



UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
D'ANTANANARIVO

MENTION BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS
PARCOURS GENIE DE PONTS ET CHAUSSEES



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention d'un diplôme de Master – Titre Ingénieur en
Bâtiment-Travaux Publics

**« ETUDES DE DIMENSIONNEMENT ET DE STABILITE DES
OUVRAGES DE LA RIVIERE IFANINDRONA-SAHALENA, REGION
HAUTE MATSIATRA »**



Présenté par : ANDRIAMANGATIANA Antsa Harinala

Sous la direction de : Monsieur RABENATOANDRO Martin, Maitre de Conférences

Président de jury : Monsieur RAJOELINANTENAINA Solofo, Maitre de Conférences

Membres de jury :

- Monsieur RAZAFINJATO Victor, Professeur Titulaire
- Monsieur RAMALANJAONA Daniel, Maitre de Conférences
- Monsieur RANDRIATSIMBAZAFY Andrianirina, Maitre de Conférences

Date de soutenance : 21 Décembre 2020, 07h30mn

Promotion 2019



UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
D'ANTANANARIVO

MENTION BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS
PARCOURS GENIE DE PONTS ET CHAUSSEES



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention d'un diplôme de Master – Titre Ingénieur en
Bâtiment-Travaux Publics

**« ETUDES DE DIMENSIONNEMENT ET DE STABILITE DES
OUVRAGES DE LA RIVIERE IFANINDRONA-SAHATONA, REGION
HAUTE MATSIATRA »**



Présenté par : ANDRIAMANGATIANA Antsa Harinala

Sous la direction de : Monsieur RABENATOANDRO Martin, Maitre de Conférences

Promotion 2019

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, je rends grâce à Dieu Tout Puissant pour sa protection, son soutien et surtout son amour qui m'ont permis de persévirer à mener à bien mes études et à réaliser ce présent mémoire. Que son nom soit toujours loué.

Je voudrais sincèrement remercier :

- Monsieur RAKOTOSAONA Rijalalaina, Directeur de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo, Responsable du Domaine Sciences de l'Ingénierie, qui m'a acceptée au sein de cette prestigieuse Ecole ;
- Monsieur RAJOELINANTENAINA Solofo, Maître de Conférences, Responsable de la Mention Bâtiment et Travaux Publics à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo, qui m'a autorisé à présenter ce mémoire et qui a voulu présider cette soutenance ;
- Monsieur RABENATOANDRO Martin, Maître de Conférences, le rapporteur de ce mémoire, pour sa grande disponibilité et surtout son dévouement à me donner les bonnes directives afin de bien réaliser ce travail malgré ses nombreuses occupations ;
- Tous les Membres du Jury qui ont consacré de leur temps de travail pour assister et examiner la soutenance de ce mémoire.

J'adresse mes chaleureux remerciements à Monsieur Serge LALA RAKOTOSON, Docteur et Gérant du Groupe ARTELIA MADAGASCAR, de m'avoir acceptée au sein du Groupe en tant que stagiaire et d'avoir accepté de m'attribuer ce sujet de mémoire.

Un grand merci à toute l'équipe de Génie Civil du Groupe de m'avoir accompagnée durant tout mon stage et surtout de m'avoir accordé de leur temps malgré leur travail. Leurs conseils, appuis et soutien m'ont été d'une grande utilité.

Je remercie également tous les enseignants de la Mention Bâtiment et Travaux Publics qui ont donné le meilleur d'eux même tout au long de ma formation.

Mes vifs remerciements sont attribués à toute ma famille pour les soutiens financiers et moraux durant mes études.

A tous ceux qui se sentent concernés, de loin ou de près jusqu'à l'aboutissement de ce mémoire, vos amples contributions et supports dévoués vont droit au cœur.

SOMMAIRE

Remerciements

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des abréviations

Liste des notations

Liste des unités

Introduction générale

Partie I : Contextes Préliminaires

Chapitre II : Généralités du Projet

Chapitre II : Choix du site de l'ouvrage

Conclusion partielle

Partie II : Conception Technique

Chapitre III : Choix de la structure de l'Ouvrage de dérivation et des ouvrages annexes

Chapitre IV : Ouvrages Hydrauliques

Conclusion partielle

Partie III : Calcul Génie Civil

Chapitre V : Dimensionnement des Ouvrages en Béton Armée

Chapitre VI : Etudes de Stabilité des éléments en Maçonnerie

Conclusion partielle

Partie IV : Etudes financières et Etudes d'Impacts Environnementaux

Chapitre VII : Cout du Projet

Chapitre VIII : Etudes de Rentabilité

Chapitre IX : Etudes d'Impacts Environnementaux

Conclusion partielle

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Coordonnées Géographiques du site	6
Tableau 2: Liste des Fokontany sur les trois Communes	7
Tableau 3: Population des Fokontany concernés par le projet selon le recensement de la Commune	8
Tableau 4: Synthèse des activités économiques	12
Tableau 5: Bilan des services publics du bourg	16
Tableau 6: Résultats des Sondages Géotechniques	19
Tableau 7: Hauteur de pluie maximale d'Ifanindrona	22
Tableau 8: Caractéristiques du BV du barrage et de la Piste à créer	23
Tableau 9: Données et résultat du débit de crue centennale de l'ouvrage de dérivation	24
Tableau 10: Hauteur de pluie maximum à Sahatona.....	25
Tableau 11: Valeurs des débits à évacuer pour la piste et pour le barrage	26
Tableau 12: Débits des ouvrages annexes du barrage	26
Tableau 13: Dimensionnement de fossé rectangulaire maçonné	36
Tableau 14: Pente du dalot	39
Tableau 15: Vitesse d'écoulement du dalot	39
Tableau 16: Dimensions du dalot.....	40
Tableau 17: Caractéristiques du barrage	40
Tableau 18: Dimensions du barrage (m)	47
Tableau 19: Dimensionnement de l'organe de vidange	48
Tableau 20: Dimensionnement de l'ouvrage de prise d'eau	49
Tableau 21 : Dimensionnement de la grille de l'ouvrage de prise	50
Tableau 22 : Dimensions du canal d'améné.....	51
Tableau 23: Dimensionnement de la première prise d'irrigation.....	56
Tableau 24 : Caractéristiques de la descente d'eau	56
Tableau 25 : Dimensionnement hydraulique du pont canal	57
Tableau 26 : Vitesse de référence en fonction du diamètre moyen des grains	59
Tableau 27: Principales caractéristiques du dessableur	59
Tableau 28: Dimensionnement de l'ouvrage latéral de décharge	60
Tableau 29: Dimensionnement hydraulique du canal dissipateur aval	61
Tableau 30: Armatures de la voile de couverture du seuil	67
Tableau 31: Valeur du moment réduit limite μlu	73
Tableau 32: Section des armatures longitudinales de la Plateforme	75
Tableau 33: Section des armatures transversales de la Plateforme	76
Tableau 34: Résultats des ferraillages de la Plateforme.....	76
Tableau 35: Bras de levier et Moments de chaque charge agissant sur la pile	80
Tableau 36: Armatures de la pile	81
Tableau 37: Armatures de la voile de couverture du seuil	86
Tableau 38: Données de calcul.....	88
Tableau 39: Charges d'Exploitation.....	89
Tableau 40: Surcharge d'Exploitation	89
Tableau 41: Données	98
Tableau 42: Charges agissants sur chaque ouvrage (kN).....	99
Tableau 43: Moments dus aux charges agissantes sur chaque élément (kN.m)	99

Tableau 44: Combinaison d'action des Moments dus aux charges agissantes sur chaque ouvrage (MN.m).....	99
Tableau 45: Valeur de ubu	99
Tableau 46: Section des armatures longitudinales <i>cm2</i>	100
Tableau 47: Valeurs des coefficients pour la détermination de la contrainte	100
Tableau 48: Section des armatures longitudinales a l'ELS <i>cm2</i>	100
Tableau 49: Section des armatures longitudinales réelles <i>cm2</i>	101
Tableau 50: Section des armatures transversales <i>cm2</i>	101
Tableau 51: Données	104
Tableau 52: Charges agissants sur chaque ouvrage (kN).....	104
Tableau 53: Moments dus aux charges agissantes sur chaque élément (kN.m)	104
Tableau 54: Combinaison d'action des Moments dus aux charges agissantes sur chaque ouvrage (MN.m).....	105
Tableau 55: Valeur de ubu	105
Tableau 56: Section des armatures longitudinales <i>cm2</i>	105
Tableau 57: Coefficient pour la détermination de la contrainte.....	106
Tableau 58: Section des armatures longitudinales a l'ELS <i>cm2</i>	106
Tableau 59: Section des armatures longitudinales réelles <i>cm2</i>	106
Tableau 60: Section des armatures transversales <i>cm2</i>	107
Tableau 61: Valeur du moment réduit limite μlu	112
Tableau 62: Section des armatures longitudinales de la Plateforme	114
Tableau 63: Section des armatures transversales de la Plateforme	115
Tableau 64: Résultats des ferraillages de la Plateforme.....	115
Tableau 65: Moment d'inertie et <i>Kij</i> des éléments de la structure.....	125
Tableau 66: Coefficient d'encastrement parfait des différentes barres.....	126
Tableau 67: Matrice de rigidité <i>K</i> pour la détermination de <i>θi</i> et <i>Ω</i>	126
Tableau 68: Valeur de <i>θi</i> et <i>Ω</i>	127
Tableau 69: La matrice [F].....	128
Tableau 70: Valeur de <i>θi</i> et <i>Ω</i> en fonction de EI.....	128
Tableau 71: Moments au droit de chaque nœud en [Tm]	129
Tableau 72: Moments à mi-travée en [Tm].....	129
Tableau 73: Effort tranchant [T]	129
Tableau 74: Récapitulation des sollicitations dues aux charges permanentes	130
Tableau 75: Récapitulation des sollicitations dues aux surcharges routières.....	130
Tableau 76: Sollicitations pour le cas à l'ELS	131
Tableau 77: Sollicitations pour le cas à l'ELU	132
Tableau 78: Dimension de la Section des armatures longitudinales	134
Tableau 79: Section des Armatures transversales	135
Tableau 80: Les résultats de calcul d'armature sont présentés par le tableau ci-après :	136
Tableau 81: Armatures de la voile	144
Tableau 82: Récapitulation des valeurs des sollicitations	150
Tableau 83: Cannes d'ancrages.....	156
Tableau 84: Stabilités du barrage	156
Tableau 85: Poids volumique des matériaux.....	158
Tableau 86: Résultat de l'étude de la dalle de plateforme de la 1ere tranche	158
Tableau 87: Résultat de l'étude des corps du mur de la 1ere tranche	158
Tableau 88: Résultat de l'étude de la semelle du mur de la 1ere tranche	158

Tableau 89: Valeurs de la force (kg) et du moment (kg.m) exercées par la poussée d'eau.....	159
Tableau 90: Valeurs de la force (kg) et du moment (kg.m) exercées par la sous pression.....	159
Tableau 91: Vérification de la stabilité au renversement	159
Tableau 92: Vérification de la stabilité au glissement	159
Tableau 93: Vérification de la stabilité au poinçonnement.....	160
Tableau 94: Vérification des coefficients de sécurité des tranches 2,3,4.....	160
Tableau 95: Dimensions du mur droit à l'entrée du bassin.....	162
Tableau 96: Bras de levier et Moments de chaque force agissante sur le mur droit.....	164
Tableau 97: Valeurs des forces agissant sur le mur droit.....	164
Tableau 98: Valeurs des moments agissant sur le mur droit.....	165
Tableau 99: Données de calcul pour le mur gauche.....	166
Tableau 100: Moment et bras de levier de chaque charge agissante sur le mur gauche	166
Tableau 101: Forces agissantes sur le mur	167
Tableau 102: Valeurs des moments agissants sur le mur gauche	167
Tableau 103: Vérification des stabilités du Bassin de Décantation	168
Tableau 104: Vérification des stabilités de la décharge latérale	168
Tableau 105: Les prix composants la série 03	175
Tableau 106: Devis quantitatif	177
Tableau 107: Valeur des indices de composition	182
Tableau 108: Exemple de sous détails de prix du Béton 350.....	183
Tableau 109: D.Q.E du Projet	183
Tableau 110: Récapitulation du DQE	189
Tableau 111: Cout total du Génie Civil	190
Tableau 112: Cout total des Equipements	191
Tableau 113: Cout total du Réseau	191
Tableau 114: Cout total du Logistique	191
Tableau 115: Cout total du Projet	191
Tableau 116: Amortissement	192
Tableau 117: Recette d'exploitation	193
Tableau 118: Charge d'exploitation.....	194
Tableau 119: VAN pendant 35 ans	196
Tableau 120: Récapitulation de la DRCI	198
Tableau 121: Analyse des impacts positifs dans la phase préparatoire.....	201
Tableau 122: Analyse des impacts positifs dans la phase préparatoire.....	201
Tableau 123: Analyse des impacts positifs dans la phase de réalisation	201
Tableau 124: Analyse des impacts négatifs dans la phase de réalisation.....	202
Tableau 125: Analyse des impacts positifs dans la phase d'exploitation	203
Tableau 126: Analyse des impacts négatifs dans la phase d'exploitation.....	203
Tableau 127: Evaluation des impacts négatifs sur l'eau, le sol et l'air	206
Tableau 128: Evaluation des impacts négatifs sur l'environnement socio-économique	207
Tableau 129: Evaluation des impacts positifs	208
Tableau 130: Proposition de mesures d'atténuation et de suivi environnemental.....	208

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Situation générale du Projet.....	5
Figure 2: Vue du chef-lieu de la commune de Camp Robin	8
Figure 3: Marché de Camp-Robin et Semence de Mais de Vohiposa	9
Figure 4: Riziculture du District d'Ambohimahasoa.....	9
Figure 5: Elevage bovin	10
Figure 6: Un menuisier à Sahatona	10
Figure 7: Une décortiqueuse à Vohiposa	11
Figure 8: Escarpements rocheux dominant le paysage	13
Figure 9: Type du Sol de Bassin Versant	14
Figure 10: Couverture Végétale du Bassin Versant de Sahatona.....	15
Figure 11: Le bureau de la mairie et le collège à Vohiposa	17
Figure 12: Plan Topographique de la Zone d'implantation du barrage	18
Figure 13: Sondage a la tarière manuelle	19
Figure 14: Barrage homogène	29
Figure 15: Barrage en enrochement à noyau argileux.....	30
Figure 16: Type des barrages mobiles.....	30
Figure 17: Barrage poids	31
Figure 18: Coupe transversale du barrage.....	32
Figure 19: Schéma type d'un barrage à contreforts	32
Figure 20: Profil du barrage voûte	33
Figure 21: Coupe transversale d'un fossé rectangulaire	35
Figure 22: Figure montrant les paramètres du barrage	41
Figure 23: Paramètres du barrage.....	45
Figure 24: Vanne de prise	49
Figure 25: Dimensionnement du canal dissipateur	52
Figure 26: Canal dissipateur.....	53
Figure 27: Canal d'améné.....	54
Figure 28: Dimensionnement du canal d'améné.....	54
Figure 29: Prise d'irrigation.....	55
Figure 30: Pont canal.....	58
Figure 31: Vue en plan pour 1m des armatures de la voile de couverture du seuil du barrage	68
Figure 32: Vue de la plateforme de manœuvre	68
Figure 33: Diagramme des Moments réels à l'ELU (MN.m)	72
Figure 34: Diagramme des Moments réels à l'ELS (MN.m)	72
Figure 35: Vue en plan de 1m des armatures de la plateforme	77
Figure 36: Vue en plan du barrage	78
Figure 37: Vue en élévation de la pile et coupe B-B	82
Figure 38: Coupe de l'écran au-dessus de la Vanne de Chasse	83
Figure 39: Vue en plan de 1m des armatures de l'écran	87
Figure 40: Mur d'ancre de la rive droite	87
Figure 41: Modélisation du radier	90
Figure 42: Le radier avec les repères locaux	90
Figure 43: Définition des Charges	91
Figure 44: Poids Propre du Radier	91
Figure 45: Poids Propre de la Maçonnerie	92

Figure 46: Poussée des terres	92
Figure 47: Surcharge d'Exploitation (Poids Propre d'un manœuvre).....	93
Figure 48: Tableau de combinaison	93
Figure 49: Combinaison a l'ELU.....	94
Figure 50: Combinaison a l'ELS	94
Figure 51: Maillage des éléments finis	95
Figure 52: Moment fléchissant.....	95
Figure 53: Armatures minimales.....	96
Figure 54: Armatures théoriques	96
Figure 55: Photo du radier du pont canal	97
Figure 56: Modélisation du coursier rapide	98
Figure 57: Vue en plan de 1m des armatures du Radier du pont canal	102
Figure 58: Vue en plan de 1m des armatures du Coursier Rapide	103
Figure 59: Coupe longitudinale du Bassin de Décantation	104
Figure 60: Vue en plan des armatures du Radier du Bassin de Décantation	107
Figure 61: Plateforme du dessableur.....	108
Figure 62: Modélisation de la Plateforme de manœuvre	109
Figure 63: Diagramme des moments à l'ELU (KN.m).....	111
Figure 64: Diagramme des moments à l'ELS (MN.m).....	111
Figure 65: Vue en plan de 1m des armatures de la plateforme	116
Figure 66: Coupe du dalot cadre double	117
Figure 67: Vue longitudinale de deux camions Bc30	121
Figure 68: Vue transversale de deux camions Bc30	121
Figure 69: Diffusion des charges	121
Figure 70 : Charges appliquées sur le dalot	123
Figure 71: Diagramme à l'ELS (T.m).....	131
Figure 72: Diagramme a l'ELU (T.m)	132
Figure 73 : Calcul de la longueur de flambement	137
Figure 74 : Coupe Longitudinale de la décharge latérale.....	141
Figure 75 : Vue en plan de 1m des armatures de la voile	145
Figure 76: Forces agissant sur le barrage	146
Figure 77: Principe de la règle du tiers central.....	155
Figure 78: Coupe de la 1ere tranche du mur d'ancrage	157
Figure 79: Vue en plan du bassin de décantation.....	162
Figure 80: Valeurs des angles du mur gauche.....	166
Figure 81 : Coefficients pour K1.....	182

