volume de la transition.

N°	Si (m2)	Smoy (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	14,915	49,1	732,3265
A-A	29,83	55,795	11,76	656,1492
B-B	81,76	98,67	19,35	1909,2645
C-C	115,58	138,41	53,13	7353,7233
D-D	161,24	157,56	59,93	9442,5708
E-E	153,88	127,25	28,11	3576,9975
F-F	100,62	50,31	45,32	2280,0492
0	0			
Volume Total				25951,081

6- Bitume-Gravier

Tableau VIII.08: Volume de Bitume-Gravier.

N°	Si (m ¹)	Smoy (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0			
A-A	3,09	1,545	49,1	75,8595
B-B	5,7	4,395	11,76	51,6852
C-C	6,6	6,15	19,35	119,0025
D-D	8,4	7,5	53,13	398,475
E-E	7,5	7,95	59,93	476,4435
F-F	4,8	6,15	28,11	172,8765
0	0	2,4	45,32	108,768
Volume Total				1403,1102

VIII.2 Estimation du Cout de la digue :

Nous résumons dans le tableau suivant l'estimation grossière du coût du corps de la digue.

Tableau VIII.09: Mètres et devis estimatif.

Désignation	Unité	Prix unitaire	Quantité	Prix (DA)
Excavation en terrain meuble	m ³	295	350000	103250000
Excavation en terrain rocheux	m ³	1860	9000	16740000
Paroi Moulée	m ³	9500	11534,4	109576800
Argiles	m ³	800	312910,8149	250328652
Alluvions	m ³	195	943199,2247	183923849
Sable	m ³	1180	20486,4442	24174004,2
Gravier	m ³	1180	19499,29865	23009172,4
Rip—rap	m ³	2050	26490,3353	54305187,4
Transition	m ³	1180	25951,081	30622275,6
Drain	m ³	1180	30346,40	35808752
Bitume-Gravier	m ³	3000	1403,1102	4209330,6
Sous Total constricton			835948023	
Travaux préparatoires et installations (10% du coût de sous construction)	%		83594802,3	
Total construction			919542825,3	

Frais administratifs (4% du coût de construction)	%		36781713,01
Frais d'ingénierie (10% du coût de construction)	%		91954282,53

COUT TOTAL (DA)	1048278821
----------------------------	-------------------

Tableau VIII.10: Récapitulatif des coûts et coût total de la digue

Désignation	Prix (DA)
la digue	835948023
Travaux préparatoires et installation	83594802,3
Frais administratifs	36781713,01
Frais d'ingénierie	91954282,53
Coût Total de la digue	1048278821

Conclusion

Le coût estimatif global de la digue du barrage de **IRDJANA**, Wilaya de **JIJEL** est de

Un Milliard quarante-huit Millions deux cent soixante-dix-huit Mille huit Cents-vingt-Un Dinars Algériennes.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce mémoire, il nous paraît essentiel de dégager quelques idées qui apparaissent en rigueurs importantes :

Au niveau de la conception, on a privilégié la simplicité dans le choix conceptuels. Rien ne sert de prévoir des ouvrages trop compliqués. Bien au contraire, on aura intérêt, pour faciliter le suivi, l'entretien et l'exploitation, à prévoir des dispositifs simples et robustes.

A propos de la phase chantier, nous n'insisterons jamais assez à la nécessité d'obtenir une très bonne qualité de réalisation, l'exécution doit être soignée et planifiée.

Dès le stade du projet et, plus tard, lors du suivi et de la surveillance du barrage, le souci de sécurité sera permanent (malgré que les conditions de stabilité sont vérifiées), pour cela la nécessité de l'entretien nous semble également essentielle à rappeler, et notamment du petit entretien courant.

Même si les études économiques faites préalablement à la construction d'un barrage s'attachent à établir la rentabilité de l'investissement sur les durées d'utilisation de l'ordre de quelques dizaines d'années, L'expérience montre que l'espérance de vie de tels ouvrages dépasse très largement ces durées, pour autant que le barrage ait été correctement conçu, réalisé et entretenu.

A la fin de cette étude, on peut conclure que le barrage d'IRDJANA est très important. De ce fait nous espérons que la méthodologie développée tout au long de ce travail, sera à prendre en considération au niveau de l'ANB.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida, 2004. p: 5-136
- [02] B. TOUAIBIA : Les Retenues. ENSH Blida, 1995. p: 21-34
- [03] M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida, 1998. p: 3-6
- [04] P. LE DELLIUO: Les barrages. Conception et maintenance, 2009. P: 285-295.
- [05] R. ROLLEY: Technique des barrages en aménagement rural, 1977. P: 112-149
- [06] A. BERNARDO: Manuel de conception et projets typiques des digues, 2004. p: 6-13
- [07] Gérard Degoutte : petites Barrages, Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi Cemagref, 2002. p : 67-89
- [08] CIGB: Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95, 1994. P: 25-27
- [09] G.Sanglerat: Cours pratique de mécanique des sols, 1981. P: 265-334

ANNEXE I:

Tableau N°01 : Pluies Maximales Journalières (mm) la station (100708)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Max
1981-1982	3	52	48	64,5	58,5	96	28	16,5	11	2,5	0	6	96
1982-1983	11,5	46	88	51,5	16	28	45	8	9	0,5	0,5	11	88
1983-1984	29	47	35	38	43	58	94	46	83,5	5	1	5	94
1984-1985	81,5	80,5	28,5	141	70,5	52	152	23	14,5	1	0,5	1	152
1985-1986	54	13	30	35	48,5	56	54,5	20,5	4	12	6,5	0,5	56
1986-1987	24	26	64,5	48	43,5	67,5	51	19	31,5	0	4	4	67,5
1987-1988	30,5	25,5	42,5	17	57,5	40,5	45	31,5	27,5	7	5,5	0	57,5
1988-1989	40	4	41,5	78	40	80	60,5	71	1	9	0	3	80
1989-1990	22	64	96	26	26	0	23,5	51	60	6,5	1	0	96
1990-1991	0	60,5	72	153	40,5	27	48	21	54,5	4	0	2	153
1991-1992	9,5	72	24,5	21	23,5	25	32	85,5	58,5	23	9	0	85,5
1992-1993	5	34	17,5	84	24	32	27	30	19	2	0	2	84
1993-1994	13	51	39	104	41	72	0	17	33	0	0,1	0,5	104
1994-1995	10,5	33	6,5	51	47	16	59	20	7,5	6,5	0	7	59
1995-1996	27	49	19	48	30	64	44	24	34	34	2	8	64
1996-1997	15	61	36,5	86	28,5	10,5	15	98,5	18	15,5	0	2	98,5
1997-1998	17,5	96	74,5	50	14	44,5	24,5	129	67	0,5	0	43,5	129
1998-1999	26	20	128,5	39	47	20	37,5	31,5	5	3,5	0	2	128,5
1999-2000	11	13	39	101,5	19,5	21	18,5	14,5	67,5	13,5	1	3	101,5
2000-2001	5	42,5	41	37,5	117,5	25	10	22,5	26,5	0,5	0	0	117,5
2001-2002	14	8	17	66	6,5	41,5	13	64	26	0	27	65	66
2002-2003	17,5	47	93	88,5	120,5	24	16	65	16	0	0	0	120,5
2003-2004	32	21	48	120	45	24	8	35	35	50	0	0	120
2004-2005	50	17	123	68	39	17	20	54	12	0	2	6	123
2005-2006	8	2,5	22	77	62	56	24	15	25	1	5	13	77
2006-2007	22	18	10,3	94	5,5	16,5	50	44	9	24	0	4	94
2007-2008	23	69	29	78	26	24	100	16	25	1	8	0	100
2008-2009	25	16	64	49	128	27	34,5	78,5	21	0	0	5	128
2009-2010	160	54	14	92	83	24	36	28	54	11	0	2	160
2010-2011	48	64,5	128,5	22	13,5	100	28	56,5	20	16	0	0	128,5

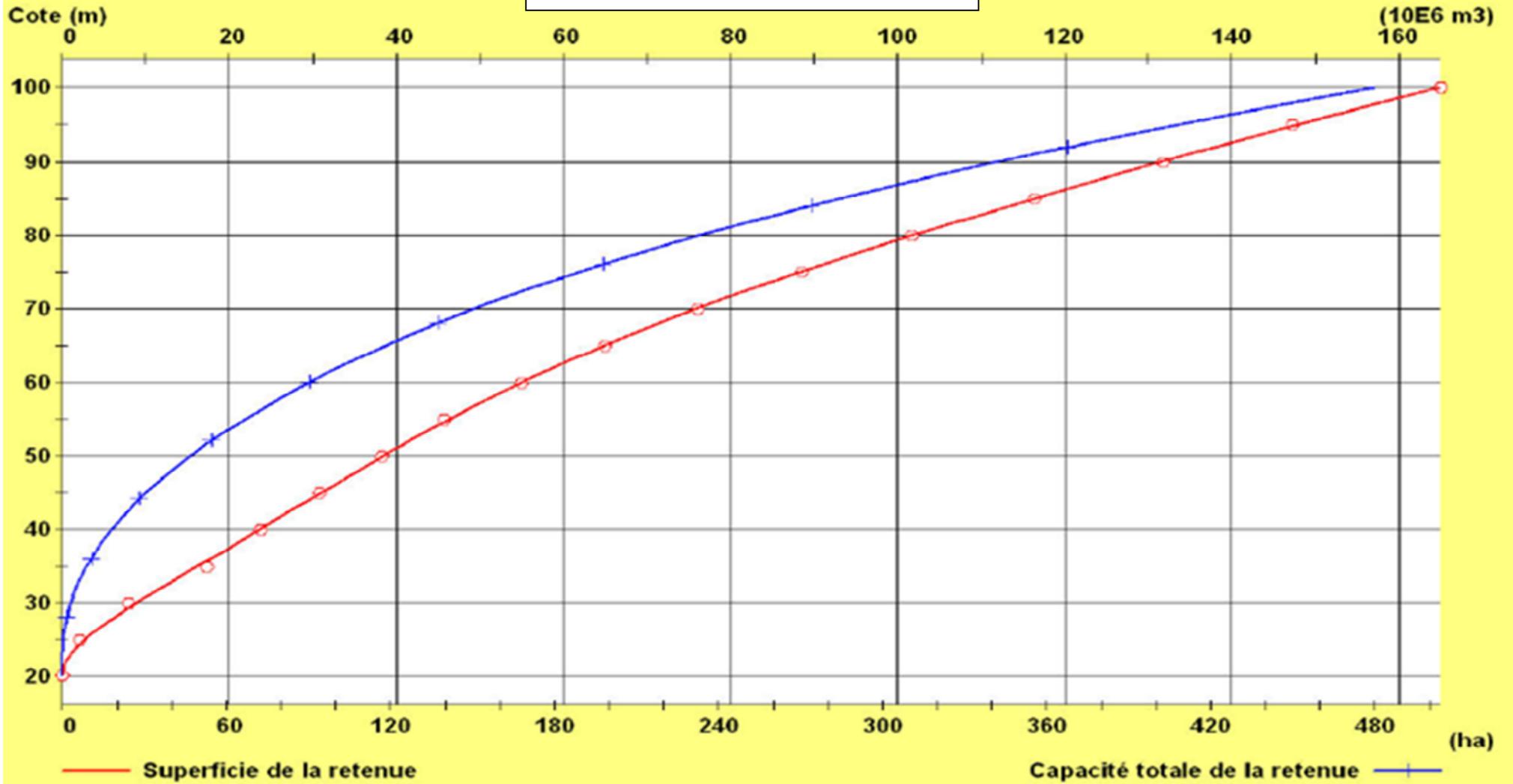
Tableau N°03 : Série des Apports (Mm³) de la station (030408)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1972-1973	1,62	6,16	0,82	27,86	65,10	61,24	96,48	41,81	6,22	5,77	1,61	0,95	315,65
1973-1974	12,80	2,99	2,41	16,16	12,13	34,43	47,58	30,71	7,01	2,16	1,45	1,05	170,88
1974-1975	1,18	7,35	15,09	11,51	6,96	29,97	25,25	8,03	8,34	1,69	0,79	0,92	117,08
1975-1976	0,84	0,65	10,00	13,56	9,08	45,59	57,09	15,14	13,01	3,86	1,90	1,30	209,02
1976-1977	1,99	11,20	25,47	33,67	21,47	7,80	4,23	19,42	6,40	1,95	1,21	0,97	135,78
1977-1978	0,78	0,98	2,92	0,84	17,03	27,79	13,15	35,35	3,94	1,91	3,09	3,46	111,24
1978-1979	2,39	2,71	5,06	11,15	6,14	33,67	36,82	50,73	5,72	1,91	1,21	0,84	158,35
1979-1980	1,61	2,36	23,34	13,08	25,08	11,35	70,96	23,46	25,19	4,26	1,39	0,74	202,83
1980-1981	0,55	3,86	9,67	90,96	34,41	29,04	19,92	12,52	2,25	0,58	0,55	0,97	205,26
1981-1982	0,57	0,77	1,16	12,80	39,41	49,58	47,17	4,98	2,79	0,55	0,55	0,55	160,88
1982-1983	0,09	1,13	11,84	10,73	26,56	117,88	42,59	20,04	6,63	1,68	1,65	0,88	241,70
1983-1984	0,98	0,62	2,23	7,95	45,55	24,53	26,02	5,12	2,08	0,69	0,25	0,44	116,48
1984-1985	0,60	53,70	12,48	123,33	127,97	45,74	143,48	19,07	2,81	2,11	0,61	0,55	532,45
1985-1986	0,33	4,73	17,32	35,33	27,56	62,24	9,71	10,12	1,31	0,19	0,90	1,00	170,74
1986-1987	1,42	4,10	3,14	2,16	8,47	2,01	2,76	2,74	4,18	2,04	1,07	0,80	34,88
1987-1988	0,94	3,54	3,45	2,68	15,00	5,56	32,22	2,71	2,52	1,37	1,55	0,32	71,85
1988-1989	1,27	1,03	1,59	40,97	15,47	19,12	32,33	16,32	6,40	0,69	0,53	0,72	136,44
1989-1990	1,06	4,55	3,42	2,59	7,90	5,00	6,27	50,28	7,17	2,86	2,15	1,46	94,72
1990-1991	0,74	1,34	27,44	56,70	16,17	22,45	21,01	9,89	10,87	2,51	1,59	1,34	172,05
1991-1992	0,53	9,26	16,99	39,78	14,53	4,05	37,89	9,21	2,74	0,37	0,15	0,06	135,55

Tableau N°03 : Série des Débits Maximums (m³/S) de la station (030408)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1972-1973	50	40,9	0,804	80,41	224,9	81,63	206,5	166	4,596	116	0,832	0,74	973,31
1973-1974	562,96	27,00	10,43	72,40	87,31	248,93	371,20	210,00	12,96	1,12	0,75	0,43	1605,47
1974-1975	10,20	154,00	79,43	120,00	64,00	395,80	148,00	4,87	250,90	0,97	0,38	2,78	1231,31
1975-1976	1,78	0,38	64,55	55,95	18,36	531,50	258,80	70,00	261,00	6,31	35,40	7,86	1311,88
1976-1977	48,25	157,00	157,00	327,60	125,60	30,66	5,77	73,44	47,77	8,47	3,59	1,12	986,27
1977-1978	0,30	0,88	22,22	0,45	98,50	108,40	76,00	182,50	2,07	1,05	20,40	2,50	515,27
1978-1979	2,50	14,64	47,90	44,00	36,75	167,50	163,00	209,80	4,85	1,05	0,54	0,40	692,93
1979-1980	15,00	12,60	81,25	129,20	131,60	147,00	455,00	72,00	53,60	4,36	0,65	0,28	1102,54
1980-1981	0,25	17,38	86,00	359,20	34,20	48,00	257,20	96,80	1,59	0,31	0,21	1,12	902,26
1981-1982	0,23	7,00	8,32	59,00	170,50	68,00	163,00	9,64	27,04	0,28	0,20	0,20	513,42
1982-1983	0,15	108,90	83,00	102,30	13,60	3,40	141,80	9,20	20,80	0,21	0,14	0,05	483,55
1983-1984	7,44	0,89	46,00	11,84	29,08	496,00	59,00	22,00	4,36	0,65	0,65	0,51	678,42
1984-1985	0,23	141,80	7,00	770,00	452,50	44,00	552,50	19,00	2,10	14,68	0,25	0,20	2004,27
1985-1986	0,38	50,00	50,00	107,80	71,00	22,60	136,60	6,15	6,60	2,81	3,16	0,14	457,25
1986-1987	5,70	0,54	4,58	160,00	72,00	89,10	160,00	84,00	25,00	0,78	0,43	1,62	603,76
1987-1988	0,48	50,00	22,60	7,28	19,00	13,04	11,52	193,30	147,00	6,60	2,03	0,64	473,50
1988-1989	0,37	10,38	3,54	0,95	35,08	1,37	2,32	2,81	12,28	1,04	54,00	0,43	124,57
1989-1990	7,44	0,25	2,10	22,60	190,00	47,00	50,00	3,40	1,42	0,37	0,23	0,20	325,02
1990-1991	0,31	0,95	253,40	223,00	19,00	38,36	78,00	27,04	92,40	1,89	1,04	0,64	736,03
1991-1992	0,20	23,80	110,00	99,00	46,00	88,00	23,80	19,00	2,10	0,37	0,43	0,42	413,12