LISTE DES ABREVIATIONS

Ar : Ariary

BA : Béton Armé

MM : Maçonnerie de Moellons

BAEL : Béton Armé à l'Etat Limite

BV : Bassin Versant

BT : Basse Tension

BdL : Bras de Levier

BdD : Bassin de Decantation

BTP : Bâtiment et Travaux Publics

CBR : Californian Bearing Ratio (indice de portance du sol)

CEG : Collège d'Enseignement Général

CHD : Centre Hospitalier de District

CMD : coefficient de Majoration Dynamique

CR : Commune Rurale

CDS : Calcul De Structure

CSB : Centre de Santé de Base

DRCI : Durée de Récupération du Capital Investi

EIE : Etude d'Impact Environnemental

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

EPP : École Primaire Publique

ESPA : Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo

ETT : Entreprise Titulaire des Travaux

FP : Fissuration Préjudiciable

Fft : forfaitaire

FTM : Foibe Taotsaritanin'i Madagasikara

HA : Haute Adhérence

IP : Indice de Probabilité

LNTPB : Laboratoire National de Travaux Publics et du Bâtiment

MST : Maladie Sexuelle Transmissible

MTP : Ministère des Travaux Publics

NNE : Niveau Normal des Eaux

NPHE : Normale de Plus Haute Eau

ONE : Office National pour l'Environnement

OPCI : Organisme Public de Coopération Intercommunale

PF : Plateforme

PK : Point Kilométrique

PU : Prix Unitaire

RIP : Route d'Intérêt Provincial

RN : Route Nationale

RSA : Robot Structural Anlaysis

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

SOGREAH : Société Grenobloise d'Etude et d'Aménagement Hydraulique

SOMEAH : Société Malgache d'Étude et d'Aménagement Hydraulique

SSA : Section Simplement Armé

SDA : Section Doublement Armé

SSD : Services de Santé de District

T : Température

TTC : Tout Taxes Comprise

TRI : Taux de Rentabilité Interne

TVA : Taxe sur les Valeurs Ajoutées

VAN : Valeur Actuelle Nette

VdC : Vanne de Chasse

LISTE DES NOTATIONS

A_{FS} : Section d'Armature en Flexion Simple

A_{FC} : Section d'Armature en Flexion Composée

A_l : Section de l'acier longitudinal

Alt : Altitude

At : Section d'armature de répartition

A_{min} : Section de l'acier minimal

B : ouverture de dalot

C : Coefficient de ruissellement

C.E : Charge d'Entretien

D : Hauteur de dalot

E : Echelle de la carte

f_e : Limite de l'acier en service

f_{c28} : Résistance à priori à la compression à 28 jours d'âge du béton

σ_c : Résistance en compression de calcul du béton

ϕ : Diamètre nominal d'une armature f_{t28} : Résistance à la traction à 28 jours d'âge du béton %F

: pourcentage des fines ($\leq 80\mu\text{m}$)

γ_{dmax} : Poids volumique sèche de l'échantillon

I : Pente moyenne du Bassin Versant

K : Coefficient de rugosité selon Manning

Lc : Largeur de crête

Long : Longitude

Lat : Latitude

MG : Moment fléchissant maximum dû à la charge permanente

MQ : Moment fléchissant maximum dû à la charge d'exploitation

M_{ser} : Moment fléchissant à l'état limite de service

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

P_e : Poussée d'eau

PP_{pf} : Poids Propre de la Plateforme

PP_v : Poids Propre de la vanne

PP_{vo} : Poids Propre de la voile

P_{Ser} : Valeur des charges à l'ELS

P_u : Valeur des charges à l'ELU

P_t : Poussée des Terres

Q : Débit de crue

R : Rayon hydraulique

S : Surface du Bassin Versant

Sl : Espacement des armatures longitudinales

St : Espacement des armatures transversales

V : Vitesse d'écoulement de l'eau

VG : Effort tranchant maximum dû à la charge permanente

VQ : Effort tranchant maximum dû à la charge d'exploitation

V_{ser} : Effort tranchant à l'état limite de service

V_u : Effort tranchant de calcul ultime

ω : Surface mouillée

χ : Périmètre mouillé

Z_{fc} : Cote du fond du canal

Z_{PHE} : Cote d'eau en amont

LISTE DES UNITES

Hab/km² : habitant par kilomètre carré

Ha : hectare

mm : millimètre

cm : centimètre

m : mètre

ml : mètre linéaire

m² : mètre carré

m³ : mètre cube

m²/s : mètre carré par seconde

m³/s : mètre cube par seconde

km : kilomètre

km² : kilomètre carré

kN/m³ : KiloNewton par mètre cube

kPa : Kilo Pascal

MN : Méga Newton

MPa : Méga Pascal

mn : minute

m/s : mètre par seconde

m/s² : mètre par seconde carré

s : seconde

T : tonne

T.m : tonne mètre

INTRODUCTION GENERALE

Depuis des années, Madagascar rencontre un problème d'insuffisance en électricité. Des conflits ont même été déclarés auprès de la Jiro sy Rano Malagasy. Cette situation perdure toujours en ce moment. Or, notre pays dispose d'un potentiel hydroélectrique considérable largement inexploité.

L'Organisation Publique de Coopération Intercommunale (OPCI), un Projet « Jiro Fahazavana Ifanindrona » a été lancé visant à alimenter en électricité les communes Sahatona-Vohiposa-Camp Robin qui sont d'importants chefs-lieux dans la Région Haute Matsiatra.

Pour arriver à ce stade, des ouvrages doivent être installés le long de la rivière Ifanindrona près de la chute d'Andriamamovoka. Grace à son second rôle d'hydroagricole, l'ouvrage de dérivation servira également à nourrir plus de 5 509 habitants.

En effet, les ouvrages devraient être pérennes tout en restant économiques. C'est pourquoi, le Projeteur assurera cette condition. Tel est l'objet de ce mémoire intitulé : « ETUDE DE DIMENSIONNEMENT ET DE STABILITE DES OUVRAGES DE LA RIVIERE IFANINDRONA-SAHATONA, REGION HAUTE MATSIATRA ».

Un plan quadripartite sera développé dans cette étude : la première partie examinera les CONTEXTES PRELIMINAIRES DU PROJET, la deuxième développera la CONCEPTION TECHNIQUE des ouvrages, la troisième sera le vif du mémoire concernant le CALCUL GENIE CIVIL, et la quatrième et dernière partie terminera ce travail par l'EVALUATION FINANCIERE, l'ETUDE DE RENTABILITE ET L'ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL DU PROJET.

PARTIE I : CONTEXTES PRELIMINAIRES

CHAPITRE I : GENERALITES DU PROJET

I.1 Introduction

Le projet d'aménagement du site hydroélectrique de l'OPCI « Jiro Fahazavana Ifanindrona » dans la Commune rurale de Sahatona, Région Haute-Matsiatra, vise à alimenter en électricité les communes de Sahatona, Vohiposa et Camp Robin. Ce projet est mis en œuvre dans le cadre du Programme rHYviere.

Le projet est divisé en 5 lots :

- Lot 1 : Une piste à créer et à réhabiliter
- Lot 2 : Le barrage et ses ouvrages annexes
- Lot 3 : La Galerie Souterraine
- Lot 4 : La chambre de mise en charge et la conduite forcée
- Lot 5 : Le bâtiment central, les logements des personnels et l'adduction d'eau

Sahatona, Camp Robin et Vohiposa possèdent un dynamisme économique important pour la région Haute Matsiatra.

Le plus grand objectif de ce projet est de permettre l'Exploitation et la maintenance de la microcentrale et du réseau électrique de Sahatona, de Vohiposa et de Camps-Robin, c'est-à-dire de fournir de l'électricité dans ces trois zones.

Ce n'est pas tout, l'ouvrage de dérivation qu'on implantera permettra aussi d'irriguer des rizières. Autrement dit, le barrage assurera l'alimentation d'au moins une population estimée à 5509 personnes environ aujourd'hui.

I.2 Différents intervenants

Les entités qui ont contribué à la réalisation de ce projet sont :

- Le Groupe décideur
- Le Groupe d'études
- L'Entreprise titulaire du projet

I.2.1 Le Groupe décideur

Le groupe décideur est le groupe politique qui finance la réalisation de l'infrastructure et qui en sera le futur propriétaire.

Il comprend :

- Le **décideur** proprement dit (Le Ministère de l'Energie, des Eaux et de l'Hydrocarbure) ;
- Les **représentants administratifs concernés** (le GRET-professionnels du développement solidaire, l'Agence de Développement de l'Electrification Rurale (ADER) et la commune rurale de Sahatona, de Vohiposa, de Camp-Robin) ;
- Les **représentants des groupes d'intérêts ou Investisseurs** (l'Union Européenne, le F.F.E.M, l'Entreprise H.I.E.R).

Le groupe décideur effectue la pondération des critères lors de l'utilisation d'une méthode d'aide multicritère à la décision pour l'analyse des variantes.

I.2.2 Le Groupe d'études

Le groupe d'études est le groupe technique.

Il comprend le **projeteur** ou le **bureau d'étude** chargé de l'élaboration des dossiers d'Appel d'Offres qui est composée de :

- L'ingénieur civil entouré de son équipe qui l'aide dans des domaines spécialisés concernés comme la géotechnique, la topographie, la géologie, le traitement statistique et la finance.
- Dans notre cas, cette maîtrise d'œuvre est attribuée au groupe ARTELIA Madagascar

Ce groupe élabore le projet et prépare des éléments d'aide à la décision pour le groupe décideur en notant les critères. L'analyse des scénarios ne concerne que ce groupe.

Présentation du groupe ARTELIA Madagascar

Issu de l'union de COTEBA et de SOGREAH le 30 mars 2010, le Groupe ARTELIA est spécialisé dans plusieurs domaines de l'ingénierie : hydraulique, énergétique, génie civil etc.

ARTELIA Madagascar, autrefois nommée SOMEAH, en est une filiale qui est implantée à Madagascar depuis 1973. Ce Bureau d'Etude est intervenu dans plusieurs projets d'envergure du pays.

Avec ses 30 ingénieurs et techniciens pluridisciplinaires, ARTELIA Madagascar réalise des études et investigations dans plusieurs domaines comme l'eau, l'agriculture, la protection de la biodiversité et tant d'autres. Il assure également la surveillance et le contrôle des travaux.

I.2.3 L'Entreprise titulaire des travaux ou ETT

Après avoir procédé à un appel d'Offre Ouvert, l'Entreprise HOUSE CONSTRUCTION est nommée Entreprise Titulaire du Projet.

I.3 Etudes du projeteur dans ce mémoire

L'étude du projeteur, dans ce mémoire, sera concentrée sur la phase de « Dimensionnement des ouvrages du lot 1 et du lot 2 du site ».

Cette phase consiste à reprendre les hypothèses (dimensions) données par l'ingénieur hydraulique pour aboutir aux calculs de conception des ouvrages.

Ceci comprend le dimensionnement et l'étude de stabilité :

- Du barrage et de ses ouvrages annexes
- Des ouvrages d'assainissement de la piste

D'où vient le titre de ce mémoire : « **ETUDES DE DIMENSIONNEMENT ET DE STABILITE DES OUVRAGES DE LA RIVIERE IFANINDRONA - SAHATONA, REGION HAUTE MATSIATRA** »

Ces études sont faites pour que les ouvrages soient durables mais tout en restant économiques.

C'est pourquoi, après cette phase, le projeteur évaluera aussi le cout du projet et établira l'étude de rentabilité de ce dernier.

CHAPITRE II : CHOIX DU SITE DE L'OUVRAGE

II.1 Cadrage de l'étude

Trois Communes Rurales dont Sahatona, Camp Robin et Vohiposa sont concernées par le projet.

Elles sont situées dans le District d'Ambohimahasoa, Région Haute Matsiatra. Elles se trouvent dans la partie Nord du District sur la RN7 qui relie la Capitale et Fianarantsoa.

Pour ces trois chefs-lieux des Communes,

- Camp Robin est traversé par la RN7 et à 31 Km d'Ambohimahasoa ;
- Sahatona se trouve à 27 Km sur RN7 plus 6 Km sur piste vers l'Ouest de RN7 ;
- Vohiposa 24 Km plus 1 Km vers l'Est de RN7.

La chute d'eau d'Andriamamovoka sur la rivière Fanindrona, se situe à 6 Km de Sahatona dans la partie Sud-Ouest, relié par une piste accessible en voiture pour les 5,2 Km et une piste dégradée de longueur de 2,8 Km.

Andriamamovoka présente une hauteur de 23 mètres et un module de 6,5 m³/s.

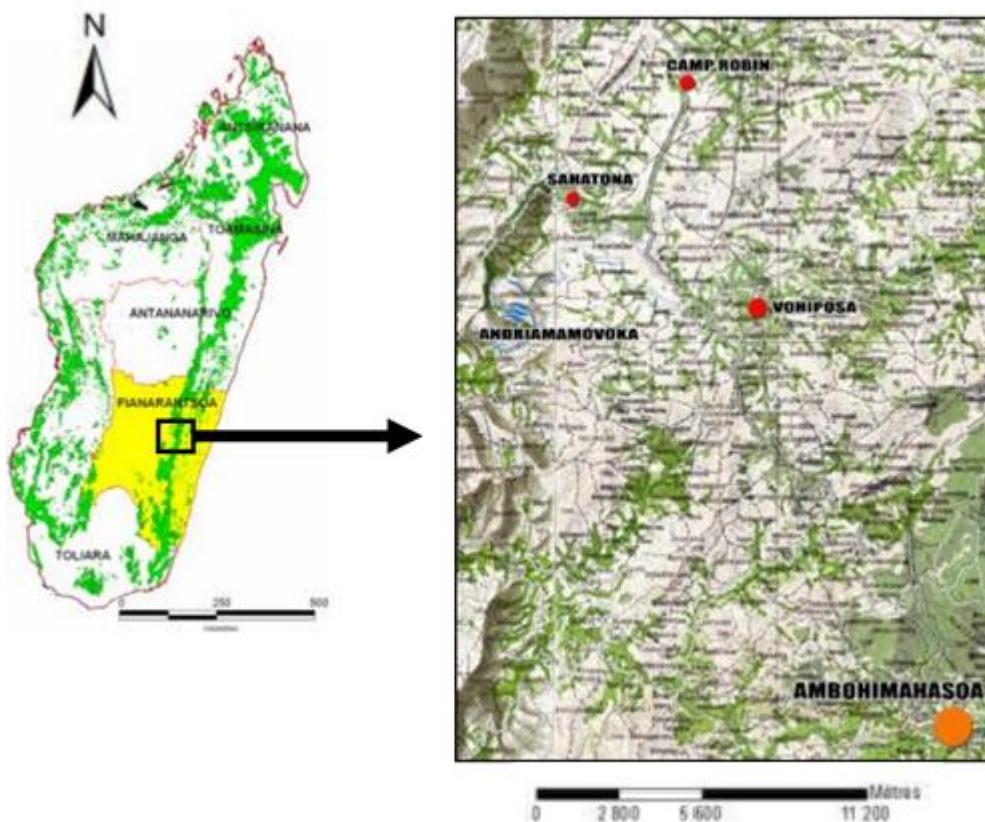


Figure 1: Situation générale du Projet

La localisation des principales cibles est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 1: Coordonnées Géographiques du site

Coordonnées GPS	Présentation générale
<ul style="list-style-type: none"> ❖ Bourg de Camp Robin : <p>Long : $47^{\circ} 8'18.52''E$ Lat : $20^{\circ}55'40.40''S$ Alt: 1224 m</p>	Camp robin se trouve à 370 km au de la capitale sur la RN7. C'est-à-dire 27 km avant d'arriver à Ambohimahasoa
<ul style="list-style-type: none"> ❖ Bourg de Sahatona: <p>Long: $47^{\circ} 6'3.41''E$ Lat: $20^{\circ}57'43.27''S$ Alt: 1237 m</p>	Sahatona se trouve à 3 km de la RN 7 par une piste carrossable à partir d'un croisement se trouvant à 6 km au Sud de Camp Robin.
<ul style="list-style-type: none"> ❖ Bourg de Vohiposa : <p>Long : $47^{\circ} 9'39.89''E$ Lat: $20^{\circ}59'29.55''S$ Alt: 1202 m</p>	Vohiposa se trouve à 10 km au sud de Camp Robin au bord de la RN7.
<ul style="list-style-type: none"> ❖ Chute d'Andriamamovoka <p>Prise d'eau : Long : $47^{\circ} 5' 0.88''E$ Lat : $20^{\circ} 59' 34.58''S$ Alt : 1167m</p>	<p>La rivière de Fanindrona a une largeur de plus de 15 m et la chute formée de plusieurs cascades qui présentent une hauteur brute de 23 m pour la première variante et 74 m pour la deuxième.</p> <p>La chute d'Andriamamovoka se trouve à 6,7 km du chef-lieu de la commune de Sahatona. Elle est accessible pour les 6 premiers kilomètres par une piste carrossable (à entretenir) puis par un sentier pédestre de 1.7 km qu'il faudra certainement aménager.</p>

Source : APD, Juillet 2017

II.2 Monographie de la zone d'influence

Un projet de génie civile est une opération très couteuse qui nécessite un investissement considérable. L'analyse de la situation socio-économique de la zone d'influence est l'un des facteurs clés sur la décision à prendre pour une construction.

La zone d'influence est définie comme l'ensemble des subdivisions administratives qui reçoivent les avantages économiques et sociaux appréciables après la réalisation du Projet. L'optimisation des ouvrages de génie civile sur la rivière Ifanindrona contribuera au développement socio-économique de trois (03) Communes Rurales dont Sahatona, Camp Robin et Vohiposa. Le groupe formé par ces communes est alors notre zone d'influence.

I.3.3.1. Renseignement socio- économique

L'OPCI ou Organisme Public de Coopération Intercommunale dénommé L'OPCI JIRO Fahazavana Ifanindrona regroupe trois communes concernées par le projet.

Le tableau suivant illustre tous les Fokontany dans chaque Commune.