Barrage d'IRDJANA
Courbe-Capacité-Hauteur

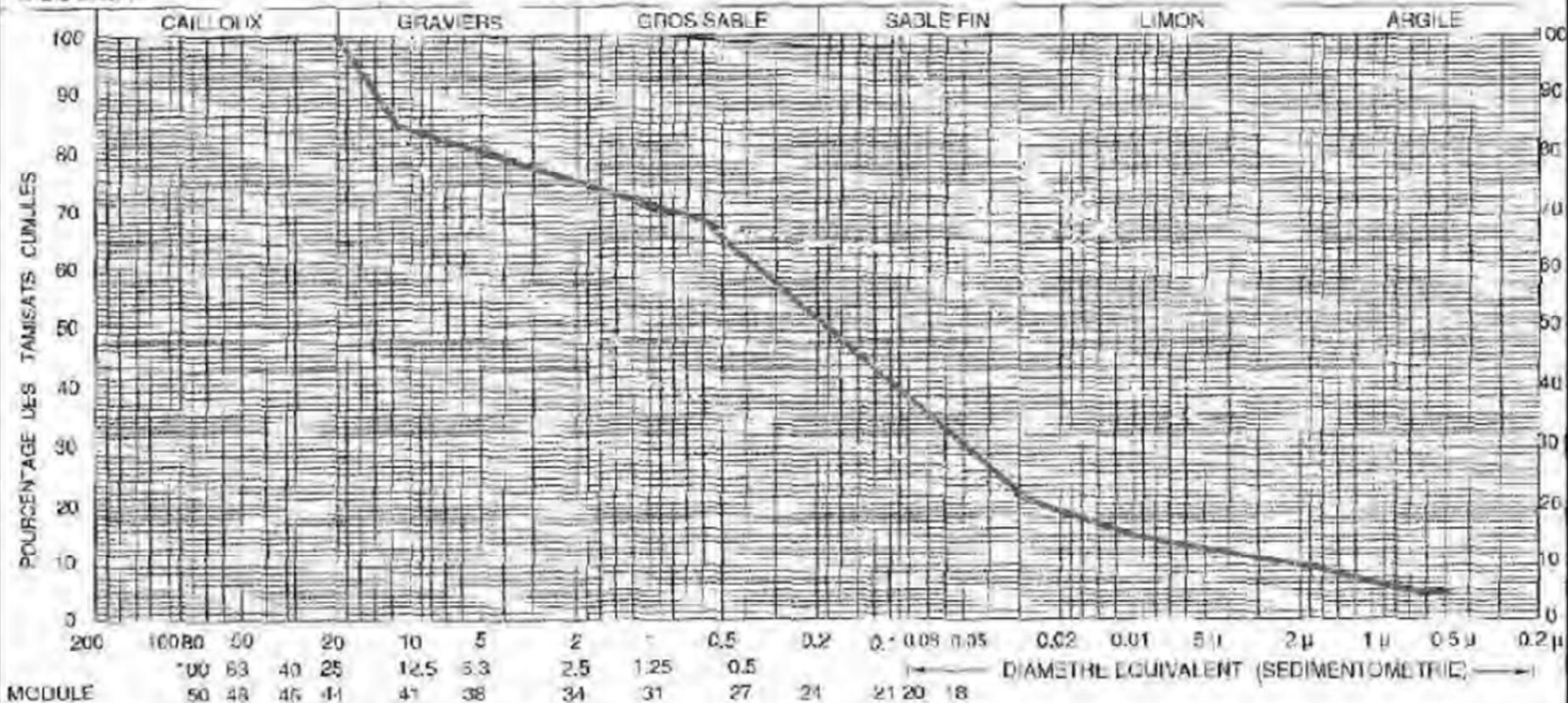


ANNEXE II:

DESIGNATION
DES
ECHANTILLONS

courbe granulométrique

DOSSIER





Chapitre I :

SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE

Stabilité pour le cas fin de construction talus amont (R=140,2)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-3	13.77	0	14.54	0	-0.3	0.9539	480.51792	-144.15538	458.384881	14.38	24.446	0.57	261.279382	209.0852	119.178564	11686.1958
-2	14.02	0	11.64	1.19	-0.2	0.9798	431.70384	-86.340768	422.981651	14.31	24.327	0.57	241.099541	166.5684	94.943988	10499.0374
-1	14.02	0	19.43	3.3	-0.1	0.995	764.81904	-76.481904	760.985336	14.09	23.953	0.57	433.761642	273.7687	156.048159	18600.3991
0	14.02	0	21.14	4	0	1	845.91072	0	845.91072	14.02	23.834	0.57	482.16911	296.3828	168.938196	20572.5487
1	14.02	0	25.84	3.31	0.1	0.995	980.8392	98.08392	975.922682	14.09	23.953	0.57	556.275929	364.0856	207.528792	23854.0093
2	14.02	0	30.55	1.19	0.2	0.9798	1067.9875	213.5975	1046.40979	14.31	24.327	0.57	596.45358	437.1705	249.187185	25973.4565
3	14.02	0	32.8	0	0.3	0.9539	1103.6544	331.09632	1052.8192	14.7	24.99	0.57	600.106942	482.16	274.8312	26840.875
4	14.02	0	32.25	0	0.4	0.9165	1085.148	434.0592	994.55457	15.3	26.01	0.57	566.896105	493.425	281.25225	26390.7994
5	14.02	0	29.88	0	0.5	0.866	1005.4022	502.70112	870.703881	16.2	27.54	0.57	496.301212	484.056	275.91192	24451.3825
6	14.02	0	25.34	0	0.6	0.8	852.64032	511.58419	682.112256	17.55	29.835	0.57	388.803986	444.717	253.48869	20736.2126
7	14.02	1.58	16.41	0	0.7	0.7141	596.46688	417.52682	425.962553	19.68	33.456	0.57	242.798655	322.9488	184.080816	14506.0745
8	11.56	6.39	0	0	0.8	0.6	147.7368	118.18944	88.64208	18.95	32.215	0.57	50.5259856	0	0	3592.95898
somme								2319.8605	8625.3896		318.886		4916.47207	3974.368	2265.38976	227703.95

a	0.2	tangø	0.57
R	140.2	C	1.7
γ_1	2	r	121.6
γ_2	2.4	γ_3	2.4

Kss **2.256756**

Kas **1.327424**

Stabilité pour le cas fin de construction talus amont (R=131)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-2	13.1	0	5.68	0	-0.2	0.9798	178.5792	-35.71584	174.971167	13.37	22.729	0.57	99.7335655	75.9416	43.286712	4189.46803
-1	13.1	0	12.05	0	-0.1	0.995	378.852	-37.8852	376.952981	13.17	22.389	0.57	214.863199	158.6985	90.458145	8887.86792
0	13.1	0	17.12	0	0	1	538.2528	0	538.2528	13.1	22.27	0.57	306.804096	224.272	127.83504	12627.4107
1	13.1	0	20.84	0	0.1	0.995	655.2096	65.52096	651.925321	13.16	22.372	0.57	371.597433	274.2544	156.325008	15371.2172
2	13.1	0	23.26	0	0.2	0.9798	731.2944	146.25888	716.519253	13.37	22.729	0.57	408.415974	310.9862	177.262134	17156.1666
3	13.1	0	24.26	0	0.3	0.9539	762.7344	228.82032	727.602244	13.73	23.341	0.57	414.733279	333.0898	189.861186	17893.749
4	13.1	0	23.75	0	0.4	0.9165	746.7	298.68	684.361854	14.3	24.31	0.57	390.086257	339.625	193.58625	17517.582
5	13.1	0	21.54	0	0.5	0.866	677.2176	338.6088	586.487645	15.14	25.738	0.57	334.297958	326.1156	185.885892	15887.5249
6	13.1	0	17.28	0	0.6	0.8	543.2832	325.96992	434.62656	16.39	27.863	0.57	247.737139	283.2192	161.434944	12745.4239
7	13.1	3.54	6.91	0	0.7	0.7141	309.9984	216.99888	221.383139	18.39	31.263	0.57	126.188389	127.0749	72.432693	7272.56246
somme								1547.2567	5113.08296		245.004		2914.45729	2453.2772	1398.368004	129548.973