Tableau 2: Liste des Fokontany sur les trois Communes

Sahatona	Vohiposa	Camp-Robin
Tsimialonjafy Tomboharivo	Vohiposa	Camp Robin
Andoha Sahatona	Ambohimanendrika	Analotsila
Antsihara	Ambohipierenana	Ambatovory1
Tsimierilaza	Soasamihela	Tambohobe
Iatara	Ambondrona	Ambohijanakova
Soamiafara Ambalasoa	Analalava	Manda
Soamiafara Ambatovaventy	Manaovasoa	Ankitsikitsika
	Ambohipeno	
	Ambatoharanana	
	Anara Andakana	
	Sahamadio	

Source : APD, Juillet 2017

Seuls les trois Fokontany des chefs-lieux (Tsimialonjafy Tomboarivo, Vohiposa et Camp Robin) sont concernés par l'étude de la demande et l'étude tarifaire.

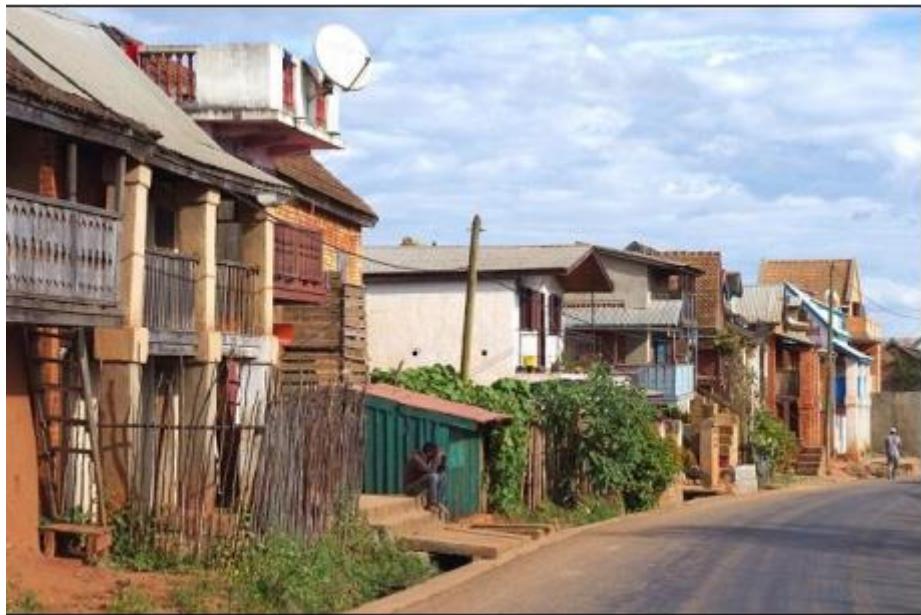


Figure 2: Vue du chef-lieu de la commune de Camp Robin

Voici ci-dessous le nombre de population des Fokontany concernés par le projet d'après le recensement de la commune :

Tableau 3: Densité de Population des Fokontany concernés par le projet selon le recensement de la Commune

Fokontany	Population (hab/km ²)
Tsimialonjafy Tomboarivo	476
Vohiposa	2833
Camp Robin	2211
TOTAL	5520

Source : APD, Juillet 2017

I.3.3.2. Présentation des activités économiques

a) Vohiposa-Sahatona-Camp Robin, une Zone productive

Chaque chef-lieu de la Commune accueille un marché dynamique : le mardi pour le Village de Camp Robin, Mercredi pour Vohiposa et Samedi pour Sahatona. Le jour du marché est un événement socio-économique important où se rencontrent les vendeurs et les acheteurs.



Figure 3: Marché de Camp-Robin et Semence de Mais de Vohiposa

b) L'agriculture

Le riz, l'arachide, le maïs, la banane, sont des productions importantes de la zone. Camp Robin, traversé par la RN 7, Vohiposa et Sahatona situés à quelques kilomètres seulement de cette RN 7, l'écoulement des produits locaux sont faciles. L'arrivée de l'eau et de l'électricité va développer certainement des activités de transformation des produits locaux dans la zone.



Figure 4: Riziculture du District d'Ambohimahasoa

c) L'élevage

L'élevage bovin, qui était fait à la fois un moyen de production (labour, fumier) et mode de capitalisation, devient de moins en moins rare actuellement à cause des vols de bœufs non maîtrisés dans la région.

Il existe également l'élevage des volailles.



Figure 5: Elevage bovin

d) L'artisanat

Dans la zone d'intervention du projet, on trouve plusieurs artisans : 2 électromécaniciens, 10 menuiseries. Actuellement, ces artisans font manuellement leurs travaux. L'électrification de cette zone va induire une externalité positive sur le développement de la zone.



Figure 6: Un menuisier à Sahatona

e) Le commerce

Le commerce crée la richesse. Le commerce occupe une grande place importante dans la vie en société dans la zone. Outre le marché qui anime le chaque chef-lieu de la Commune une fois par semaine, des commerces permanents de tailles importantes sont très dynamiques. Les activités commerciales sont principalement concentrées au centre des villages, on y trouve chacun : un marché couvert avec des boucheries, des gargotes, des épiceries, des cinémas (dont 3 quotidiens) à Vohiposa et à Camp Robin.

La zone concernée par le projet bénéficie aussi le développement des services informatiques et services financiers. A l'heure actuelle, on compte 4 multiservices informatiques et 2 services financiers de micro finance à Vohiposa et à Camp Robin. Dans ces 3 chefs-lieux de commune, on compte actuellement 7 décortiqueuses.



Figure 7: Une décortiqueuse à Vohiposa

f) Bilan

Le tableau suivant est un bilan des activités économiques des trois bourgs

Tableau 4: Synthèse des activités économiques

Type	Description
Les décortiqueuses à riz	Sahatona-Vohiposa-Camp Robin enregistre 6 décortiqueuses qui sont tous fonctionnelle.
Les gargotes et restaurants	20 gargotes et 4 restaurants sont repérés dans la zone.
Les épiceries	50 épiceries se trouvent à Sahatona Vohiposa-Camp Robin.
Les cinémas	2 à Vohiposa et 1 à Camp Robin.
Type	Description
Les artisans	2 électromécaniciens, 10 menuiseries sont recensées dans la zone.
Services	4 multiservices et 3 microfinances sont repérées à Vohiposa et à Camp Robin
Le marché	Il existe un marché ouvert à Vohiposa et à Camp Robin. Jour du marché : 1 jour par semaine pour chaque Chef-lieu de commune, les rues sont animées par un grand marché qui attire toute la région.

Source : APD, Juillet 2017

I.3.3.3. Le milieu physique

a) Le climat

Le climat de la zone d'étude fait partie du régime climatique tropical d'altitude supérieure à 1100 mètres, avec une température moyenne annuelle inférieure ou égale à 20°C et comporte deux saisons bien distinctes :

- Une saison pluvieuse, en novembre
- Une saison moyennement chaude en mars, avec une température qui varie de 20°C à 30°C.

b) Le relief

Le relief du bassin est de type montagneux en général.

Le point le plus haut du bassin versant se trouve à environ 1760m d'altitude et l'exutoire est à 1167 m.

La partie Est du bassin versant se trouve à la lisière du corridor Fandriana – Vondrozo, où les hautes montagnes sont dominantes.

Dans la partie Ouest et sud-ouest, des vallées plus ou moins étendues se dessinent entre les collines et qui se déclinent en pénéplaines plus ou moins homogènes.

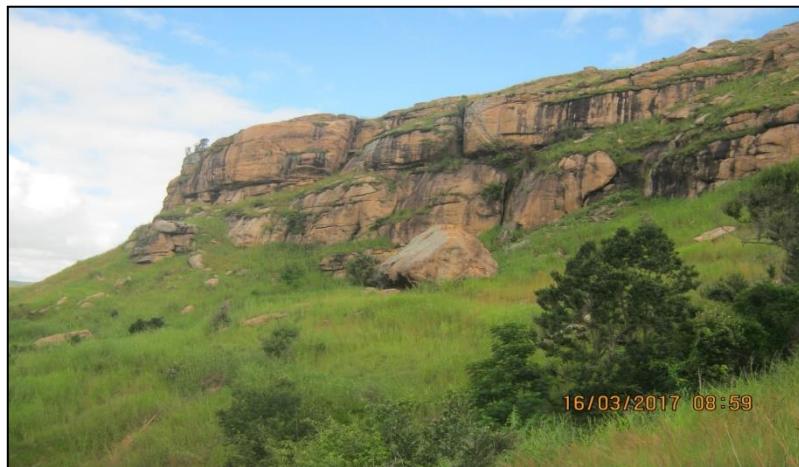


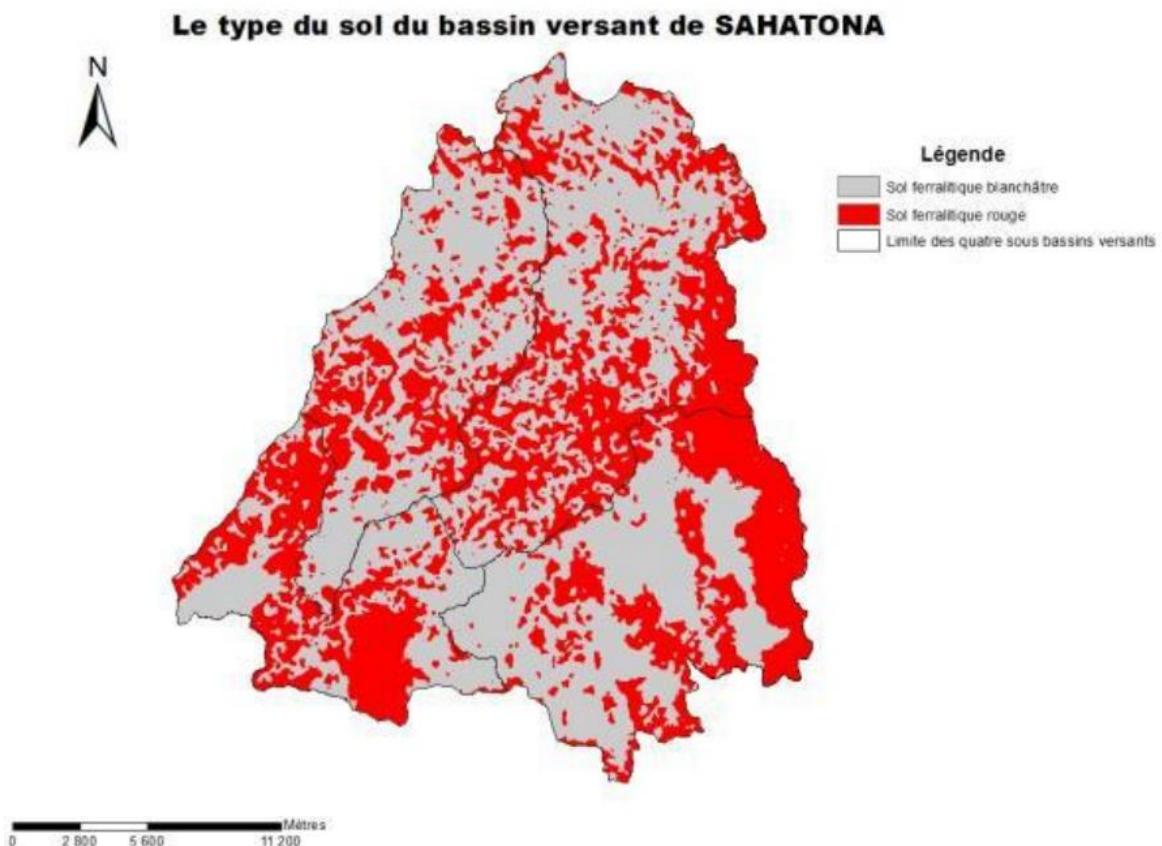
Figure 8: Escarpements rocheux dominant le paysage

c) Le sol dominant

Les formations pédologiques de types ferralitiques dominent dans l'ensemble du bassin versant. Les sols observés se différencient par ses couleurs : jaunes/rouges ou rouges et blanchâtre. Le sol ferralitique de couleur rouge / jaune représente environ 43 % de la superficie totale du bassin versant. Ce type de sol est très dominant dans la partie Est et Sud-Ouest du bassin.

Par contre, l'autre type de sol ferralitique, de couleur blanchâtre représente aux environ 57 % du bassin versant, et dominant la partie sud du bassin versant.

Les bas-fonds portent essentiellement des sols hydromorphes à Gley.



Source : Classification d'image LANDSAT 8 en utilisant l'indice du sol (indice de la rougeur) par Volasoa, 2015

Figure 9: Type du Sol de Bassin Versant

d) La végétation

Les formations végétales rencontrées dans l'ensemble du bassin versant d'Ifanindrona sont constituées par :

- Des forêts, constituées surtout par des plantations d'Eucalyptus spp et de Pinus spp, qui se répartissent de manière irrégulière et en plusieurs petits lots dans l'ensemble du bassin versant.

La couverture forestière du bassin est estimée à environ 18% de la surface totale.

Ces forêts sont majoritairement de propriété privée et sont exploitées pour la fabrication de charbon, production de bois de construction et de bois d'œuvre. Les forêts naturelles se trouvent rarement dans la partie Est et Nord Est du bassin versant.

- Des savanes, constituées par :
 - La savane herbeuse à dominance d'Aristida, qui occupe une grande partie du bassin versant et qui est très sensibles au feu de brousse pendant la saison sèche.
 - La partie « herbacée », occupant 60% de la surface totale du bassin, englobe la zone agricole (culture et jachère).
 - La savane arborée, par d'Eucalyptus et du Pin classée en « ligneux peu dense » qui occupe 16% de la surface totale du bassin versant. Elle se répartit d'une manière homogène dans l'ensemble du bassin.
- Des « sols nus » qui représentent 2% de la surface totale du bassin versant dont la majeure partie se trouve dans la partie Sud et Sud-Ouest du bassin versant.
- Des bas-fonds, constitués par des rizières aménagées et des cours d'eau dont les berges sont protégées par les espèces bambou de type de roseraies (bararata).

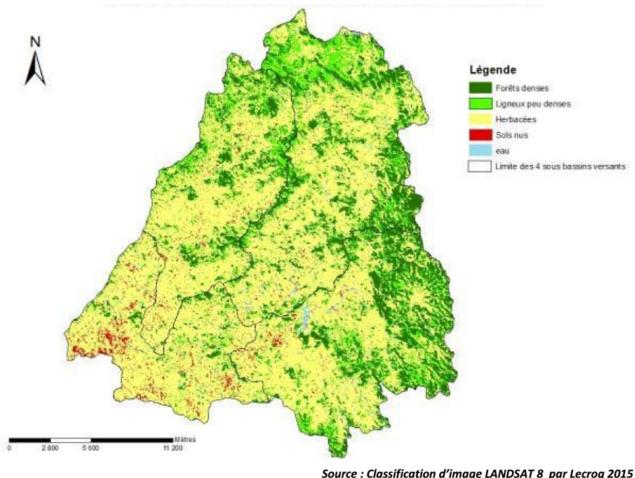


Figure 10: Couverture Végétale du Bassin Versant de Sahatona

I.3.3.4. Présentation des services publics

Au total, pour les trois chefs-lieux des communes, les Villages de Sahatona, de Vohiposa et de Camp Robin disposent de 36 services publics. Ils sont présentés dans le tableau suivant.

A noter : pour simplifier nous avons ajouté à cette liste la structure de micro crédit telle que Tiavo et CECAM et les Eglises qui ne sont pas des services publics proprement dits. Leurs raccordements ne sont d'ailleurs pas comptabilisés dans le calcul des coûts de raccordement subventionné inclus dans le réseau BT.

Tableau 5: Bilan des services publics du bourg

Type	Vohiposa	Sahatona	Camp Robin	Description
CSBII	1	1	1	Chaque Centre de Santé de Base de Niveau II ou CSBII dispose de plusieurs bâtiments : l'hôpital, deux résidences des personnels. L'hôpital est composé de 11 à 18 chambres et la résidence des personnels de 2 et 3 chambres
Les écoles	5	3	4	Chaque chef-lieu de commune, dispose de deux établissements scolaires publics : une école primaire et d'un Collège d'Enseignement Général, ainsi que de quelques écoles privés
La mairie	1	1	1	La mairie, dans chaque chef-lieu dispose d'un bâtiment principal pour les différents bureaux : bureau du maire de la CR, bureau de l'état civil, bureau des secrétaires et une grande salle de fête.
Micro crédit	1	0	2	Depuis 2006, une structure de micro crédit s'est implantée dans la zone
Les Eglises.	5	2	4	Sur les trois chefs-lieux de commune, on a recensé 11 églises : ECAR, FLM, Arampilazantsara et Jesosy Mamony
Poste de Gendarmerie	1	0	1	2 postes de gendarmerie assurent la sécurité dans la zone

Source : APD, Juillet 2017



Figure 11: Le bureau de la mairie et le collège à Vohiposa

II.3 Données de base de l'étude détaillée

II.3.1 Données Topographiques

Les investigations topographiques réalisées dans le cadre des études détaillées comprennent :

- Le levé des détails de la zone d'intérêt pour l'Etude ;
- Le levé des détails des profils en travers de la rivière Ifanindrona

II.3.2.1 Le levé des détails de la zone d'intérêt pour l'Etude

Le levé Topographique concerne la zone allant du site d'implantation du barrage jusqu'au site potentiel d'implantation de la centrale, couvrant une superficie de plus de 20 ha avec l'implantation de trois (03) bornes en dur sur les rochers.

Les plans résultants sont :

- Le plan coté des levés de détails de toute la zone avec tableau des cotes des bornes de références à l'échelle 1/2000 ;
- Le plan de la zone avec courbe de niveau intermédiaire de 1m et maitresse de 5m avec des bornes à l'échelle 1/2000.

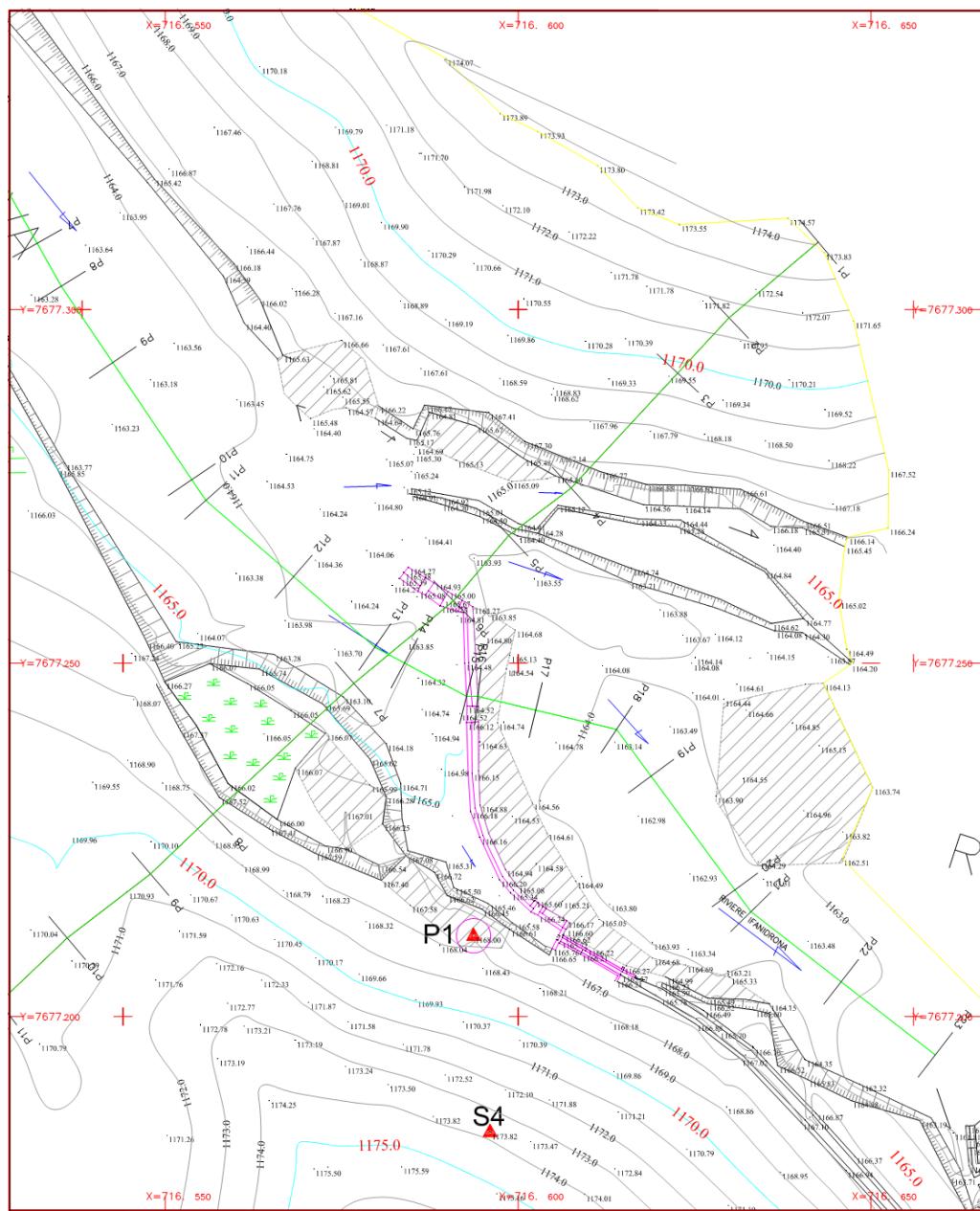


Figure 12: Plan Topographique de la Zone d'implantation du barrage

II.3.2.2 Le levé des détails des profils en travers de la rivière Ifanindrona

Les profils en Travers de la rivière Ifanindrona ont également été levés pour les besoins des Etudes Hydrauliques en 2 endroits :

- L'un dans la zone du barrage existant pour l'implantation du futur barrage
- L'autre dans la zone de restitution de la future centrale.

Les profils sont équidistants de 100 m environ.

Pour la zone du barrage, en plus du levé de quelques points sur la rivière, deux (02) profils ont été réalisés au travers de la rivière, en touchant les bas-fonds des deux (02) rives.

Pour la zone de restitution de la future centrale, trois (03) profils en travers ont été levés avec quelques points intermédiaires touchant les pieds des collines adjacentes.

II.3.2 Données Géotechniques

Des sondages à la tarière manuelle ont été menés pour confirmer les structures des couches rencontrées dans les zones d'ancre du futur barrage.



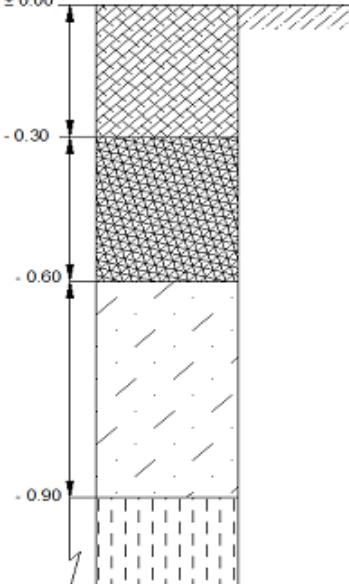
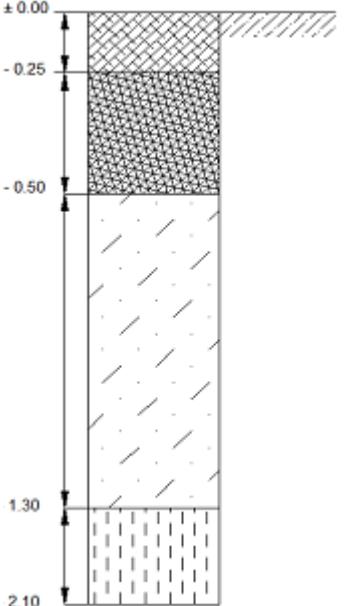
Figure 13: Sondage à la tarière manuelle

En voici les résultats :

Tableau 6: Résultats des Sondages Géotechniques

N° Point	Localisation	Coupe (m)	Nature de sol	Coordonnées géographiques
T1	RG Au droit du seuil		0,00 à -0,25 : Sol Arable Alluvionnaire Noir -0,25 : Roche Saine	S20°52'31,63" E047°05'01,1' , (A 9m de la crête de talus de berge)

N° Point	Localisation	Coupe (m)	Nature de sol	Coordonnées géographiques
T2	RG Au Droit du seuil	<p>Diagram of soil profile T2. The top layer is labeled TN and ranges from ±0.00 to -0.25 m. The bottom layer is labeled 'Roche Saine' and starts at -0.25 m.</p>	0,00 à -0,25 : Sol Arable Alluvionnaire Noir -0,25 : Roche Saine	Même alignement que T1 mais espacé de 3m
T3	RG Au Droit du seuil	<p>Diagram of soil profile T3. The top layer is labeled TN and ranges from ±0.00 to -0.25 m. The bottom layer is labeled 'Roche Saine' and starts at -0.25 m.</p>	0,00 à -0,25 : Sol Arable Alluvionnaire Noir -0,25 : Roche Saine	Même alignement que T1 et T2 mais espacé de 3m
T4	RG Aval du Seuil existant	<p>Diagram of soil profile T4. The top layer is labeled TN and ranges from ±0.00 to -0.25 m. The second layer is labeled 'Sol Latéritique Rouge' and ranges from -0.25 to -0.50 m. The third layer is labeled 'Sol Argileux Jaunâtre Sableux avec présence de galets' and ranges from -0.50 to -1.00 m. The bottom layer is labeled 'Roche saine' and starts at -1.00 m.</p>	0,00 à -0,25 : Sol Arable Alluvionnaire Noir -0,25 à -0,50 : Sol Latéritique Rouge -0,50 à -1,00 : Sol Argileux Jaunâtre Sableux avec présence de galets -1,00 : Roche saine	S20°59'32.3'' E047°05'01.0'',
T5	RG En amont du seuil existant et dans l'alignement du seuil projet	<p>Diagram of soil profile T5. The top layer is labeled TN and ranges from ±0.00 to -0.25 m. The bottom layer is labeled 'Banc de Roche Sain' and starts at -0.25 m.</p>	0,00 à -0,25 : Sol Arable Alluvionnaire Noir -0,25 : Banc de Roche Sain	S20°59'31.9'' E047°05'00.7'',

N° Point	Localisation	Coupe (m)	Nature de sol	Coordonnées géographiques
T6	RG Niveau PHEC	 <p style="text-align: center;">TN</p> <p>Vertical scale (m): ± 0.00, -0.30, -0.60, -0.90.</p>	<p>± 0,00 à -0,30 : Sol arable alluvionnaire Noir</p> <p>-0,30 à -0,60 : Sol Latéritique Rouge</p> <p>-0,60 à -0,90 : Sol Argileux Jaunâtre Sableux</p> <p>-0,90 : Roche Compacte</p>	S20°59'31.6'' E047°05'00.9'',
T7	RD 16 à 17 m de la gueule de berge au droit de la prise	 <p>Vertical scale (m): ± 0.00, -0.25, -0.50, 1.30, 2.10.</p>	<p>-0,00 à -0,25 : Sol Arable Alluvionnaire Noir</p> <p>-0,25 à -0,50 : Sol Latéritique Rouge</p> <p>-0,50 à -1,30 : Sol Argileux Jaunâtre Sableux avec Présence de Galet</p> <p>-1,30 à -2,10 : Sol Argileux Couleur Jaune Claire sur la couche inférieure, avec de gros grains de sable.</p>	S20°59'35.3'' E047°05'01.2'',

II.4 Hydrologie

Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie l'écoulement de l'eau de ruissellement. Elle a pour but de déterminer la quantité d'eau à évacuer par un ouvrage. L'étude hydrologique concerne la pluviométrie, le bassin versant et le débit de crue à évacuer.

II.4.1 Pluviométrie

Un pluviomètre donne une indication ponctuelle sur la hauteur d'eau tombée, il est donné par une courbe isohyète. La détermination de la pluie moyenne sur un BV nous permet d'avoir $h(24 ; p)$ et la hauteur de pluie pendant 24 heures de période de retour p .

Les valeurs de $h(24 ; p)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau 7: Hauteur de pluie maximale d'Ifanindrona

Période (ans)	10	25	50	100
$H(24 ; P)$	115	155	175	195

Source : Direction de la Météorologie, Juillet 2017

La valeur de la période de retour à prendre est de 10 à 25 ans pour les Travaux d'assainissement.

La période de retour prise pour les calculs est de 10 ans.

La hauteur maximale de pluie est alors de 115 mm.

II.4.2 Bassin versant

C'est une surface délimitée par des lignes appelées « ligne de partage des eaux de ruissellement » qui transforme la pluie en débit ; c'est-à-dire en une quantité d'eau qu'on peut évaluer en m³/s qui traverse une section donnée en une unité de temps.

Un bassin versant est caractérisé par :

- ✓ Sa surface S
- ✓ Son périmètre P
- ✓ Sa pente I
- ✓ Son coefficient de ruissellement C
- ✓ La longueur du rectangle équivalent L
- ✓ Le coefficient de compacité de « Gravelius » k
- ✓ Sa dénivellation H

Dans la présente étude, on cherche à déterminer le débit de crue à évacuer pour la piste à construire et pour le barrage à installer. Les caractéristiques géomorphologiques de ces bassins considérés sont données par la direction de la météorologie et de l'hydrologie.

Tableau 8: Caractéristiques du BV du barrage et de la Piste à créer

Caractéristiques	BARRAGE	PISTE
S (km ²)	467	0,0043
P (km)	146	0,46
I (m/km)	6,2	0,5
L (km)	65,9	0,064
h (m)	406	44
C	0,80	0,35
k	1,89	1,96

II.4.3 Débit de crue à évacuer

Le débit de crue est la quantité d'eau évacuée par unité de temps à l'exutoire.

❖ Cas du Barrage

Pour un Bassin Versant de superficie inférieure à 150 km² et de fréquence centennale (1/100), le débit de crue est évalué par :

$$Q_{100} = C_s m L_e (h)^{3/2} \sqrt{2g} + K_{RG} S_{RG} (R_{RG})^{2/3} (I_{RG})^{1/2}$$

Avec :

- h : hauteur d'eau au-dessus du seuil en période de crue (m)
- Q₁₀₀ : Débit de crue centennal du projet, (m³/s)
- Cs : Coefficient de submersion. Avec une marge de sécurité, adoptant Cs=0.82 (la hauteur d'eau en aval du seuil considérée est à 68% du niveau d'eau en amont (niveau d'eau en aval sans barrage))
- m : Coefficient de débit du déversoir dénoyé, m=0.40
- Le : Largeur d'écoulement d'Ifanindrona au droit du seuil déversant, L=59m
- K_{RG}: coefficient de Manning Strickler pour la nature du lit majeur de la rive gauche, comme la zone est couvert de savane et le sol est du socle à bonne portance, K est évalué à 30
- S_{RG}: Section mouillée du lit majeur de la rive gauche (m²)
- R_{RG} : Rayon hydraulique (S/P) du lit majeur de la rive gauche (m)

- I : Pente du lit majeur de la rive gauche : I=5% (dénivellation de 2.5m sur 50m)

La lame d'eau ainsi obtenue est de 4.07m ~ 4.10m, correspondant à une cote d'eau de 1170.70m.
La récapitulation des résultats est donnée dans le tableau suivant

Tableau 9: Données et résultat du débit de crue centennale de l'ouvrage de dérivation

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Coefficient de submersion	C_s	0.82	
Coefficient du débit du déversoir dénoyé	m	0.40	
Largeur d'écoulement d'Ifanindrona au seuil	L_e	59	m
Longueur du déversoir	L	76	m
Coefficient de Manning S. du lit majeur RG	K_{RG}	30	
Section mouillée du lit majeur RG	S_{RG}	40.70	m^2
Périmètre mouillé du lit majeur RG	P_{RG}	20.41	m
Rayon hydraulique du lit majeur RG	R_{RG}	1.99	m
Pente moyenne du lit majeur RG	I_{RG}	5	%
Hauteur d'eau au-dessus du seuil en crue centennale	h	4.07	m
Cote de la crête du seuil déversant	Z_c	1166.60	m
Cote PHE de crue centennale en amont du seuil	Z_{PHE}	1170.70	m
Débit de Crue centennale	Q_{100}	750	m^3/s

Le débit de crue décennal est utilisé lors du calcul de la hauteur normale de plus haute eaux H(NPHE) pour la conception du barrage.

Pour un Bassin Versant de superficie inférieure à 150 km² et de fréquence décennale (1/10), la formule de LOUIS DURET a été simplifiée sous la forme :

$$Q_{10} = 0,009S^{0.5}I^{0.32}[H(24h; P)^{1,39}]$$

Avec :

Tableau 10: Hauteur de pluie maximum à Sahatona

Période (ans)	10	25	50	100
H (24 ; P) (mm)	115	155	175	195

La hauteur d'eau maximale pour une durée de 10 ans est : 115 mm

D'où

$$Q_{10} = 0,009 * 467^{0.5} * 6,2^{0.32} [(115)^{1,39}]$$

$$Q_{10} = 369,39 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ Cas de la Piste :

Le choix de la méthode de calcul de débit de crue dépend de la surface du bassin versant concernée. Et vu qu'on a un BV de $S = 0,0043 \text{ km}^2 < 4 \text{ km}^2$, on utilisera la méthode rationnelle.

Selon la méthode rationnelle, le débit de crue se calcule par la formule suivante :

$$Q(p) = 0,278 S.C.I(t_c; p)$$

Avec :

$Q(p)$: débit de crue pour une fréquence p [m^3/s] ;

S : surface du bassin versant [km^2] ;

C : coefficient de ruissellement, en fonction de la nature de la couverture et de la pente du bassin versant ; $[-] = 0,35$

$h(24; p)$: hauteur de pluie maximale probable pour une période de retour p [mm] ;

$I(t_c; p)$: intensité de pluie pendant le temps de concentration t_c et de période de retour p (25ans):

$$I(t_c; p) = 28 (t_c + 18)^{-0,763} \times i(1h; P)$$

Avec :

t_c : temps de concentration [mn], d'après Ventura :

$$t_c = 7,62 \sqrt{\frac{S}{I}}$$

$$t_c = 7,62 \sqrt{\frac{0,0043}{0,5}} = 0,70 \text{ mn}$$

I : pente moyenne du bassin versant [m/m] = 0,5 m/m

I (1h, p) : intensité horaire de pluie de période P :

$$I(1h; P) = 0,22 h(24h; p) + 56$$

$$I(1h; 25) = 0,22 \times 155 + 56$$

$$I(1h; 25) = 90,1 \text{ mm}$$

D'où

$$I(1h; 25) = 28 (0,70 + 18)^{-0,763} \times 90,1$$

$$I(1h; 25) = 270,06 \text{ mm}$$

Au final, on aboutit à :

$$Q_{25} = 0,278 \times 0,0043 \times 0,35 \times 270,06$$

$$Q_{25} = 0,112 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tableau 11: Valeurs des débits à évacuer pour la piste et pour le barrage

Débit à évacuer	PISTE Q ₂₅	BARRAGE Q ₁₀₀	BARRAGE Q ₁₀
Q (m ³ /s)	0,112	750	369,39

❖ Quelques débits d'équipements recueillis sur site :

Tableau 12: Débits des ouvrages annexes du barrage

Débits	Canal d'amené	Dessableur	Conduite forcée	Prise avant chambre	Chambre de mise en charge
Q (m ³ /s)	0,1	2,35	2,0	0,03	2,0

CONCLUSION PARTIELLE

Le Projet OPCI se situe dans la commune rurale de Sahatona de la Region Haute Matsiatra et vise à alimenter la Commune de Sahatona, de Vohiposa et de Camp-Robin.

Le Projet est divisé en cinq lots et le Dimensionnement et la Stabilité du Barrage et des Ouvrages Annexes sont traités dans ce présent mémoire. Pour cela, le choix du site est primordial comprenant la connaissance des activités et du milieu physique de la Zone d’Influence qui est la Région Haute Matsiatra ; plus précisément les 3communes récemment citées.

Ces communes abritent une totalité de 5 520 hab/km² et possèdent une grande particularité.