a	0.2	tangø	0.57
R	131.0	C	1.7
γ1	2	r	117.3
γ2	2.4	γ3	2.4

Kss 2.041976

Kas 1.245756

Stabilité pour le cas fin de construction talus amont (R=112.3)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-4	10.6	0	3.98	0	-0.4	0.9165	101.2512	-40.50048	92.7982576	11.55	19.635	0.57	52.8950069	45.969	26.20233	1878.61476
-3	11.22	0	12.01	0	-0.3	0.9539	323.40528	-97.021584	308.508975	11.76	19.992	0.57	175.850115	141.2376	80.505432	6000.46157
-2	11.22	0	16.29	2.39	-0.2	0.9798	503.01504	-100.60301	492.852072	11.45	19.465	0.57	280.925681	186.5205	106.316685	9332.94105
-1	11.22	0	20.05	4.09	-0.1	0.995	650.04192	-65.004192	646.783544	11.28	19.176	0.57	368.66662	226.164	128.91348	12060.8778
0	11.22	0	23.82	4.65	0	1	766.64016	0	766.64016	11.22	19.074	0.57	436.984891	267.2604	152.338428	14224.2415
1	11.22	0	27.58	4.09	0.1	0.995	852.80976	85.280976	848.534997	11.28	19.176	0.57	483.664949	311.1024	177.328368	15823.0323
2	11.22	0	31.35	2.39	0.2	0.9798	908.55072	181.71014	890.194268	11.45	19.465	0.57	507.410733	358.9575	204.605775	16857.2501
3	11.22	0	34.6	0	0.3	0.9539	931.7088	279.51264	888.793549	11.76	19.992	0.57	506.612323	406.896	231.93072	17286.9251
4	11.22	0	34.18	0	0.4	0.9165	920.39904	368.15962	843.559654	12.24	20.808	0.57	480.829003	418.3632	238.467024	17077.0838
5	11.22	0	32.28	0	0.5	0.866	869.23584	434.61792	752.780319	12.96	22.032	0.57	429.084782	418.3488	238.458816	16127.8018
6	11.22	0	28.41	0	0.6	0.8	765.02448	459.01469	612.019584	14.03	23.851	0.57	348.851163	398.5923	227.197611	14194.2642
7	11.22	0	22.8	0	0.7	0.7141	613.9584	429.77088	438.453997	15.74	26.758	0.57	249.918778	358.872	204.55704	11391.3842
8	11.22	1.45	12.33	0	0.8	0.6	364.56024	291.64819	218.736144	18.79	31.943	0.57	124.679602	231.6807	132.057999	6764.05069
somme								2226.5858	7800.65552		281.367		4446.37365	3769.9644	2148.879708	159018.929

a	0.2	tangø	0.57
R	112.3	C	1.7
γ1	2	r	92.77
γ2	2.4	γ3	2.4

Kss **2.123314**
Kas **1.297901**

Stabilité pour le cas fin de construction talus amont (R=115.6)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-3	11.56	0	8.09	0	-0.3	0.9539	224.44896	-67.334688	214.110662	12.12	20.604	0.57	122.043077	98.0508	55.888956	4393.81284
-2	11.56	0	14.96	0	-0.2	0.9798	415.05024	-83.010048	406.664522	11.8	20.06	0.57	231.798778	176.528	100.62096	8125.0235
-1	11.56	0	20.6	0	-0.1	0.995	571.5264	-57.15264	568.661588	11.62	19.754	0.57	324.137105	239.372	136.44204	11188.2008
0	11.56	0	25.05	0	0	1	694.9872	0	694.9872	11.56	19.652	0.57	396.142704	289.578	165.05946	13605.0694
1	11.56	0	28.36	0	0.1	0.995	786.81984	78.681984	782.875856	11.62	19.754	0.57	446.239238	329.5432	187.839624	15402.7852
2	11.56	0	30.48	0	0.2	0.9798	845.63712	169.12742	828.551781	11.8	20.06	0.57	472.274515	359.664	205.00848	16554.1923
3	11.56	0	31.37	0	0.3	0.9539	870.32928	261.09878	830.241218	12.12	20.604	0.57	473.237494	380.2044	216.716508	17037.566
4	11.56	0	30.92	0	0.4	0.9165	857.84448	343.13779	786.227453	12.62	21.454	0.57	448.149648	390.2104	222.419928	16793.1635
5	11.56	0	28.96	0	0.5	0.866	803.46624	401.73312	695.822175	13.36	22.712	0.57	396.61864	386.9056	220.536192	15728.6551
6	11.56	0	25.21	0	0.6	0.8	699.42624	419.65574	559.540992	14.47	24.599	0.57	318.938365	364.7887	207.929559	13691.9681
7	11.56	1.35	17.81	0	0.7	0.7141	525.33264	367.73285	375.162545	16.23	27.591	0.57	213.842651	289.0563	164.762091	10283.9118
8	11.56	5.19	4.94	0	0.8	0.6	257.04816	205.63853	154.228896	19.4	32.98	0.57	87.9104707	95.836	54.62652	5031.97478
somme								2039.3088	6897.07489		269.824		3931.33269	3399.7374	1937.850318	147836.323

a	0.2	tangø	0.57
R	115.6	C	1.7
γ1	2	r	97.88
γ2	2.4	γ3	2.4

Kss 2.060088

Kas 1.266107

Stabilité pour le cas fin de construction talus amont (R=98.04)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-5	7.02	0	2.04	0	-0.5	0.866	34.36992	-17.18496	29.7652238	8.04	13.668	0.57	16.9661776	16.4016	9.348912	531.015264
-4	9.8	0	10.27	0	-0.4	0.9165	241.5504	-96.62016	221.384598	10.69	18.173	0.57	126.189221	109.7863	62.578191	3731.95368
-3	9.8	0	15.72	1.39	-0.3	0.9539	402.4272	-120.72816	383.891082	10.27	17.459	0.57	218.817917	161.4444	92.023308	6217.50024
-2	9.8	0	19.13	3.92	-0.2	0.9798	542.136	-108.4272	531.182628	10	17	0.57	302.774098	191.3	109.041	8376.0012
-1	9.8	0	22.42	5.41	-0.1	0.995	654.5616	-65.45616	651.280569	9.85	16.745	0.57	371.229924	220.837	125.87709	10112.9767
0	9.8	0	25.71	5.9	0	1	743.4672	0	743.4672	9.8	16.66	0.57	423.776304	251.958	143.61606	11486.5682
1	9.8	0	29	5.41	0.1	0.995	809.3232	80.93232	805.266417	9.85	16.745	0.57	459.001857	285.65	162.8205	12504.0434
2	9.8	0	32.29	3.92	0.2	0.9798	851.6592	170.33184	834.45219	10	17	0.57	475.637748	322.9	184.053	13158.1346
3	9.8	0	35.58	1.39	0.3	0.9539	869.5344	260.86032	829.482951	10.27	17.459	0.57	472.805282	365.4066	208.281762	13434.3065
4	9.8	0	36.59	0	0.4	0.9165	860.5968	344.23872	788.749996	10.69	18.173	0.57	449.587498	391.1471	222.953847	13296.2206
5	9.8	0	34.93	0	0.5	0.866	821.5536	410.7768	711.486288	11.32	19.244	0.57	405.547184	395.4076	225.382332	12693.0031
6	9.8	0	31.75	0	0.6	0.8	746.76	448.056	597.408	12.26	20.842	0.57	340.52256	389.255	221.87535	11537.442
7	9.8	0	26.64	0	0.7	0.7141	626.5728	438.60096	447.462481	13.75	23.375	0.57	255.053614	366.3	208.791	9680.54976
8	9.8	0	18.75	0	0.8	0.6	441	352.8	264.6	16.42	27.914	0.57	150.822	307.875	175.48875	6813.45
9	7.97	2.81	3.17	0	0.9	0.4359	105.42716	94.884444	45.9546336	17.79	30.243	0.57	26.1941412	56.3943	32.144751	1628.84962
somme								1745.3803	7885.83426		290.7		4468.73139	3832.0629	2184.275853	133573.165