Chaque chef-lieu de commune accueille un marché dynamique tous les Mardi-Mercredi-Samedi où se rencontrent les vendeurs et acheteurs ; mis à part d’autres activités telles le commerce et l’artisanat.

Afin de mener à terme le Projet, le Groupe Décideur, le Groupe Etudes et l’Entreprise Titulaire des Travaux y ont contribué. Des Etudes Topographiques, Hydrologiques et Géotechniques ont été également faites.

PARTIE II : CONCEPTION TECHNIQUE

CHAPITRE III : CHOIX DE LA STRUCTURE DE L'OUVRAGE DE DERIVATION ET DES OUVRAGES ANNEXES

III.1 Ouvrage de dérivation

III.1.1 Définition

Un barrage est un ouvrage hydraulique qui a pour objet de relever le plan d'eau en amont, d'accumuler ou de dériver l'eau d'une rivière, pour servir à des usages multiples comme l'aménagement hydroélectrique, l'aménagement hydroagricole.

Selon leur fonction hydraulique, on distingue deux barrages :

- Le barrage de dérivation
- Le barrage de retenue

Dans ce projet, le barrage de dérivation nous intéresse car il sert à éléver le niveau d'eau pour pouvoir alimenter les canaux, à irriguer les champs et à alimenter la turbine.

III.1.2 Choix du type de barrage à adopter

Les types de matériaux de construction, leur quantité et leur qualité sont des éléments déterminants pour le choix du type d'ouvrage. Pour mieux évaluer le choix définitif, il importe avant tout de bien examiner les caractéristiques de chaque type de barrage.

III.1.2.1. Barrage en terre

Les barrages en terre sont constitués par des matériaux de granulométrie assez fine et étalée. Ils sont caractérisés par des matériaux extrêmement variés allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans ce cas, on utilise des roches altérées facilement compatibles, tels que des latérites, des schistes et grès tendre.

Il existe trois types principaux de barrages en terre :

- ✓ Le **barrage homogène** constitué d'un massif en terre compacté imperméable, muni d'un dispositif de drain dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet de batillage dans sa partie amont.
- ✓ Le **barrage à noyau étanche**, constitué de noyau imperméable plaqué de part et d'autre, d'un ou plusieurs couches de matériaux plus grossières relativement perméable et d'une protection dans sa partie amont.
- ✓ Le **barrage à masque amont**, constitué par un massif en matériaux perméable et d'un masque amont formé par une paroi étanche plaquée sur les talus amont du barrage.

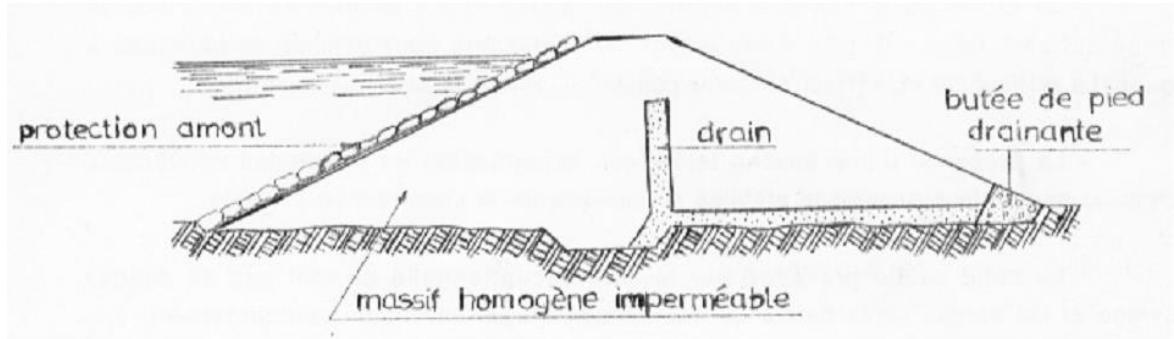


Figure 14: Barrage homogène

Un des avantages bien connu des barrages en terre est leur facilité d'adaptation aux différents types de sols de fondation.

La conception de l'ouvrage doit répondre aux conditions suivantes :

- Le tassement, la disposition du massif et le compactage des matériaux se font à l'aide d'engins ;
- Les volumes à mettre en œuvre pour la construction d'un barrage en terre, sont en général important ; 5 à 10 fois plus que pour un barrage en béton du type poids ;
- La largeur en crête doit être suffisante et n'est jamais inférieure à 3 m pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante lorsque la retenue est pleine.
- La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène partiellement dangereux. Dans ce cas, la crue de projet doit passer sur l'évacuateur de crue et la revanche doit avoir une valeur minimale de 1,20 m à 1,50m pour les petits ouvrages.

III.1.2.2. Barrage en enrochement

Un barrage en enrochement est essentiellement un grand tas de gros cailloux. La fonction de résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids du massif. Ce tas de cailloux n'est pas imperméable par lui-même. Il faut adjoindre des organes d'étanchéité pour assurer cette imperméabilité. Les organes d'étanchéité sont classés suivant leur position : amont ou interne ou suivant leur rigidité : souple ou semi-rigide

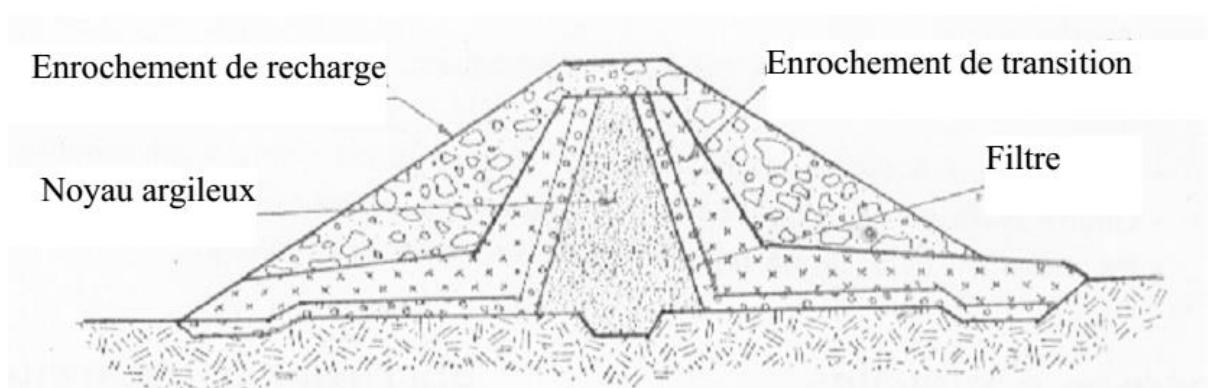


Figure 15: Barrage en enrochement à noyau argileux

Le barrage en enrochement résiste assez bien au séisme, à condition que les pentes des parements soient bien adaptées et que les enrochements du parement aval soient bien arrimés.

III.1.2.3. Barrages mobiles

Ils sont destinés à maintenir le plan d'eau d'un cours d'eau au niveau nécessaire à l'alimentation du canal de dérivation pendant la période d'irrigation. Ils laissent passer librement les débits de crues pendant les mois de pointe de la saison des pluies. Ces ouvrages sont construits en béton et comprennent :

- Des bajoyers équipés de glissière pour batardeau ou vanne à glissement ;
- Quatre murs en ailes qui ancrent solidement l'ouvrage aux berges ;
- Un radier en béton armé reposant sur deux murs parafouilles.

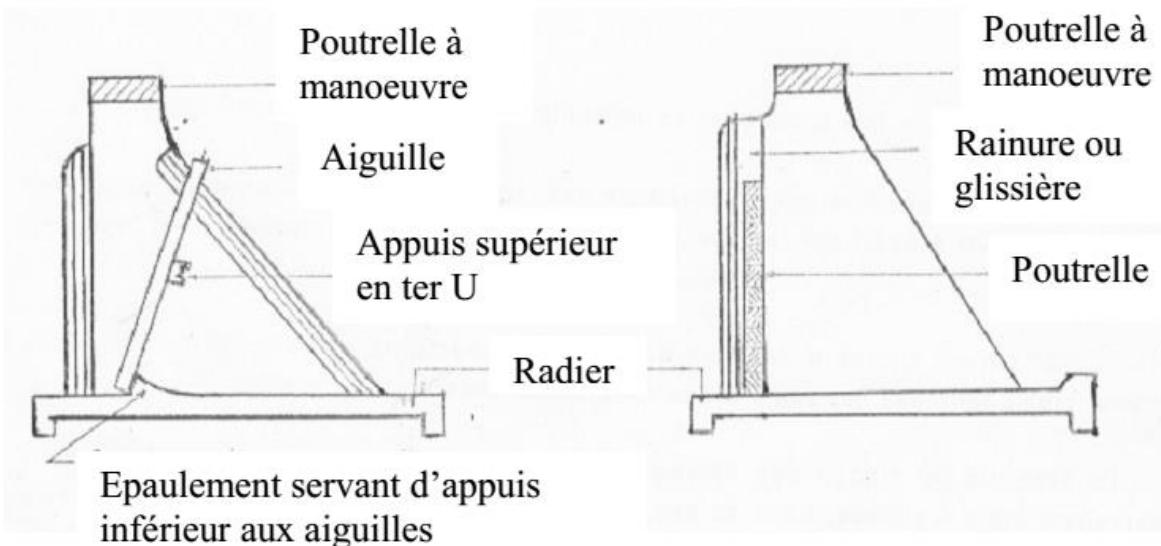


Figure 16: Type des barrages mobiles

III.1.2.4. Barrage en béton

Le béton utilisé dans la construction des barrages est en général un gros béton, faiblement armé ou même pas du tout, et avec un faible dosage en ciment. On peut distinguer trois types de barrages en béton selon leur forme et leur comportement.

Barrage poids

En général, la section transversale du massif a un profil triangulaire dont le sommet est moins épais. Ce type de barrage résiste à la poussée de l'eau par son poids propre. Le massif est un béton cyclopéen ou en maçonnerie moellons pour les petits ouvrages.

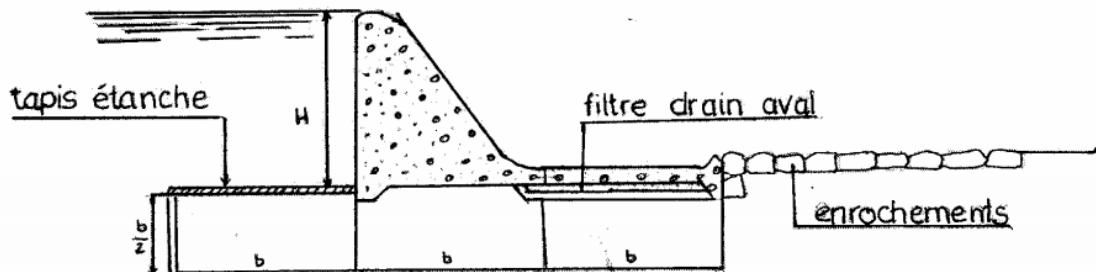


Figure 17: Barrage poids

Ce type de barrage possède une bonne stabilité quel que soit les conditions naturelles offertes par le site. Il est fréquemment utilisé dans le monde entier grâce à la simplicité de sa construction et de sa technologie. Les petits barrages poids construits sur le rocher présentent rarement des problèmes de fondations. Par contre, la conception des barrages fondés sur sol meuble comporte la prise en compte de l'érosion à l'aval, de l'affouillement, du tassement et de l'écoulement de l'eau sous l'ouvrage.

Barrage à contreforts

Le barrage à contreforts est constitué par deux éléments principaux :

- Le voile étanche qui est généralement en plancher, en dalle mince (en B.A) ou bien en voûte. Dans ce dernier cas, le barrage à contreforts s'appelle "Barrage en voûtes multiples".
- Les contreforts qui sont des murs verticaux recouverts d'éléments étanches et assurant la stabilité.

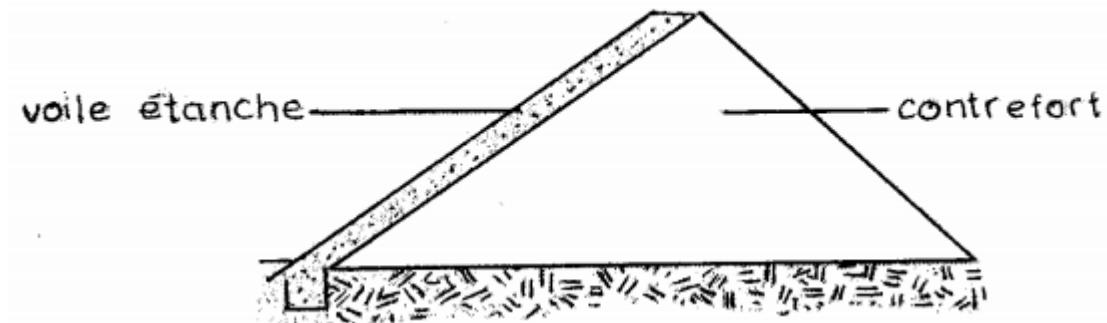


Figure 18: Coupe transversale du barrage

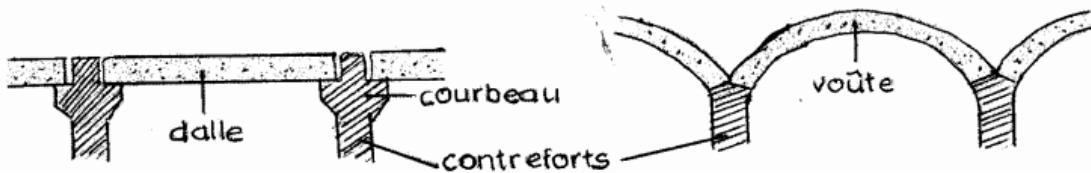


Figure 19: Schéma type d'un barrage à contreforts

Il faut envisager le barrage à contreforts lorsque le barrage poids est coûteux dans les larges vallées. Sa forme permet une réduction du volume de matériaux par rapport au barrage poids mais le coffrage de surfaces est souvent plus important et toujours plus compliqué.

La stabilité est assurée par le poids propre du barrage et le poids de l'eau sur le voile étanche. C'est pourquoi l'inclinaison du voile doit être bien précisée.

Par rapport au barrage poids en béton, les barrages en contreforts présentent l'avantage d'utiliser moins de béton, de présenter parfois des qualités esthétiques supérieures. Il est moins sensible aux sous-pressions mais par contre, il est plus fragile en particulier en ce qui concerne les séismes.

Barrages voûtes

Les barrages voûtes sont constitués d'une voûte, parfois très mince à simple ou à double courbure. Ils résistent grâce à leur forme à la poussée de l'eau qu'ils reportent sur les terrains d'appuis en rive gauche et droite.

Ce type d'ouvrage s'applique surtout aux vallées étroites et profondes.

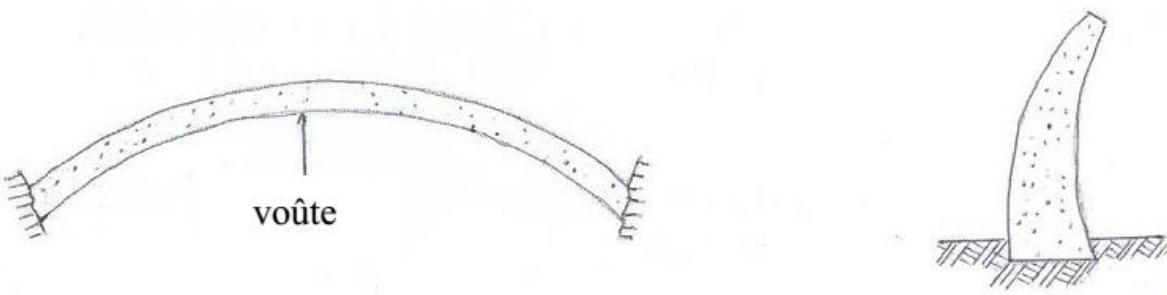


Figure 20: Profil du barrage voûte

La construction d'une voûte exige :

- Un béton soigné, de première qualité,
- Un coffrage beaucoup plus compliqué,
- Des terrassements plus importants aux appuis,
- Des injections finales délicates
- Les fondations d'un barrage voûte doivent être ancrées plus profondément que celles d'un barrage poids. Par conséquent, la fouille doit aller plus loin trouver un rocher de meilleure qualité : Ceci entraîne un coût plus élevé de l'ouvrage.
- La stabilité de l'ouvrage doit être étudiée soigneusement car le jeu latéral trop accentué des appuis provoque un déplacement vers l'aval du pied de l'ouvrage et la traction qui en résulte à l'amont de celui-ci risque d'avoir une fissuration favorisant le jeu de la pression de soulèvement.

III.1.3 Type de barrage retenu pour le projet

Etant donné les matériaux dont ils sont constitués, les barrages en béton sont considérés plus rigides. En effet, le module d'élasticité du béton varie entre 105 et 4.105 bars selon les constituants.

Tous ces types de barrage en béton, sauf la voûte, peuvent être installés sur les sols meubles et sur les vallées larges.

Du point de vue économique, les matériaux fondamentaux nécessaires à la construction sont souvent coûteux car ils sont en général des produits d'importation (ciment, fer).

En analysant les critères techniques et économiques propres à chaque type de barrage décrit précédemment, nous pouvons choisir le type de barrage poids en maçonnerie de moellon. De ce qui précède, pendant la saison sèche, on pratique la culture dans les vallées larges.

De ce fait, ce type d'ouvrage convient aux vallées larges. Ce modèle possède du poids et résiste bien à la poussée de l'eau en amont du barrage ; la nature du sol de fondation en vue de l'implantation est une fondation meuble, et le barrage poids est adapté à notre fondation meuble. Du point de vue économique, la présence des matériaux de construction situés non loin du site permettra de réduire le coût de l'ouvrage.

III.2 Ouvrages

Les ouvrages de cette rivière seront soit en maçonnerie de moellons, soit en béton armé.

Ils comprendront des ouvrages en BETON ARME :

- Le seuil du barrage
- Deux plateformes de manœuvre
- La vanne de chasse
- La semelle du mur d'ancrage
- Tous les radiers
- Dalot double cadre

Et des ouvrages en MACONNERIE DE MOELLONS :

- Le mur d'ancrage de la rive droite
- Le bassin de décantation
- Le dessableur
- Le trop plein ou décharge latérale

CHAPITRE IV : OUVRAGES HYDRAULIQUES

La présente étude permet de dimensionner :

- Les ouvrages d'assainissement de la piste.
- Le barrage
- Les ouvrages annexes du barrage.

IV.1 Ouvrages d'assainissement de la piste

Les fossés latéraux sont des fossés situés sur les deux côtés ou sur un seul côté de la route. Ils ont généralement de dimensions transversales limitées (pour des problèmes de sécurité, sa profondeur doit être inférieure ou égale à 0,40m).

Nous allons adopter un fossé rectangulaire maçonné dans notre projet.

IV.1.1. Pré dimensionnement

Les hypothèses de pré dimensionnement sont

- ✓ Hauteur de l'eau : $h \leq 0.30 \text{ m}$
- ✓ Hauteur totale de fossé : $H = h + 0.10 \leq 0.40 \text{ m}$
- ✓ Largeur au plafond $b = 0,20 \text{ m}$

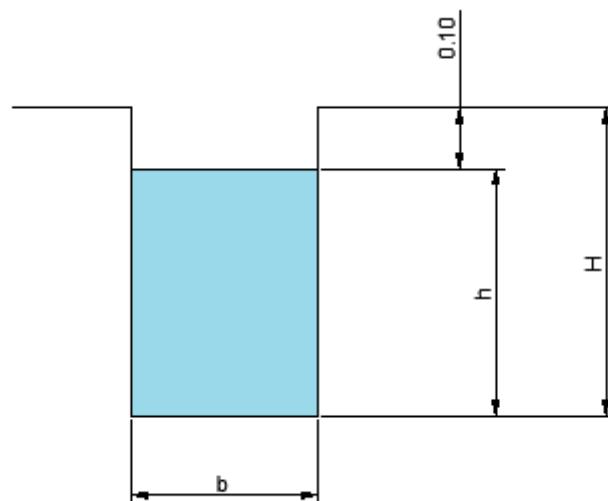


Figure 21: Coupe transversale d'un fossé rectangulaire

Les paramètres à calculer sont les suivantes :

- La surface mouillée $\omega [m^2]$:

$$\omega = b \times h$$

- Le périmètre $\chi [m]$ mouillé obtenu par :

$$\chi = b + 2h$$

- Le rayon hydraulique $R[m]$ égal à :

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{b \times h}{b + 2h}$$

- La vitesse d'écoulement $v[m/s]$:

$$v = k \times R^{2/3} \times i_f^{0,5}$$

$$i_f = \frac{H - h}{L} + I$$

- Le débit maximal évacuable $Q[m^3/s]$:

$$Q = v \times \omega = k \times bh \times \left(\frac{bh}{b + 2h} \right)^{2/3} \times i_f^{0,5}$$

- Vérification de la relation :

$$\frac{|\Delta Q|}{Q_0} \times 100 = \frac{Q_0 - Q_{max}}{Q_0} \times 100 \leq 5\%$$

Prenons $k = 62$ pour un mauvais état de surface, et un fossé en maçonnerie de pierres jointoyées.

IV.1.2. Dimensionnement du fossé rectangulaire maçonné :

Selon les calculs effectués sur les ouvrages de drainage longitudinaux de l'étude hydrologique et des hypothèses de pré dimensionnement, voici les résultats du dimensionnement du fossé de pied rectangulaire.

Tableau 13: Dimensionnement de fossé rectangulaire maçonné

H (m)	i_f	$\omega (m^2)$	$\chi (m)$	R (m)	v (m/s)	$Q_{max} (m^3/s)$	$Q_0 (m^3/s)$	$\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$	Observation
0,40	0,12	0,06	0,8	0,075	3,81	0,228	0,112	103	Fossé bien dimensionné

Etant donné que ce fossé est bien dimensionné, on n'aura pas besoin d'ouvrages de décharge.

Mais dans notre tronçon, l'eau provenant du bassin versant ainsi que l'eau de ruissellement doivent être évacuées, cependant il faudra mettre en place un dalot double au **PK 0+500** de la nouvelle piste à créer.

IV.1.3. Dimensionnement du dalot double

Par définition, un ouvrage de franchissement est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle.

Dans notre cas, nous avons choisi de dimensionner un dalot double cadre.

 Hypothèses de calcul

On considère qu'un régime torrentiel se forme à l'intérieur de l'ouvrage et en même temps un écoulement à sortie libre.

Le débit à évacuer par le dalot est donné par :

$$Q_0 = Q_f + Q_{ci}$$

Or

$$Q_{ci} = Q_r + Q_c$$

Avec

Q_0 : Débit à évacuer par le dalot

Q_f : Débit évacué par le fossé

Q_{ci} : Débit évacué par le canal d'irrigation

Q_r : Débit de la prise avant la chambre de mise en charge

Q_c : Débit du canal d'améné

$$Q_0 = 0,112 + (0,03 + 0,1)$$

$$Q_0 = 0,242 \text{ m}^3/\text{s}$$

 Principe de dimensionnement

Disposant le débit à évacuer Q_0 , voici les procédures à suivre :

- Fixer la largeur du dalot b ;
- Déterminer la pente de l'écoulement i à partir de la pente critique i_{cr} qui est en fonction des paramètres adimensionnels q_i^* et i_{cr}^* .
- Déterminer la vitesse d'écoulement v à partir des deux paramètres adimensionnels q_v^* et v^* ;
- Comparer la vitesse d'écoulement v avec la vitesse d'affouillement $v_{aff} = 3\text{m/s}$;
- Déduire si le fossé est sous dimensionné ou surdimensionné en vérifiant la relation suivante :

$$\frac{V - V_{aff}}{V_{aff}} \times 100 \leq 5\%$$

- Calculer la hauteur d'eau du dalot si la condition est vérifiée.

$$Y = b \cdot Q_i^{2/3}$$

- Les dimensions du dalot sont donc :

- Largeur b ;
- Hauteur d = y + 0,10.



Posons B = 1,3 m

IV.1.4.1. Calcul de la pente de dalot i :

- Elle est déterminée par le biais des paramètres adimensionnels suivants :

$$Q_I^* = \frac{Q'_0}{\sqrt{g * B^5}}$$

Avec :

$$Q'_0 = \frac{Q_0}{2}$$

Q_0 : Débit à évacuer ;

g : Accélération de pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;

B : largeur du dalot.

I_{cr}^* = déterminée à l'aide d'une lecture sur abaque, en fonction de la valeur de q_i^*

- La pente critique I_{cr} du dalot est obtenue par l'expression suivante :

$$I_{cr} = \frac{G \times i_{cr}^*}{K^2 \times B^{1/3}}$$

Avec :

I_{cr} : Pente critique du dalot

i_{cr}^* : Paramètre adimensionnel

K : Coefficient de ruissellement

Pour tenir compte de l'imperfection de la mise en œuvre, la pente définitive i est telle :

$$I = 1,20 I_{cr}^*$$

Tableau 14: Pente du dalot

Q_0 (m3/s)	B (m)	Q_I^*	I_{cr}^*	I_{cr}	I (m/m)
0,242	0,6	0,138	2,60	0,0067	0,008

IV.1.4.2.Calcul de la vitesse d'écoulement :

Elle est déterminée par le biais des paramètres adimensionnels suivants :

$$Q_v^* = \frac{Q_0}{K \times i^{0.5} \times B^{8/3}}$$

Avec

i : la pente définitive.

V^* = Déterminée à l'aide d'une lecture sur abaque, en fonction de la valeur de q_v^*

On en déduit la vitesse d'écoulement :

$$V = v^* \times k \times i^{0.5} \times B^{2/3}$$

Tableau 15: Vitesse d'écoulement du dalot

Q_0 (m3/s)	B (m)	Q_v^*	V^*	V (m/s)
0,242	0,6	0,157	0,36	1,53

a) Vérification

La relation ci-dessous doit être respectée :

$$\frac{V_{aff} - v}{v_{aff}} \times 100 \leq 5\%$$

Autrement, il faut comparer la vitesse de l'écoulement v avec la vitesse d'affouillement $v_{aff} = 3\text{m/s}$:

- ✓ Si la vitesse déterminée v est inférieure à la vitesse d'ensablement, on diminue la section du dalot ;
- ✓ Si la vitesse v est supérieure à la vitesse d'affouillement, on dit que le dalot est sous dimensionné et on augmente l'ouverture b .

$$\frac{3 - 1,53}{3} \times 100 = 49\% \geq 5\%$$

Donc on a un dalot sur dimensionné mais pour raison d'Entretien, on garde 0,60 m dans le calcul.

b) Calcul de la hauteur du dalot

La hauteur de dalot est obtenue en ajoutant 20 cm à la hauteur de la lame d'eau :

$$D = y + 0,20$$

Avec y : la hauteur d'eau du dalot, dont l'expression est :

$$y = B \times Q_i^{2/3}$$

Tableau 16: Dimensions du dalot

B (m)	D (m)
1,00	1,00

Mais vu qu'on va considérer notre dalot en tant que dalot double cadre, nous allons prendre la section $2 \times (100 \times 100) \text{ cm}^2$.

IV.2 Ouvrage de dérivation

IV.2.1 Pré dimensionnement

Pour que l'ouvrage soit stable, ses dimensions doivent être analysés soigneusement. Il est nécessaire de donner le profil du barrage en respectant toutes les conditions exigées.

Voici les caractéristiques du barrage lui-même et le mètre est l'unité de mesure.

Tableau 17: Caractéristiques du barrage

Caractéristiques	Valeur	Unité
Débit décennal Q_{10}	117,68	m^3/s
Débit centennal Q_{100}	750	m^3/s
Largeur de la crête L_c	0,50	m
Longueur du barrage L	76	m
Lame d'eau pour la submersion de la rizière h_p	4,10	m
Cote de la crête Z_B	1 166,60	m

Caractéristiques	Valeur	Unité
Cote du fond de canal $Z_{fond\ canal}$	1 165,00	m
Coefficient de débit m	0,50	-

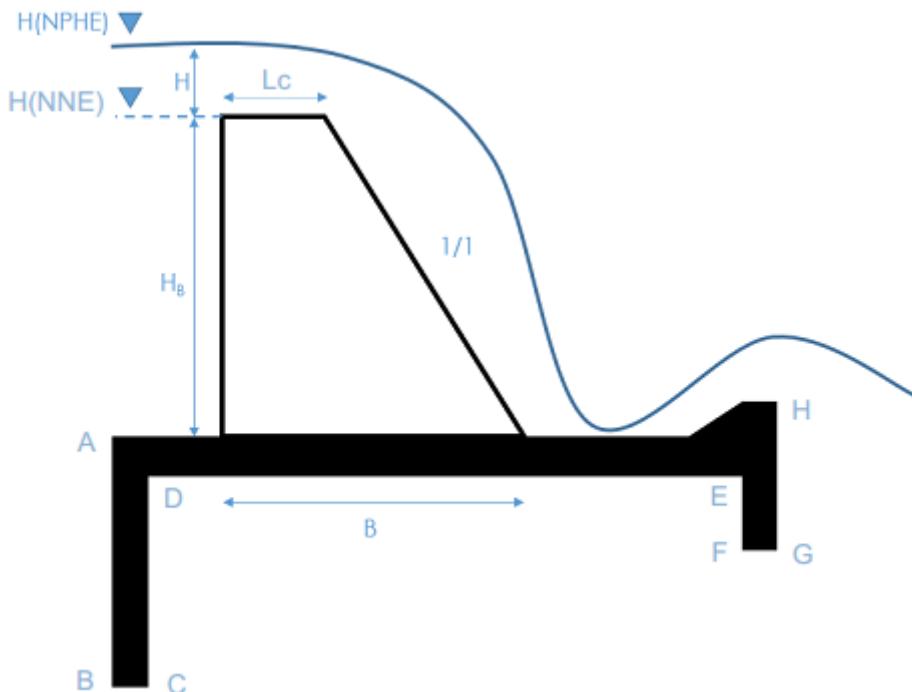


Figure 22: Figure montrant les paramètres du barrage

IV.2.1.1. Hauteur du barrage H_B ou Hauteur normale de retenue $H(NNE)$

Cette hauteur correspond au niveau normal d'eau, qui est égale à :

$$H_B = H_{(NNE)} = Z_B - Z_{fond\ du\ canal}$$

$$H_B = H_{(NNE)} = 1\ 166,60 - 1\ 165,00$$

D'où

$$H_B = H_{(NNE)} = 1,6 \text{ m}$$

IV.2.1.2. Hauteur normale de plus haute eaux $H(NPHE)$

Elle est donnée par la formule suivante :

$$H(NPHE) = H(NNE) + H$$

❖ Calcul de H

On sait que :

$$Q_{10} = mL \sqrt{2gH^{2/3}}$$

Alors :

$$H = \left(\frac{Q_{10}}{mL\sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

Avec :

Q_{10} : 117,68 m³/s

m : coefficient de débit = 0.5

L : Longueur du barrage = 76 m

g : intensité de la pesanteur = 9,8 m²/s

Donc :

$$H = 1,32 \text{ m}$$

Ce qui nous donne :

$$H(NPHE) = 2,92 \text{ m}$$

❖ Calcul de la largeur du barrage B

Elle est donnée par :

$$B = L_C + mH_B$$

A.N :

$$B = 0.5 + 0.5 \times 1,6$$

$$B = 1,30 \text{ m}$$

IV.2.2 Calcul hydraulique sur le ressaut

IV.2.2.1. Vitesse critique

Elle est donnée par :

$$V_C = \sqrt{2gH(NPHE)}$$

AN :

$$V_C = 7,57 \text{ m/s}$$

IV.2.2.2. Débit spécifique

Il est donné par :

$$q = \frac{Q_{10}}{L}$$

A.N :

$$q = 3,36 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

IV.2.2.3. Hauteur critique

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$h_c = \frac{q}{V_C}$$

A.N :

$$h_c = 0,44 \text{ m}$$

IV.2.2.4. Hauteur conjuguée

Elle est donnée par :

$$h_2 = \frac{h_c}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8Vc^2}{gh_c}} - 1 \right)$$

A.N :

$$h_2 = 2,07 \text{ m}$$

$h_2 = 2,07 \text{ m} < H(\text{NPHE}) = 2,92 \text{ m}$ alors le barrage est bien dimensionné.

IV.2.2.5. Nombre de Froude

Pour avoir un écoulement lent, il faut que $Fr < 1$

$$Fr = \frac{q}{\sqrt{2gh_2}}$$

A.N :

$Fr = 0.53 < 1$: Vérifié

IV.2.3 Dimensionnement du barrage et du radier

IV.2.3.1. Longueur du radier aval

Elle est donnée par :

$$L_{aval} = 4(qH_n)^{1/3}$$

Avec :

H_n : Hauteur nette qui est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H(NPHE) - H_2$$

$$H_n = 0,85 \text{ m}$$

On obtient alors :

$$L_{aval} = 5,68 \text{ m}$$

En raison de stabilité, on peut diminuer cette longueur à l'aide d'un obstacle pour amortir les vagues. Le type d'obstacle choisi ici est le seuil terminal de pente $\frac{1}{2}$ et de base $S = 30 \text{ cm}$.

IV.2.3.2. Longueur du bassin d'amortissement dans le radier aval

Cette longueur est déterminée par :

$$l_{aval} = B - e_r - \frac{1}{2}s$$

Où :

S : base du seuil terminal = 0,30 m

e_r : épaisseur du radier = 0,3 m

B : Largeur de la fondation du barrage = 1,30 m

A.N :

$$l_{aval} = 0,85 \text{ m}$$

IV.2.3.3. Longueur du radier en amont

Selon la figure suivante, on va imposer :

$$L_{amont} = 1,50 \text{ m}$$

$AB = 2 \text{ m}$

$DC = 1,7 \text{ m}$

$EF = 1,7 \text{ m}$

$GH = 2,3 \text{ m}$

$BC = FG = 0.3 \text{ m}$

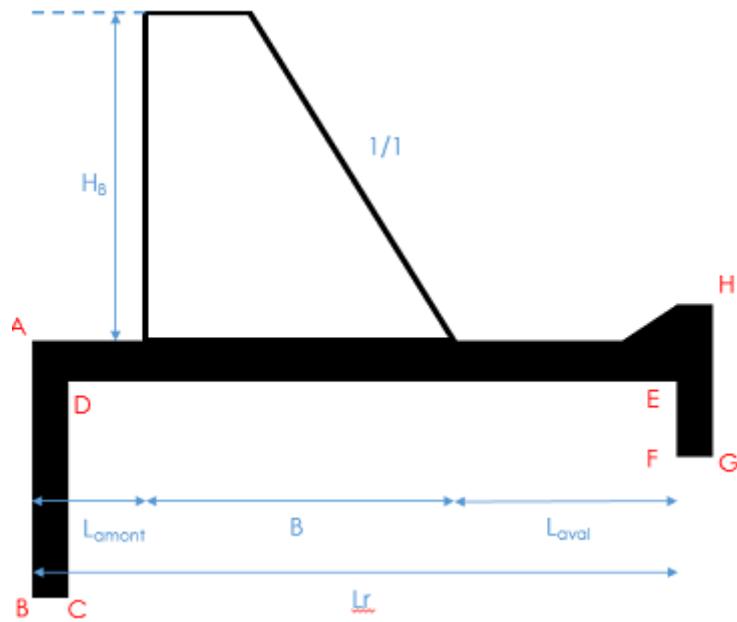


Figure 23: Paramètres du barrage

$$L_r = L_{amont} + l_{aval} + B + 0,30$$

Alors :

$$L_r = 3,95 \text{ m}$$

$$DE = L_r - (BC + FG) = 3,35 \text{ m}$$

IV.2.3.4. Calcul de la longueur de fuite l_f

Elle est donnée par :

$$L_f = L_h + L_V$$

Avec :

L_h : longueur de fuite horizontale

L_V : longueur de fuite verticale

- ❖ Longueur de fuite horizontale L_h

$$L_h = \overline{BC} + \overline{DE} + \overline{FG}$$

A.N :

$$L_h = 0,3 + 3,35 + 0,3$$

$$L_h = 3,95 \text{ m}$$

- ❖ Longueur de fuite verticale L_V

$$L_V = \overline{AB} + \overline{DC} + \overline{EF} + \overline{GH}$$

A.N :

$$L_V = 2 + 1,7 + 1,7 + 2,3$$

$$L_V = 7,7 \text{ m}$$

On obtient alors :

$$L_f = 11,65 \text{ m}$$

IV.2.3.5. Vérification selon LAME

Selon LAME, il faut que :

$$\frac{L_v + \frac{L_h}{3}}{H(NPHE)} \geq C_L$$

Avec :

C_L : Coefficient de LAME. Dans notre projet, pour de l'argile moyenne $C_L = 2$

A.N :

$$\frac{7,7 + \frac{4,25}{3}}{2,68} \geq C_L$$

$3,09 \geq 2$: Vérifié

IV.2.4 Récapitulation :

Tableau 18: Dimensions du barrage (m)

L_{amont}	Laval	AB	EF	Epaisseur de la dalle
1,50	5,68	2,0	1,70	0,30

IV.3 Ouvrages annexes du barrage

IV.3.1. Seuil déversant

Les ouvrages sur le seuil sont :

- La vanne de chasse et de vidange ;
- La vanne de prise.