a	0.2	tangø	0.57
R	98.0	C	1.7
γ1	2	r	77.25
γ2	2.4	γ3	2.4

Kss 2.726874
Kas 1.531439

Stabilité pour le cas fin de construction talus aval (R=125,2)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-3	9,37	7,46	0	0	-0,3	0,9539	139,8004	-41,94012	133,361082	13,09	22,253	0,57	76,0158167	97,6514	55,661298	2974,95251
-2	12,52	13,7	0	0,63	-0,2	0,9798	358,8232	-71,76464	351,573499	12,77	21,709	0,57	200,396895	174,949	99,72093	7635,7577
-1	12,52	18,16	0	2,59	-0,1	0,995	519,58	-51,958	516,975573	12,61	21,437	0,57	294,676076	228,9976	130,528632	11056,6624
0	12,52	22,61	0	3,23	0	1	647,0336	0	647,0336	12,52	21,284	0,57	368,809152	283,0772	161,354004	13768,875
1	12,52	27,07	0	2,6	0,1	0,995	742,9368	74,29368	739,212783	12,54	21,318	0,57	421,351286	339,4578	193,490946	15809,6951
2	12,52	31,53	0	0,28	0,2	0,9798	796,5224	159,30448	780,429379	12,88	21,896	0,57	444,844746	406,1064	231,480648	16949,9967
3	12,52	33,21	0	0	0,3	0,9539	831,5784	249,47352	793,275235	13,07	22,219	0,57	452,166884	434,0547	247,411179	17695,9884
4	12,52	32,68	0	0	0,4	0,9165	818,3072	327,32288	749,990937	13,69	23,273	0,57	427,494834	447,3892	255,011844	17413,5772
5	12,52	31,15	0	0	0,5	0,866	779,996	389,998	675,496351	14,58	24,786	0,57	385,03292	454,167	258,87519	16598,3149
6	12,52	27,13	0	0	0,6	0,8	679,3352	407,60112	543,46816	15,51	26,367	0,57	309,776851	420,7863	239,848191	14456,2531
7	12,52	20,57	0	0	0,7	0,7141	515,0728	360,55096	367,835554	17,48	29,716	0,57	209,666266	359,5636	204,951252	10960,7492
8	7,74	2,01	8,61	0	0,8	0,6	137,74104	110,19283	82,644624	21,16	35,972	0,57	47,1074357	42,5316	24,243012	2931,12933
somme								1913,0747	6381,29678		292,23		3637,33916	3688,7318	2102,577126	148251,951

a	0,2	tangø	0,57
R	125,2	C	1,7
γ1	2	r	106,4
γ2	1,6	γ3	2

Kss 2,054059

Kas 1,268634

Stabilité pour le cas fin de construction talus aval (R=129,4)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-2	8,74	1,1	0	0	-0,2	0,9798	19,228	-3,8456	18,8395155	8,81	14,977	0,57	10,7385238	9,691	5,52387	452,165648
-1	12,94	7,36	0	0	-0,1	0,995	190,4768	-19,04768	189,522023	13,05	22,185	0,57	108,027553	96,048	54,74736	4479,25243
0	12,94	12,77	0	0	0	1	330,4876	0	330,4876	12,95	22,015	0,57	188,377932	165,3715	94,261755	7771,7464
1	12,94	16,68	0	0	0,1	0,995	431,6784	43,16784	429,514585	12,96	22,032	0,57	244,823313	216,1728	123,218496	10151,3493
2	12,94	16,66	0	0	0,2	0,9798	431,1608	86,23216	422,449583	13,32	22,644	0,57	240,796262	221,9112	126,489384	10139,1774
3	12,94	20,73	0	0	0,3	0,9539	536,4924	160,94772	511,781132	13,5	22,95	0,57	291,715245	279,855	159,51735	12616,1553
4	12,94	20,17	0	0	0,4	0,9165	521,9996	208,79984	478,420536	14,18	24,106	0,57	272,699705	286,0106	163,026042	12275,3426
5	12,94	18,68	0	0	0,5	0,866	483,4384	241,7192	418,669936	15,04	25,568	0,57	238,641863	280,9472	160,139904	11368,5374
6	12,94	14,37	0	0	0,6	0,8	371,8956	223,13736	297,51648	15,93	27,081	0,57	169,584394	228,9141	130,481037	8745,49693
7	12,94	7,58	0,06	0	0,7	0,7141	197,41264	138,18885	140,980824	18,33	31,161	0,57	80,3590696	138,9414	79,196598	4642,35564
somme								1079,2997	3238,18221		234,719		1845,76386	1923,8628	1096,601796	82641,579

a	0,2	tangø	0,57
R	129,4	C	1,7
γ1	2	r	117,58
γ2	1,6	γ3	2

Kss 1,927623

Kas 1,21106

Stabilité pour le cas fin de construction talus aval (R=105,8)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-4	9,4	3	0	0	-0,4	0,9165	56,4	-22,56	51,6914538	10,02	17,034	0,57	29,4641287	30,06	17,1342	979,7808
-3	10,58	10,67	0	0	-0,3	0,9539	225,7772	-67,73316	215,377722	11,26	19,142	0,57	122,765301	120,1442	68,482194	3922,20152
-2	10,58	15,32	0	1,8	-0,2	0,9798	362,2592	-72,45184	354,940078	10,71	18,207	0,57	202,315844	164,0772	93,524004	6293,16682
-1	10,58	19,09	0	3,48	-0,1	0,995	477,5812	-47,75812	475,187294	10,69	18,173	0,57	270,856758	204,0721	116,321097	8296,54061
0	10,58	22,86	0	4	0	1	568,3576	0	568,3576	10,59	18,003	0,57	323,963832	242,0874	137,989818	9873,50823
1	10,58	26,86	0	3,53	0,1	0,995	643,0524	64,30524	639,829059	10,6	18,02	0,57	364,702564	284,716	162,28812	11171,1063
2	10,58	30,4	0	1,82	0,2	0,9798	681,7752	136,35504	668,000544	10,9	18,53	0,57	380,76031	331,36	188,8752	11843,7988
3	10,58	33,37	0	0	0,3	0,9539	706,1092	211,83276	673,585246	10,99	18,683	0,57	383,94359	366,7363	209,039691	12266,529
4	10,58	32,98	0	0	0,4	0,9165	697,8568	279,14272	639,596322	11,7	19,89	0,57	364,569904	385,866	219,94362	12123,1683
5	10,58	31,93	0	0	0,5	0,866	675,6388	337,8194	585,120365	12,17	20,689	0,57	333,518608	388,5881	221,495217	11737,1972
6	10,58	28,09	0	0	0,6	0,8	594,3844	356,63064	475,50752	13,19	22,423	0,57	271,039286	370,5071	211,189047	10325,6458
7	10,58	22,93	0	0	0,7	0,7141	485,1988	339,63916	346,50125	15,14	25,738	0,57	197,505713	347,1602	197,881314	8428,87355
8	10,58	14,9	0	0	0,8	0,6	315,284	252,2272	189,1704	17,92	30,464	0,57	107,827128	267,008	152,19456	5477,11365
9	6,12	1,13	0	0	0,9	0,4359	13,8312	12,44808	6,02888031	12,08	20,536	0,57	3,43646177	13,6504	7,780728	240,275606
somme								1767,449	5888,89373		285,532		3356,66943	3516,033	2004,13881	112978,906

a	0,2	tangø	0,57
R	105,8	C	1,7
γ1	2	r	86,86
γ2	1,6	γ3	2

Kss **2,060711**
Kas **1,284499**

Stabilité pour le cas fin de construction talus aval (R=124,3)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-3	8,58	1,43	0	0	-0,3	0,9539	24,5388	-7,36164	23,4085233	8,84	15,028	0,57	13,3428583	12,6412	7,205484	532,050262
-2	12,44	8,92	0	0	-0,2	0,9798	221,9296	-44,38592	217,445712	12,77	21,709	0,57	123,944056	113,9084	64,927788	4811,87759
-1	12,44	1,14	0	1,03	-0,1	0,995	53,9896	-5,39896	53,7189737	12,48	21,216	0,57	30,619815	14,2272	8,109504	1170,60251
0	12,44	18,57	0	1,98	0	1	511,284	0	511,284	12,44	21,148	0,57	291,43188	231,0108	131,676156	11085,6597
1	12,44	23	0	1,01	0,1	0,995	597,3688	59,73688	594,374451	12,49	21,233	0,57	338,793437	287,27	163,7439	12952,1503
2	12,44	25,43	0	0	0,2	0,9798	632,6984	126,53968	619,915296	1,75	2,975	0,57	353,351719	44,5025	25,366425	13718,1667
3	12,44	27,87	0	0	0,3	0,9539	693,4056	208,02168	661,466784	12,96	22,032	0,57	377,036067	361,1952	205,881264	15034,4202
4	12,44	27,6	0	0	0,4	0,9165	686,688	274,6752	629,359948	13,65	23,205	0,57	358,73517	376,74	214,7418	14888,7692
5	12,44	25,94	0	0	0,5	0,866	645,3872	322,6936	558,92171	14,45	24,565	0,57	318,585375	374,833	213,65481	13993,2853
6	12,44	22	0	0	0,6	0,8	547,36	328,416	437,888	15,5	26,35	0,57	249,59616	341	194,37	11867,8595
7	12,44	15,49	0	0	0,7	0,7141	385,3912	269,77384	275,224367	17,3	29,41	0,57	156,877889	267,977	152,74689	8356,052
8	11,91	5,55	0	0	0,8	0,6	132,201	105,7608	79,3206	19,81	33,677	0,57	45,212742	109,9455	62,668935	2866,38208
somme								1638,4712	4662,32837		262,548		2657,52717	2535,2508	1445,092956	111277,275

a	0,2	tangø	0,57
R	124,3	C	1,7
γ1	2	r	108,41
γ2	1,6	γ3	2

Kss **1,782195**

Kas **1,152493**

Stabilité pour le cas fin de construction talus aval (R=142,7)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-2	11.89	2.44	0	0	-0.2	0.9798	58.0232	-11.60464	56.8508933	11.89	20.213	0.57	32.4050092	29.0116	16.536612	1495.8381
-1	14.28	9.72	0	0	-0.1	0.995	277.6032	-27.76032	276.211697	14.38	24.446	0.57	157.440667	139.7736	79.670952	7156.6105
0	14.28	15.34	0	0	0	1	438.1104	0	438.1104	14.28	24.276	0.57	249.722928	219.0552	124.861464	11294.4861
1	14.28	20.05	0	0	0.1	0.995	572.628	57.2628	569.757666	14.36	24.412	0.57	324.76187	287.918	164.11326	14762.3498
2	14.28	22.68	0	0	0.2	0.9798	647.7408	129.54816	634.653778	14.49	24.633	0.57	361.752654	328.6332	187.320924	16698.7578
3	14.28	24.03	0	0	0.3	0.9539	686.2968	205.88904	654.685421	15.11	25.687	0.57	373.17069	363.0933	206.963181	17692.7315
4	14.28	24.18	0	0	0.4	0.9165	690.5808	276.23232	632.927758	15.59	26.503	0.57	360.768822	376.9662	214.870734	17803.173
5	14.28	21.61	0	0	0.5	0.866	617.1816	308.5908	534.494944	16.32	27.744	0.57	304.662118	352.6752	201.024864	15910.9416
6	14.28	17.14	0	0	0.6	0.8	489.5184	293.71104	391.61472	18.04	30.668	0.57	223.22039	309.2056	176.247192	12619.7844
7	14.28	10.07	0	0	0.7	0.7141	287.5992	201.31944	205.38691	20.22	34.374	0.57	117.070539	203.6154	116.060778	7414.30738
somme								1433.1886	4394.69419		262.956		2504.97569	2609.9473	1487.669961	122848.98

a	0.2	tangø	0.57
R	142.7	C	1.7
γ1	2	r	128.9
γ2	1.6	γ3	2

Kss 1.931310

Kas 1.206555

Stabilité pour le cas fonctionnement normal talus aval (R=125,5)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-3	9,37	7,46	0	0	-0,2	0,9798	139,8004	-27,96008	136,975858	13,09	22,253	0,57	78,0762393	0	0	2974,95251
-2	12,52	13,7	0	0,63	-0,1	0,995	358,8232	-35,88232	357,024576	12,77	21,709	0,57	203,504008	8,0451	4,585707	7635,7577
-1	12,52	18,16	0	2,59	0	1	519,58	0	519,58	12,61	21,437	0,57	296,1606	32,6599	18,616143	11056,6624
0	12,52	22,61	0	3,23	0,1	0,995	647,0336	64,70336	643,790303	12,52	21,284	0,57	366,960473	40,4396	23,050572	13768,875
1	12,52	27,07	0	2,6	0,2	0,9798	742,9368	148,58736	727,926428	12,54	21,318	0,57	414,918064	32,604	18,58428	15809,6951
2	12,52	31,53	0	0,28	0,3	0,9539	796,5224	238,95672	759,833942	12,88	21,896	0,57	433,105347	3,6064	2,055648	16949,9967
3	12,52	33,21	0	0	0,4	0,9165	831,5784	332,63136	762,154193	13,07	22,219	0,57	434,42789	0	0	17695,9884
4	12,52	32,68	0	0	0,5	0,866	818,3072	409,1536	708,674823	13,69	23,273	0,57	403,944649	0	0	17413,5772
5	12,52	31,15	0	0	0,6	0,8	779,996	467,9976	623,9968	14,58	24,786	0,57	355,678176	0	0	16598,3149
6	12,52	27,13	0	0	0,7	0,7141	679,3352	475,53464	485,142371	15,51	26,367	0,57	276,531151	0	0	14456,2531
7	12,52	20,57	0	0	0,7	0,7141	515,0728	360,55096	367,835554	17,48	29,716	0,57	209,666266	0	0	10960,7492
8	7,74	2,01	8,61	0	0,7	0,7141	137,74104	96,418728	98,3667779	21,16	35,972	0,57	56,0690634	0	0	2931,12933
somme								2530,6919	6191,30163		292,23		3529,04193	117,355	66,89235	148251,951

a	0,2	tangø	0,57
R	125,2	C	1,7
γ1	2	r	106,4
γ2	1,6	γ3	2

Kss 1,483539

Kas 1,110574

Stabilité pour le cas fonctionnement normal talus aval (R=129,4)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-2	8,74	1,1	0	0	-0,2	0,9798	19,228	-3,8456	18,8395155	8,84	15,028	0,57	10,7385238	0	0	452,165648
-1	12,94	7,36	0	0	-0,1	0,995	190,4768	-19,04768	189,522023	12,77	21,709	0,57	108,027553	0	0	4479,25243
0	12,94	12,77	0	0	0	1	330,4876	0	330,4876	12,48	21,216	0,57	188,377932	0	0	7771,7464
1	12,94	16,68	0	0	0,1	0,995	431,6784	43,16784	429,514585	12,44	21,148	0,57	244,823313	0	0	10151,3493
2	12,94	16,66	0	0	0,2	0,9798	431,1608	86,23216	422,449583	12,49	21,233	0,57	240,796262	0	0	10139,1774
3	12,94	20,73	0	0	0,3	0,9539	536,4924	160,94772	511,781132	1,75	2,975	0,57	291,715245	0	0	12616,1553
4	12,94	20,17	0	0	0,4	0,9165	521,9996	208,79984	478,420536	12,96	22,032	0,57	272,699705	0	0	12275,3426
5	12,94	18,68	0	0	0,5	0,866	483,4384	241,7192	418,669936	13,65	23,205	0,57	238,641863	0	0	11368,5374
6	12,94	14,37	0	0	0,6	0,8	371,8956	223,13736	297,51648	14,45	24,565	0,57	169,584394	0	0	8745,49693
7	12,94	7,58	0,06	0	0,7	0,7141	197,41264	138,18885	140,980824	15,5	26,35	0,57	80,3590696	0	0	4642,35564
somme								1079,2997	3238,18221		199,461	0,57	1845,76386	0	0	82641,579

a	0,2	tangø	0,57
R	129,4	C	1,7
γ1	2	r	117,58
γ2	1,6	γ3	2

Kss 1,894955

Kas 1,190536

Stabilité pour le cas fonctionnement normal talus aval (R=105,8)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-4	9,4	3	0	0	-0,2	0,9798	56,4	-11,28	55,2604886	10,02	17,034	0,57	37,0245274	0	0	979,7808
-3	10,58	10,67	0	0	-0,1	0,995	225,7772	-22,57772	224,645478	11,26	19,142	0,57	150,51247	0	0	3922,20152
-2	10,58	15,32	0	1,8	0	1	362,2592	0	362,2592	10,71	18,207	0,57	242,713664	19,278	12,91626	6293,16682
-1	10,58	19,09	0	3,48	0,1	0,995	477,5812	47,75812	475,187294	10,69	18,173	0,57	318,375487	37,2012	24,924804	8296,54061
0	10,58	22,86	0	4	0,2	0,9798	568,3576	113,67152	556,874445	10,59	18,003	0,57	373,105878	42,36	28,3812	9873,50823
1	10,58	26,86	0	3,53	0,3	0,9539	643,0524	192,91572	613,432893	10,6	18,02	0,57	411,000038	37,418	25,07006	11171,1063
2	10,58	30,4	0	1,82	0,4	0,9165	681,7752	272,71008	624,857292	10,9	18,53	0,57	418,654386	19,838	13,29146	11843,7988
3	10,58	33,37	0	0	0,5	0,866	706,1092	353,0546	611,508505	10,99	18,683	0,57	409,710698	0	0	12266,529
4	10,58	32,98	0	0	0,6	0,8	697,8568	418,71408	558,28544	11,7	19,89	0,57	374,051245	0	0	12123,1683
5	10,58	31,93	0	0	0,7	0,7141	675,6388	472,94716	482,502613	12,17	20,689	0,57	323,276751	0	0	11737,1972
6	10,58	28,09	0	0	0,7	0,7141	594,3844	416,06908	424,475365	13,19	22,423	0,57	284,398495	0	0	10325,6458
7	10,58	22,93	0	0	0,7	0,7141	485,1988	339,63916	346,50125	15,14	25,738	0,57	232,155838	0	0	8428,87355
8	10,58	14,9	0	0	0,7	0,7141	315,284	220,6988	225,157812	17,92	30,464	0,57	150,855734	0	0	5477,11365
9	6,12	1,13	0	0	0,7	0,7141	13,8312	9,68184	9,87745249	12,08	20,536	0,57	6,61789317	0	0	240,275606
somme								2814,3206	5570,82553		285,532		3732,4531	156,0952	104,583784	112978,906