Vanne de vidange

La vanne de chasse doit au moins évacuer le débit interannuel de l’Ifanindrona. Comme son nom, on l’utilise aussi pour chasser les dépôts retenus en amont du barrage.

Le pertuis comporte :

- Un batardeau en bois traité (madrier 5/15) à son amont. Dans le cas de maintenance et d’entretien de l’organe de chasse, on l’utilise afin de couper totalement le débit entrant dans le pertuis.
- Une vanne métallique plate standard à son aval. L’ouverture de la vidange de fond est de 2.50m x 2.00m.

En uniformisant la largeur de la vanne de chasse avec la vanne de prise, l’ouverture de vidange de fond est fixée à (2.50m x 1.50m). Elle est fonctionnée comme un orifice.

La dimension de la vanne de vidange de fond (vanne métallique levante à crémaillère manuelle) est donnée par la formule suivante :

$$\bar{Q} \leq \mu L_v H_v \sqrt{2g(p - 0.5H_v)}$$

Avec :

- \bar{Q} : débit moyen interannuel de la rivière (6.57 [m³/s])
- μ : coefficient de débit (0.55)
- L_v : Largeur d’ouverture de la vanne [m]
- H_v : Hauteur d’ouverture de la vanne [m]

- p : pelle du seuil déversant (1.60m), dans cette formule le niveau d'eau considéré est le niveau de la crête du seuil
- g : accélération de la pesanteur [m/s²]

En fixant la largeur égale à la largeur de la prise $L_v=2.50$ [m], d'où $H_v \geq 1.05$ [**m**]

Tableau 19: Dimensionnement de l'organe de vidange

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Débit interannuel d'Ifanindrona	\bar{Q}	6.57	m ³ /s
Coefficient de débit	μ	0.55	m
Pelle du déversoir	p	1.60	m
Largeur d'ouverture de l'orifice	L_v	2.50	m
Hauteur d'ouverture théorique de l'orifice	H_{vt}	1.05	m
Désignation	Notation	Valeur	Unité
Hauteur d'ouverture adoptée de l'orifice	H_v	2.00	m
Cote crête barrage	Z_c	1166.60	m
Cote du fond de la vanne de vidange	Z_{fv}	1165.00	m
Cote De la plateforme de manœuvre	Z_{pf}	1171.20	m
Débit évacué par la vanne en crue centennale	Q_{v100}	26.41	m ³ /s



Vanne de prise

La prise d'eau doit dériver la quantité d'eau requise dans le canal d'améné qui est égale à 2.38m³/s.

Afin de diminuer le nombre d'orifice sur la coté droite du barrage, de minimiser le cout du projet, c'est plus commode de mettre une seule prise pour l'irrigation du périmètre d'Andohariana (68ha environ) et le besoin de la centrale.

Le débit se répartit comme suit :

- Débit d'équipement de la centrale : 2.00m³/s ;
- Débit d'irrigation du périmètre d'Andohariana entre le barrage et la centrale : 0.03m³/s ;
- Débit d'irrigation du périmètre d'Andohariana en aval de la centrale : 0.35m³/s.

La largeur d'ouverture de la prise en fonction de la vitesse d'entrée est donnee par :

$$L_p = \frac{Q}{H_p}$$

- Lp : Largeur d'ouverture de la prise (m)
- Hp : Hauteur d'ouverture de la prise (m)
- Q : Débit à dévier (m³/s)

Tableau 20: Dimensionnement de l'ouvrage de prise d'eau

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Débit à dévier	Q	2.38	m ³ /s
Vitesse moyenne à l'entrée de la prise	Vp	1.00	m/s
Hauteur d'ouverture	Hp	0.95	m
Largeur d'ouverture	Lp	2.50	m
Cote crête barrage=Cote tête prise	Zc	1166.60	m
Cote du fond de la prise	Zfp	1165.65	m



Figure 24: Vanne de prise

Afin de régulariser le débit à dériver dans le canal, de garder le niveau d'eau en amont du seuil pour le maintien du débit réservé et le débit d'irrigation des périmètres sur la rive gauche, la prise sera équipée d'une vanne levante métallique à crémaillère manuelle.

En outre, il faut vérifier aussi que la hauteur d'eau après la grille soit supérieure au tirant d'eau dans le canal d'améné. En effet, on devra calculer la perte à travers la grille avec les formules :

$$\Delta H_{grille} = C_g \frac{V_0^2}{2g} \quad \text{où} \quad C_g = K_d \cdot K_t \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} \sin\theta$$

Avec :

- ΔH_{grille} : perte de charge dans la grille [m]
- C_g : coefficient de perte de charge à travers la grille
- V_0 : vitesse d'approche [m/s], où $V_0 = \frac{Q_d}{(Z_{étage} - Z_{prise})L_P(\frac{b}{b+t})}$
- K_d : coefficient de bouchage prise en compte pour un dégrilleur manuel (2.50)
- K_t : facteur de forme des barres (2.40 pour des fers plats)
- t : épaisseur des barreaux [mm]
- b : espacement entre barreaux [mm]
- θ : angle d'inclinaison de la grille sur l'horizontale
- L : largeur du fer plat [m]
- g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2)

Tableau 21 : Dimensionnement de la grille de l'ouvrage de prise

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Vitesse d'écoulement à travers la grille	V0	1.09	m/s
Coefficient de bouchage de la grille	Kd	2.50	-
Facteur de forme des barreaux	Kt	2.40	-
Epaisseur des barreaux	t	4.00	mm
Espacement des barreaux	e	50.00	mm
Inclinaison de la grille à l'horizontal	θ	60.00	degré
Coefficient de perte de charge de la grille	Cg	0.18	-
Perte de charge sur la prise d'eau	ΔH_p	0.02	m
Hauteur d'eau en aval de la grille	Hgp	0.93	m
Surface de la grille (1.25m x 2.50m)	Sg	3.13	m^2

Une échelle est placée sur le côté droite du seuil déversant pour permettre de circuler sur le barrage, d'une rive à l'autre.

D'une raison de sécurité, des garde-fous métalliques contournant la passerelle et la plateforme de manœuvre seront installés.

IV.3.2. Canal d'amené

C'est un canal ouvert de forme rectangulaire dont le radier est en béton armé et les piédroits en maçonnerie de moellons enduisés. D'une longueur totale de 113 m avec une hauteur de 1,20 m, le canal d'amené débouchera dans le dessableur.

Tableau 22 : Dimensions du canal d'amené

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Longueur	Lc	113,00	m
Hauteur	Hc	1,20	m

Du fait de la variation brusque de l'écoulement de l'eau après la sortie de la prise en période des hautes eaux, la construction d'un canal dissipateur sera envisagée.

Canal dissipateur

Le canal dissipateur joue le rôle d'un petit bassin de dissipation d'énergie à la sortie de la prise et est aussi un canal de transition de largeur de la prise et le canal d'amené : c'est un canal convergent de section rectangulaire. Il sera dimensionné en fonction des caractéristiques du ressaut hydraulique qui se produira en aval de la prise.

Le dimensionnement a été basé sur le cas de figure le plus défavorable (charge en amont = charge en période de crue centennale). Il faut connaître alors les caractéristiques du ressaut à savoir les profondeurs conjuguées h_1 et h_2 , et sa longueur L_r .

La hauteur conjuguée h_1 est obtenue en utilisant la formule d'une vanne de profondeur (vanne métallique levante manuelle) :

$$Q_t = mL_p h_1 \sqrt{2g(Z_{PHE} - Z_{prise} - 0.5h_1)}$$

Avec :

- Q_t : débit Transité dans le canal (2.38 m³/s)
- m : coefficient de débit (0.50)
- L_p : Longueur d'ouverture de la vanne [m]
- h_1 : Hauteur d'ouverture de la vanne [m]
- Z_{PHE} : cote du niveau d'eau le Plus Haute Eau en amont de la vanne (1170.70m)

- Z_{prise} : cote du fond de la prise (1165.65 m)
- g : accélération de la pesanteur [9.81m/s²]

Et $h_2 = 2,07$ m avec $L_r = 3,95$ m, on obtient le résultat dans le tableau suivant

Figure 25: Dimensionnement du canal dissipateur

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Débit d'équipement	Q_e	2.38	m ³ /s
Coefficient de débit	m	0.50	
Cote d'eau en amont en crue	Z_{PHE}	1170.70	m
Cote du fond de la prise	Z_p	1165.65	m
Largeur d'ouverture de la prise	L_p	2.50	m
Hauteur de la veine contractée sous-vanne	h_1	0.20	m
Vitesse à la sortie de la prise	V_1	4.76	m/s
Largeur de l'avant-canal	b_{ac}	1.60	m
Désignation	Notation	Valeur	Unité
Hauteur conjuguée du ressaut	h_2	2.07	m
Longueur du ressaut	L_r	3.95	m
Revanche	r	0.36	m
Longueur de l'avant-canal après vanne	L_{ac}	8.00	m
Hauteur de l'avant-canal	H_{ac}	1.20	m
Pente du fond de l'avant-canal	I	3.00	m/km
Côte du fond à l'extrémité aval de l'AC	Z_{fc}	1165.63	m
Côte de la berge à l'extrémité aval de l'AC	Z_{bc}	1167.03	m



Figure 26: Canal dissipateur

Canal d'amené

Sur la majeure partie, le fond du canal d'amené est un massif répandu le long de l'ouvrage, d'une hauteur de 1,20 m.

Le dimensionnement de cet ouvrage canal est basé sur la formule de Manning Strickler suivante :

$$Q_t = K S R_h^{2/3} I^{1/2}$$

Où :

- Q_t : débit transité par le canal
- K : coefficient de rugosité du canal
- S : section mouillée [m^2]
- R_h : rayon hydraulique tel que $R_h = S/P$ où P est le périmètre mouillé [m]
- I : pente du fond du canal [m/m]

Pour avoir un canal à section économique et à section de débit maximum, il faut que le tirant d'eau soit proche de la moitié de la largeur du canal.



Figure 27: Canal d'amené

Le résultat des calculs est donné dans le tableau suivant :

Figure 28: Dimensionnement du canal d'amené

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Débit d'équipement	Qe	2.38	m ³ /s
Longueur canal	L	105.00	m
Pente longitudinale	I	3.00	m/km
Coefficient de rugosité	K	60.00	
Fruit des berges	m	0.00	m/m
Largeur du fond	b	1.60	m
Tirant d'eau	h	0.83	m
Section mouillé	S	1.33	m ²
Périmètre mouillé	P	3.24	m
Rayon hydraulique	Rh	0.41	m
Vitesse de l'eau	V	1.81	m/s
Revanche	r	0.27	m
Hauteur du canal	H	1.10	m
Perte de charge	ΔHc	0.32	m
Cote du fond de la tête du canal	Zci	1165.63	m
Cote du fond canal à l'arrivé du dessableur	Zcf	1165.31	m

IV.3.3. Première prise d'irrigation

Une prise d'irrigation sera installée juste en amont du dessableur pour alimenter en eau les parcelles du périmètre d'Andohariana situées en rive droite de la rivière Ifanindrona et en amont

de la zone de restitution. Il s'agit d'un orifice ayant une ouverture de 0.25m x 0.10m implanté sur le piédroit gauche du canal d'amené et calé à 0.20m au-dessus du fond du canal.

La prise sera équipée d'une vanne murale permettant de réguler le débit soutiré.



Figure 29: Prise d'irrigation

La section d'ouverture de cette prise est obtenue par la formule :

$$S_1 = \frac{Q_1}{\mu_1 \sqrt{2g(h_e - f - 0.50Hp_1)}}$$

Avec :

- S_1 : Section d'ouverture de la prise [m²]
- Q_1 : Débit d'irrigation pour les parcelles entre la prise et la centrale [m³/s]
- μ_1 : Coefficient de débit appliqué à la prise d'irrigation N°1, en général $\mu_1 = 0.60$, pour tenir compte du fonctionnement d'un orifice placé latéralement dont la vitesse d'écoulement dans le canal n'est pas négligeable, ajoutant un coefficient de sécurité de 0.60, soit $\mu_1 = 0.36$
- h_e : tirant d'eau dans le canal (0.83m)
- f : garde du fond, distance entre le fond du canal et l'axe de la prise (0.90m)
- Hp_1 : Hauteur d'ouverture de la prise. Pour tenir compte de la variation du niveau d'eau dans le canal, c'est plus commode de considérer une faible hauteur d'ouverture à 10cm.

Tableau 23: Dimensionnement de la première prise d'irrigation

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Débit à dériver	Q1	0.03	m3/s
Coefficient de débit	μ_1	0.36	m
Tirant d'eau dans le canal	h_e	0.83	m
Position de l'axe de la prise au-dessus du fond du canal	f	0.25	m
Section d'ouverture de la prise	S1	0.0247	m ²
Hauteur d'ouverture de la prise	H _{p1}	0.10	m
Largeur d'ouverture de la prise	L _{p1}	0.25	m

IV.3.4. Descente d'eau

La prise d'eau agricole sera connectée au canal d'irrigation en terre existant par une descente d'eau en escalier qui permettra de rattraper un dénivélé de 3 m (décrochement de 20 à 80 cm tous les 1 m en fonction du terrain naturel).

Tableau 24 : Caractéristiques de la descente d'eau

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Débit d'irrigation	Q1	0.03	m3/s
Longueur canal	L1	15.00	m
Pente longitudinale	I _l	1.20	%
Coefficient de rugosité	K	60.00	
Fruit des berges	m	0.00	m/m
Largeur du fond	b	0.30	m
Tirant d'eau	h_{p1}	0.10	m
Section mouillé	S	0.03	m ²
Périmètre mouillé	P	0.50	m
Rayon hydraulique	R _h	0.06	m
Vitesse de l'eau	V	1.00	m/s
Revanche	r	0.20	m
Hauteur du canal	H	0.30	m
Cote du fond de l'extrémité amont du canal	Z _{ci}	1165.30	m

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Cote du fond du canal en terre existant	Zcf	1162.30	m

IV.3.5. Pont canal

Sur le point d'intersection avec le canal d'irrigation existant, un pont-canal : 1.00m x 1.25m et 6m de long sera implanté à son passage.

Le radier sera en confectionné en béton armé et les piédroits en Maçonnerie de Moellons.

Pour une condition économique et selon la morphologie du terrain, on prend une section plus ou moins carrée.

Tableau 25 : Dimensionnement hydraulique du pont canal

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Débit à évacuer	Qt	2.35	m ³ /s
Longueur du coursier après canal dissipateur, y compris pont-canal	Lpc	36.00	m
Pente longitudinale	I	1.00	%
Coefficient de rugosité	K	60.00	
Fruit des berges	m	0.00	m/m
Largeur du fond	b	1.00	m
Tirant d'eau	h	0.85	m
Section mouillé	S	0.85	m ²
Périmètre mouillé	P	2.70	m
Rayon hydraulique	Rh	0.31	m
Vitesse de l'eau	V	2.78	m/s
Revanche	r	0.40	m
Hauteur du coursier	H	1.25	m



Figure 30: Pont canal

IV.3.6. Dessableur

Un dessableur à flux horizontal sera placé avant l'entrée dans la galerie. Sa situation en extrémité du canal d'améné permet d'assurer sa sécurité vis-à-vis des crues de l'Ifanindrona.

La longueur de l'ouvrage doit permettre à tous les grains du diamètre ciblé de se déposer avant de quitter le bassin.

La longueur minimale nécessaire pour déposer un diamètre de grain « d » est donnée par la relation :

$$\frac{h}{V_v} \leq \frac{L}{V_h} \Rightarrow L_{min} \geq \frac{hV_h}{V_v} = \frac{Q}{V_v \cdot B}$$

Dans laquelle :

- V_h : vitesse moyenne de l'eau à travers le dessableur
- V_v : vitesse de sédimentation
- B : largeur du dessableur
- Q : débit transité dans l'ouvrage ($2.35\text{m}^3/\text{s}$)

Le tableau suivant présente les vitesses de référence à considérer en fonction du diamètre moyen des sédiments à piéger.

Tableau 26 : Vitesse de référence en fonction du diamètre moyen des grains

d [mm]	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	5	10
V ₀ [cm/s]	0.2	0.7	2.3	4	5.6	7.2	15	27	35	47	74
V ₁ [cm/s]	0	0.5	1.7	3	4	5	11	21	26	33	
V _c [cm/s]	15	20	27	32	38	42	60	83	100	130	190

Avec :

- V₀: vitesse de sédimentation, pour fluide à vitesse horizontale nulle
- V₁ : vitesse de sédimentation, pour fluide à vitesse horizontale égale à V_c
- V_c : vitesse horizontale critique d'entrainement de la particule déposée.