a	0,2	tangø	0,57
R	105,8	C	1,7
γ1	2	r	86,86
γ2	1,6	γ3	2

K_{ss} 1,390531

K_{as} 1,127991

Stabilité pour le cas fonctionnement normal talus aval (R=124,3)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-3	8,58	1,43	0	0	-0,2	0,9798	24,5388	-4,90776	24,0430156	8,84	15,028	0,57	13,7045189	0	0	532,050262
-2	12,44	8,92	0	0	-0,1	0,995	221,9296	-22,19296	220,817164	12,77	21,709	0,57	125,865783	0	0	4811,87759
-1	12,44	1,14	0	1,03	0	1	53,9896	0	53,9896	12,48	21,216	0,57	30,774072	12,8544	7,327008	1170,60251
0	12,44	18,57	0	1,98	0,1	0,995	511,284	51,1284	508,721157	12,44	21,148	0,57	289,971059	24,6312	14,039784	11085,6597
1	12,44	23	0	1,01	0,2	0,9798	597,3688	119,47376	585,299499	12,49	21,233	0,57	333,620715	12,6149	7,190493	12952,1503
2	12,44	25,43	0	0	0,3	0,9539	632,6984	189,80952	603,555806	1,75	2,975	0,57	344,02681	0	0	13718,1667
3	12,44	27,87	0	0	0,4	0,9165	693,4056	277,36224	635,51673	12,96	22,032	0,57	362,244536	0	0	15034,4202
4	12,44	27,6	0	0	0,5	0,866	686,688	343,344	594,689252	13,65	23,205	0,57	338,972874	0	0	14888,7692
5	12,44	25,94	0	0	0,6	0,8	645,3872	387,23232	516,30976	14,45	24,565	0,57	294,296563	0	0	13993,2853
6	12,44	22	0	0	0,7	0,7141	547,36	383,152	390,893226	15,5	26,35	0,57	222,809139	0	0	11867,8595
7	12,44	15,49	0	0	0,7	0,7141	385,3912	269,77384	275,224367	17,3	29,41	0,57	156,877889	0	0	8356,052
8	11,91	5,55	0	0	0,7	0,7141	132,201	92,5407	94,410398	19,81	33,677	0,57	53,8139268	0	0	2866,38208
somme								2086,7161	4503,46998		262,548		2566,97789	50,1005	28,557285	111277,275

a	0,2	tangø	0,57
R	124,3	C	1,7
γ1	2	r	108,41
γ2	1,6	γ3	2

Kss 1,342285

Kas 1,089308

Stabilité pour le cas fonctionnement normal talus aval (R=142,7)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-2	11.89	2.44	0	0	-0.2	0.9798	58.0232	-11.60464	56.8508933	11.89	20.213	0.57	32.4050092	0	0	1495.8381
-1	14.28	9.72	0	0	-0.1	0.995	277.6032	-27.76032	276.211697	14.38	24.446	0.57	157.440667	0	0	7156.6105
0	14.28	15.34	0	0	0	1	438.1104	0	438.1104	14.28	24.276	0.57	249.722928	0	0	11294.4861
1	14.28	20.05	0	0	0.1	0.995	572.628	57.2628	569.757666	14.36	24.412	0.57	324.76187	0	0	14762.3498
2	14.28	22.68	0	0	0.2	0.9798	647.7408	129.54816	634.653778	14.49	24.633	0.57	361.752654	0	0	16698.7578
3	14.28	24.03	0	0	0.3	0.9539	686.2968	205.88904	654.685421	15.11	25.687	0.57	373.17069	0	0	17692.7315
4	14.28	24.18	0	0	0.4	0.9165	690.5808	276.23232	632.927758	15.59	26.503	0.57	360.768822	0	0	17803.173
5	14.28	21.61	0	0	0.5	0.866	617.1816	308.5908	534.494944	16.32	27.744	0.57	304.662118	0	0	15910.9416
6	14.28	17.14	0	0	0.6	0.8	489.5184	293.71104	391.61472	18.04	30.668	0.57	223.22039	0	0	12619.7844
7	14.28	10.07	0	0	0.7	0.7141	287.5992	201.31944	205.38691	20.22	34.374	0.57	117.070539	0	0	7414.30738
somme								1433.1886	4394.69419		262.956		2504.97569	0	0	122848.98

a	0.2	tangø	0.57
R	142.7	C	1.7
γ1	2	r	128.9
γ2	1.6	γ3	2

Kss 1.931310

Kas 1.206555

Stabilité pour le cas vidange rapide talus amont (R=140,2)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-3	13,77	0	14,54	0	-0,3	0,9539	320,34528	-96,103584	305,589921	14,38	24,446	0,57	174,186255	209,0852	119,178564	7790,79721
-2	14,02	0	11,64	1,19	-0,2	0,9798	294,47608	-58,895216	288,526455	14,31	24,327	0,57	164,460079	166,5684	94,943988	7161,65827
-1	14,02	0	19,43	3,3	-0,1	0,995	528,38576	-52,838576	525,737193	14,09	23,953	0,57	299,6702	273,7687	156,048159	12850,3417
0	14,02	0	21,14	4	0	1	586,37248	0	586,37248	14,02	23,834	0,57	334,232314	296,3828	168,938196	14260,5787
1	14,02	0	25,84	3,31	0,1	0,995	672,45528	67,245528	669,084556	14,09	23,953	0,57	381,378197	364,0856	207,528792	16354,1124
2	14,02	0	30,55	1,19	0,2	0,9798	718,6652	143,73304	704,145214	14,31	24,327	0,57	401,362772	437,1705	249,187185	17477,9377
3	14,02	0	32,8	0	0,3	0,9539	735,7696	220,73088	701,879465	14,7	24,99	0,57	400,071295	482,16	274,8312	17893,9167
4	14,02	0	32,25	0	0,4	0,9165	723,432	289,3728	663,03638	15,3	26,01	0,57	377,930737	493,425	281,25225	17593,8662
5	14,02	0	29,88	0	0,5	0,866	670,26816	335,13408	580,469254	16,2	27,54	0,57	330,867475	484,056	275,91192	16300,9217
6	14,02	0	25,34	0	0,6	0,8	568,42688	341,05613	454,741504	17,55	29,835	0,57	259,202657	444,717	253,48869	13824,1417
7	14,02	1,58	16,41	0	0,7	0,7141	412,41232	288,68862	294,521307	19,68	33,456	0,57	167,877145	322,9488	184,080816	10029,8676
8	11,56	6,39	0	0	0,8	0,6	147,7368	118,18944	88,64208	18,95	32,215	0,57	50,5259856	0	0	3592,95898
somme								1596,3131	5862,74581		318,886		3341,76511	3974,368	2265,38976	155131,099

a	0,2	tangø	0,57
R	140,2	C	1,7
γ1	2	r	121,6
γ2	1,6	γ3	2

Kss 2,293191

Kas 1,354386

Stabilité pour le cas vidange rapide talus amont (R=131)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-2	13,1	0	5,68	0	-0,2	0,9798	119,0528	-23,81056	116,647445	13,37	22,729	0,57	66,4890436	75,9416	43,286712	2792,97869
-1	13,1	0	12,05	0	-0,1	0,995	252,568	-25,2568	251,301987	13,17	22,389	0,57	143,242133	158,6985	90,458145	5925,24528
0	13,1	0	17,12	0	0	1	358,8352	0	358,8352	13,1	22,27	0,57	204,536064	224,272	127,83504	8418,27379
1	13,1	0	20,84	0	0,1	0,995	436,8064	43,68064	434,61688	13,16	22,372	0,57	247,731622	274,2544	156,325008	10247,4781
2	13,1	0	23,26	0	0,2	0,9798	487,5296	97,50592	477,679502	13,37	22,729	0,57	272,277316	310,9862	177,262134	11437,4444
3	13,1	0	24,26	0	0,3	0,9539	508,4896	152,54688	485,068163	13,73	23,341	0,57	276,488853	333,0898	189,861186	11929,166
4	13,1	0	23,75	0	0,4	0,9165	497,8	199,12	456,241236	14,3	24,31	0,57	260,057505	339,625	193,58625	11678,388
5	13,1	0	21,54	0	0,5	0,866	451,4784	225,7392	390,991764	15,14	25,738	0,57	222,865305	326,1156	185,885892	10591,6833
6	13,1	0	17,28	0	0,6	0,8	362,1888	217,31328	289,75104	16,39	27,863	0,57	165,158093	283,2192	161,434944	8496,94925
7	13,1	3,54	6,91	0	0,7	0,7141	237,5816	166,30712	169,667199	18,39	31,263	0,57	96,7103036	127,0749	72,432693	5573,66434
somme								1053,1457	3430,80042		245,004		1955,55624	2453,2772	1398,368004	87091,2712

a	0,2	tangø	0,57
R	131,0	C	1,7
γ1	2	r	117,3
γ2	1,6	γ3	2

Kss 2,089512

Kas 1,280911

Stabilité pour le cas vidange rapide talus amont (R=112,3)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-4	10,6	0	3,98	0	-0,4	0,9165	67,5008	-27,00032	61,8655051	11,55	19,635	0,57	35,2633379	45,969	26,20233	1252,40984
-3	11,22	0	12,01	0	-0,3	0,9539	215,60352	-64,681056	205,67265	11,76	19,992	0,57	117,23341	141,2376	80,505432	4000,30771
-2	11,22	0	16,29	2,39	-0,2	0,9798	346,06968	-69,213936	339,077653	11,45	19,465	0,57	193,274262	186,5205	106,316685	6420,97684
-1	11,22	0	20,05	4,09	-0,1	0,995	451,7172	-45,17172	449,452939	11,28	19,176	0,57	256,188175	226,164	128,91348	8381,16093
0	11,22	0	23,82	4,65	0	1	531,96264	0	531,96264	11,22	19,074	0,57	303,218705	267,2604	152,338428	9870,03482
1	11,22	0	27,58	4,09	0,1	0,995	586,89576	58,689576	583,953908	11,28	19,176	0,57	332,853728	311,1024	177,328368	10889,2639
2	11,22	0	31,35	2,39	0,2	0,9798	616,4268	123,28536	603,97245	11,45	19,465	0,57	344,264296	358,9575	204,605775	11437,1828
3	11,22	0	34,6	0	0,3	0,9539	621,1392	186,34176	592,529032	11,76	19,992	0,57	337,741548	406,896	231,93072	11524,6167
4	11,22	0	34,18	0	0,4	0,9165	613,59936	245,43974	562,373103	12,24	20,808	0,57	320,552669	418,3632	238,467024	11384,7225
5	11,22	0	32,28	0	0,5	0,866	579,49056	289,74528	501,853546	12,96	22,032	0,57	286,056521	418,3488	238,458816	10751,8679
6	11,22	0	28,41	0	0,6	0,8	510,01632	306,00979	408,013056	14,03	23,851	0,57	232,567442	398,5923	227,197611	9462,8428
7	11,22	0	22,8	0	0,7	0,7141	409,3056	286,51392	292,302665	15,74	26,758	0,57	166,612519	358,872	204,55704	7594,2561
8	11,22	1,45	12,33	0	0,8	0,6	253,88616	203,10893	152,331696	18,79	31,943	0,57	86,8290667	231,6807	132,057999	4710,60381
somme								1493,0673	5285,36084		281,367		3012,65568	3769,9644	2148,879708	107680,247

a	0,2	tangø	0,57
R	112,3	C	1,7
γ1	2	r	92,77
γ2	1,6	γ3	2

Kss 2,206212
 Kas 1,343441

Stabilité pour le cas vidange rapide talus amont (R=115,6)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-3	11,56	0	8,09	0	-0,3	0,9539	149,63264	-44,889792	142,740441	12,12	20,604	0,57	81,3620514	98,0508	55,888956	2929,20856
-2	11,56	0	14,96	0	-0,2	0,9798	276,70016	-55,340032	271,109681	11,8	20,06	0,57	154,532518	176,528	100,62096	5416,68233
-1	11,56	0	20,6	0	-0,1	0,995	381,0176	-38,10176	379,107725	11,62	19,754	0,57	216,091403	239,372	136,44204	7458,80054
0	11,56	0	25,05	0	0	1	463,3248	0	463,3248	11,56	19,652	0,57	264,095136	289,578	165,05946	9070,04628
1	11,56	0	28,36	0	0,1	0,995	524,54656	52,454656	521,917237	11,62	19,754	0,57	297,492825	329,5432	187,839624	10268,5235
2	11,56	0	30,48	0	0,2	0,9798	563,75808	112,75162	552,367854	11,8	20,06	0,57	314,849677	359,664	205,00848	11036,1282
3	11,56	0	31,37	0	0,3	0,9539	580,21952	174,06586	553,494146	12,12	20,604	0,57	315,491663	380,2044	216,716508	11358,3773
4	11,56	0	30,92	0	0,4	0,9165	571,89632	228,75853	524,151635	12,62	21,454	0,57	298,766432	390,2104	222,419928	11195,4424
5	11,56	0	28,96	0	0,5	0,866	535,64416	267,82208	463,88145	13,36	22,712	0,57	264,412426	386,9056	220,536192	10485,7701
6	11,56	0	25,21	0	0,6	0,8	466,28416	279,7705	373,027328	14,47	24,599	0,57	212,625577	364,7887	207,929559	9127,97872
7	11,56	1,35	17,81	0	0,7	0,7141	360,62576	252,43803	257,538305	16,23	27,591	0,57	146,796834	289,0563	164,762091	7059,60988
8	11,56	5,19	4,94	0	0,8	0,6	211,36304	169,09043	126,817824	19,4	32,98	0,57	72,2861597	95,836	54,62652	4137,64287
somme								1398,8201	4629,47843		269,824		2638,8027	3399,7374	1937,850318	99544,2106

a	0,2	tangø	0,57
R	115,6	C	1,7
γ1	2	r	97,88
γ2	1,6	γ3	2

Kss 2,079343

Kas 1,287043

Stabilité pour le cas vidange rapide talus amont (R=98,04)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui*dli	Ui*dli*tangø	a*Gn*dn
-5	7,02	0	2,04	0	-0,5	0,866	22,91328	-11,45664	19,8434826	8,04	13,668	0,57	11,3107851	16,4016	9,348912	354,010176
-4	9,8	0	10,27	0	-0,4	0,9165	161,0336	-64,41344	147,589732	10,69	18,173	0,57	84,1261474	109,7863	62,578191	2487,96912
-3	9,8	0	15,72	1,39	-0,3	0,9539	273,7336	-82,12008	261,125212	10,27	17,459	0,57	148,841371	161,4444	92,023308	4229,18412
-2	9,8	0	19,13	3,92	-0,2	0,9798	376,7904	-75,35808	369,177688	10	17	0,57	210,431282	191,3	109,041	5821,41168
-1	9,8	0	22,42	5,41	-0,1	0,995	457,5816	-45,75816	455,287943	9,85	16,745	0,57	259,514128	220,837	125,87709	7069,63572
0	9,8	0	25,71	5,9	0	1	518,7728	0	518,7728	9,8	16,66	0,57	295,700496	251,958	143,61606	8015,03976
1	9,8	0	29	5,41	0,1	0,995	560,756	56,0756	557,945175	9,85	16,745	0,57	318,02875	285,65	162,8205	8663,6802
2	9,8	0	32,29	3,92	0,2	0,9798	583,1392	116,62784	571,357396	10	17	0,57	325,673715	322,9	184,053	9009,50064
3	9,8	0	35,58	1,39	0,3	0,9539	585,1384	175,54152	558,186458	10,27	17,459	0,57	318,166281	365,4066	208,281762	9040,38828
4	9,8	0	36,59	0	0,4	0,9165	573,7312	229,49248	525,833331	10,69	18,173	0,57	299,724998	391,1471	222,953847	8864,14704
5	9,8	0	34,93	0	0,5	0,866	547,7024	273,8512	474,324192	11,32	19,244	0,57	270,36479	395,4076	225,382332	8462,00208
6	9,8	0	31,75	0	0,6	0,8	497,84	298,704	398,272	12,26	20,842	0,57	227,01504	389,255	221,87535	7691,628
7	9,8	0	26,64	0	0,7	0,7141	417,7152	292,40064	298,30832	13,75	23,375	0,57	170,035743	366,3	208,791	6453,69984
8	9,8	0	18,75	0	0,8	0,6	294	235,2	176,4	16,42	27,914	0,57	100,548	307,875	175,48875	4542,3
9	7,97	2,81	3,17	0	0,9	0,4359	85,21524	76,693716	37,144462	17,79	30,243	0,57	21,1723433	56,3943	32,144751	1316,57546
somme								1163,5869	5369,56819		290,7		3039,48153	3832,0629	2184,275853	90704,5967

a	0,2	tangø	0,57
R	98,0	C	1,7
γ1	2	r	77,25
γ2	1,6	γ3	2

Kss 2,861996
Kas 1,594329