En considérant la condition empirique et constructive suivante :

$$\frac{1}{8}L \leq B \leq 2h$$

Les caractéristiques obtenues pour le dessableur sont les suivantes :

Tableau 27: Principales caractéristiques du dessableur

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Diamètre des grains à piégés	d	0.20	mm
Débit transité dans le dessableur	Q	2.35	m ³ /s
Vitesse d'écoulement critique	V _{cr}	0.27	m/s
Vitesse d'écoulement	V _h	0.23	m/s
Vitesse de sédimentation à V _h =0	V _{v0}	0.023	m/s
Vitesse de sédimentation à V _h =0.23m/s	V _v	0.018	m/s
Largeur du dessableur	B	4.50	m
Longueur utile	L	31.00	m
Tirant d'eau utile	h	2.30	m
Pente du fond	Id	1.97	%
Ligne d'eau dessableur	Zed	1166.13	m
Cote du mur de dessableur	Zd	1166.38	m
Cote fond au niveau de la vanne de vidange	Zfd	1163.03	m
Capacité dessableur	Cd	170.66	m ³
Capacité piège sable	Cgp	43.88	m ³

Afin d'optimiser le fonctionnement du dessableur, les zones de transition entre le canal d'améné et le dessableur sont dimensionnées pour limiter l'angle de divergence amont à 11.5° et l'angle de convergence aval à 22.5°.

IV.3.7. Décharge latérale

Pour assurer le non débordement du dessableur, un ouvrage latéral de décharge sera installé sur le bord de l'ouvrage, appelé trop-plein.

La longueur de déversement est donnée par la relation :

$$L_{TP} \geq \frac{Q}{m \cdot e \cdot \sqrt{2g e}}$$

Avec :

- Ltp : longueur du trop-plein [m]
- Q : débit transité dans le dessableur [m³/s]
- m : coefficient de débit pour un déversoir latéral, en général m=0.40 pour une vitesse d'écoulement faible. Avec une marge de sécurité, on adopte m=0.35
- e : lame d'eau déversée [m]

Tableau 28: Dimensionnement de l'ouvrage latéral de décharge

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Débit transité dans le dessableur	Q	2.35	m ³ /s
Lame d'eau déversée	e	0.15	m
Longueur du trop-plein minimum	Ltp,min	26.09	m
Longueur du trop-plein choisie	Ltp	27.00	m

IV.3.8. Coursier rapide

Une vidange de fond ayant une ouverture suffisante de 1m x 0.60m est installée sur l'aile gauche du trop-plein suivi d'un coursier de longueur totale 42m pour les conduire vers la rivière. Le canal ramasseur des eaux déversées est connecté aussi avec le coursier de vidange.

Le coursier aura une pente de 1% mais avec les mêmes caractéristiques hydrauliques que le pont-canal.

IV.3.9. Canal dissipateur

A la sortie de la vanne du dessableur, un canal récepteur du ressaut hydraulique sera installé, appelé canal dissipateur. Ceci aura le rôle d'un exutoire.

Tableau 29: Dimensionnement hydraulique du canal dissipateur aval

Désignation	Notation	Valeur	Unité
Débit de vidange considéré	Q_e	2.35	m^3/s
Coefficient de débit	m	0.50	
Cote d'eau en amont	Z_{PHE}	1166.13	m
Cote du fond de la prise	Z_p	1163.23	m
Largeur d'ouverture de la vanne	L_p	1.00	m
Hauteur de contraction sous vanne	h_1	0.54	m
Vitesse à la sortie de la prise	V_1	4.35	m/s
Largeur du canal coursier	b_{ac}	1.00	m
Hauteur conjuguée du ressaut	h_2	1.20	m
Longueur du ressaut	L_r	3.96	m
Revanche	r	0.40	m
Longueur du canal dissipateur	L_{ac}	6.00	m
Hauteur du canal	H_{ac}	1.60	m
Pente du fond de l'avant-canal	I	0.01	m/m

CONCLUSION PARTIELLE

La Conception Technique regroupe le choix de la structure à adopter et le calcul des ouvrages hydrauliques.

L'ouvrage de dérivation retenue est de type barrage poids en Maçonnerie de Moellons, néanmoins le seuil sera couvert d'une voile mince en béton armé. Et les ouvrages annexes comprendront des éléments soient en BA, soient en MM.

Le calcul hydraulique a sorti un dalot double cadre et un fossé rectangulaire de la piste à dimensionner, le prédimensionnement, le ressaut hydraulique et le dimensionnement du Barrage. Ce calcul a également fait sortir les dimensions des ouvrages annexes du Barrage.

PARTIE III : CALCUL GENIE CIVIL

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES EN BETON ARME

Le dimensionnement mécanique consiste à chercher les efforts appliqués à la structure afin de déterminer les armatures qui garantissent la stabilité de l'ouvrage.

❖ HYPOTHESES DE CALCUL :

Dans tout le calcul, nous prendrons les hypothèses suivantes

- Chaussée et remblai :
 - ✓ Poids volumique du remblai : $\gamma_h = 1,8 \text{ T/m}^3$
 - ✓ Epaisseur du remblai : $e_r = 1,0 \text{ m}$
- Béton :
 - ✓ Ciment : CEM I 42,5
 - ✓ Dosage : $Q = 350 \text{ kg/m}^3$
 - ✓ Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 - ✓ Résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$
 - ✓ Poids volumique de béton armé : $\rho_{BA} = 2,5 \text{ T/m}^3$
 - ✓ Contrainte admissible à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité partiel du béton ; $\gamma_b = 1,5$ (combinaison fondamentale)

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des surcharges ; $\theta = 1,4$ ($t \geq 24 \text{ hs}$)

On obtient : $f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPa}$

- ✓ Contrainte admissible à l'ELS :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Acier :
 - ✓ Nuance : HA Fe E400
 - ✓ Limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ MPa}$
 - ✓ Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : γ_s : coefficient partiel des aciers ; $\gamma_s = 1,15$ (combinaison fondamentale)

On obtient : $\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

✓ Performance de l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration des aciers ; $\eta = 1,6$ (acières HA de $\phi \geq 16 \text{ mm}$)

On obtient : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 25}) \right\} = 213,33 \text{ MPa}$

❖ REGLEMENT DE CALCUL :

D'une manière générale, les justifications relatives de nos ouvrages en béton armé sont menées conformément aux règles techniques de construction et de calculs des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites dénommées règles BAEL 91 révisé 99 :

- Fissuration : en application des règles BAEL (état limite d'ouverture des fissures), il est précisé que la fissuration est considérée comme préjudiciable ;
- Enrobage des armatures : l'enrobage de toute armature est au moins de 30 mm ou du diamètre nominal des armatures principales si celui-ci est supérieur à 30 mm .

V.1 Barrage

V.1.1 Voile de couverture du seuil

Comme dit précédemment, on adoptera un barrage poids en maçonnerie de moellons et pour garder l'uniformité avec les autres ouvrages en béton armé, on a décidé de recouvrir le seuil d'une voile mince.

Cette partie montre alors le calcul des armatures d'une voile de couverture d'un seuil de barrage.

Nous allons traiter dans cette étude une voile d'épaisseur = $0,10 \text{ m}$

a. Données :

- Eau
- ✓ Poids volumique : $\rho_{eau} = 10 \text{ kN/m}^3$
- Ouvrage

- ✓ Largeur de la crête : $L_c = 0,5 \text{ m}$
- ✓ Hauteur du barrage : $H_B = 1,6 \text{ m}$
- ✓ Base du seuil : $B = 1,3 \text{ m}$
- ✓ Epaisseur du mur : $a = 0,1 \text{ m}$
- ✓ $d = H_B - e_{voile} = 1,5 \text{ m}$
- ✓ Coefficient de la voile : $\theta = 1,4$ (mur intermédiaire)
- ✓ Longueur du barrage : $l_w = 76 \text{ m}$
- ✓ Section réduite : $B_r = l_w(a - 2\text{cm}) = 6,08 \text{ m}^2$
- ✓ Longueur de flambement : $l_f = 0,85H_B = 1,36 \text{ m}$
- b. Calcul des charges
 - ❖ Charges permanentes g

Les charges permanentes agissant sur la voile sont :

- Le poids propre de la voile pp_v

$$pp_v = \gamma_b \times e_v$$

$$pp_v = 2,5 \text{ kPa}$$

- La poussée de l'eau sur le seuil p_{eau}

$$p_{eau} = \frac{1}{2} \times \gamma_{eau} \times H_B^2$$

$$p_{eau} = 12,8 \text{ kPa}$$

On obtient alors : $g = pp_v + p_{eau}$

$$g = 7,5 + 12,8 = 20,3 \text{ kPa}$$

$$g = 15,3 \text{ kPa}$$

- ❖ Surcharges d'exploitation Q

Les surcharges agissant sur la voile sont :

- La Pression de l'eau en période de crue au sommet du seuil

$$p_{cs} = \gamma_{eau} \times H_B$$

$$p_{cs} = 16 \text{ kPa}$$

- La Poussée de l'eau en période de crue sur la face

$$p_c = \frac{1}{2} \times \gamma_{eau} \times H_B^2 + H_B \times hp$$

$$p_c = 76,8 \text{ kPa}$$

- La Pression de l'eau en période de crue sur la face rampante de la voile

$$p_{cfr} = \gamma_{eau} \times hyp$$

$$p_{cfr} = 17,9 \text{ kPa}$$

On obtient alors :

$$q = p_{cs} + P_c + p_{cfr}$$

$$q = 110,7 \text{ kPa}$$

c. Calcul des sollicitations à l'ELU

- Effort ultime de compression

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 0,19 \text{ MPa}$$

- Effort ultime limite de compression

$$N_{u,lim} = \alpha \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b}$$

⊕ Calcul de λ

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

$$\lambda = 47,11$$

⊕ Calcul de α

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,44$$

D'où,

$$N_{u,lim} = 63,93 \text{ MPa}$$

- Contrainte ultime

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \cdot l_w}$$

$$\sigma_u = 0,02 \text{ MPa}$$

- Contrainte ultime limite

$$\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l_w}$$

$$\sigma_{u,lim} = 8,41 \text{ MPa}$$

❖ Vérification

- Si $N_u < N_{u,lim}$ alors on a une Section Simplement Armée (SSA)
- Si $N_u > N_{u,lim}$ alors on a une Section Doublement Armée (SDA)

Ici,

$$N_u = 0,19 \text{ MPa} < N_{u,lim} = 8,41 \text{ MPa}$$

On a alors une S.S.A

d. Etude des armatures de la voile

1. Armature minimale :

$$A_{s,min} = 0,0025 \cdot a \cdot 100$$

$$A_{s,min} = 2,5 \text{ cm}^2$$

2. Armature verticale

$$A_v \geq \rho_v \cdot d \cdot a$$

Avec :

$$\rho_v = \max \left[0,001; \left[0,0015 \left(\frac{400 \cdot \theta}{f_e} \right) \times \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u,lim}} - 1 \right) \right] \right]$$

$$\rho_v = 0,001$$

$$A_v = 1,5 \text{ cm}^2$$

3. Armature horizontale

$$A_{hz} \geq \rho_{hz} \cdot 100 \cdot a$$

$$\rho_{hz} = \max \left[\frac{2}{3} A_v; 0,001 \right]$$

$$\rho_{hz} = 0,001$$

$$A_{hz} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{hz} < A_v < A_{s,min} \text{ alors } A = A_{s,min} = 2,5 \text{ cm}^2$$

4. Récapitulation

Le tableau suivant résume les valeurs des armatures de la voile à chaque face (amont et aval)

Tableau 30: Armatures de la voile de couverture du seuil

Armatures	Par calcul (cm^2)	Section réelle (cm^2)	Nomenclature
Av	1,50	2,51	5 HA 8
Ahz	1,00	2,51	5 HA 8
As,min	2,50	2,51	5 HA 8

Voile seuil

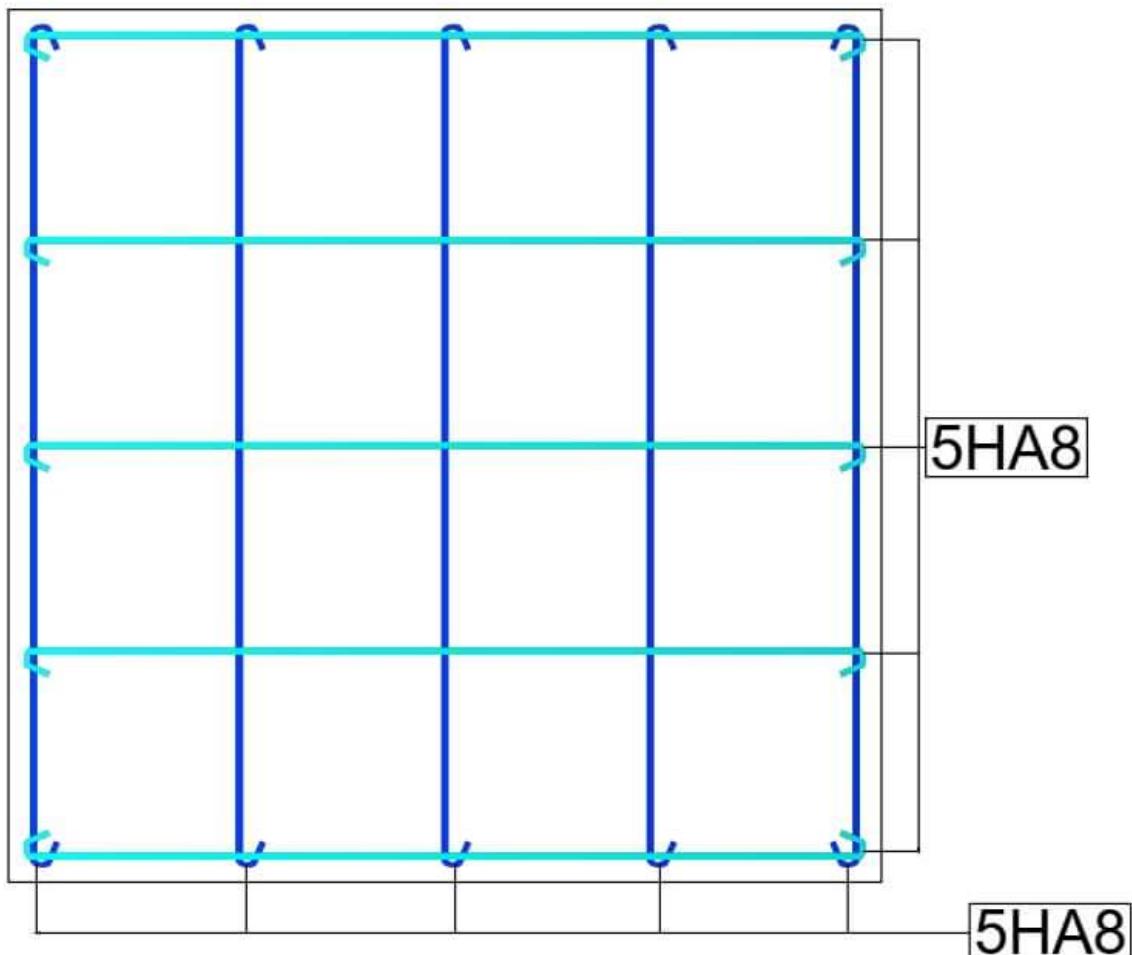


Figure 31: Vue en plan pour 1m des armatures de la voile de couverture du seuil du barrage

V.1.2 Plateforme de manœuvre

Nous allons traiter dans cette étude la dalle de la plateforme.



Figure 32: Vue de la plateforme de manœuvre

A- Données

Dans le cadre de notre calcul, nous allons considérer la partie où il y a l'échelle métallique.

- ✓ $L = 3,4 \text{ m}$
- ✓ $e = 0,15 \text{ m}$
- ✓ $d = 0,9h = 0,135 \text{ m}$
- ✓ $l = 0,8 \text{ m}$

✓ $\gamma_{met} = 78 \text{ kN/m}^3$

✓ $e_v = 0,04 \text{ m}$

B- Calcul des charges

❖ Charges permanentes g

Les charges permanentes agissant sur la plateforme sont :

- Le poids propre de la plateforme

$$pp_{pf} = \gamma_b \times e_{pf}$$

$$pp_{pf} = 3,75 \text{ kPa}$$

- Le poids propre de la vanne

$$pp_v = \gamma_{met} \times e_v$$

$$pp_v = 3,12 \text{ kPa}$$

- Le poids propre du garde-corps et l'échelle métallique :

$$pp_{gc+ech} = 8,5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0,085 \text{ kPa}$$

On obtient alors : $g = pp_{pf} + pp_v + pp_{gc+ech}$

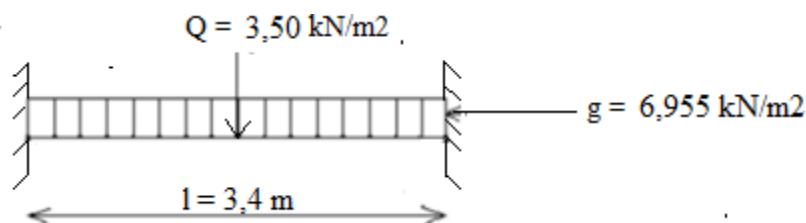
$$g = 6,955 \text{ kPa}$$

❖ Surcharges d'exploitation Q

Une seule charge est considérée comme surcharge sur la plateforme :

- La charge d'entretien de la vanne qui est de $3,50 \text{ kN/m}^2$, soit $3,50 \text{ kPa}$ pour 1ml.

⊕ Modélisation des charges appliquées sur la plateforme



C- Calcul des sollicitations

1) Hypothèse de calcul

La dalle est sollicitée en flexion simple. L'ensemble des forces extérieures se réduit donc au centre de gravité G d'une section droite, en :

On désigne par :

- l_x : le sens de la plus petite portée
- l_y : le sens de la plus grande portée

On a :

$$l_x = 0,8 \text{ m}$$

$$l_y = 3,4 \text{ m}$$

Le coefficient : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,23$

$\alpha = 0,23 < 0,40$: on admet donc que la dalle porte dans un seul sens (dans le sens de l_y)

2) Combinaison d'action :

On distingue deux types de combinaison d'action :

- Combinaison à l'État Limite Ultime ELU : détermination de la résistance à la ruine, pour dimensionnement de l'ouvrage.
- Combinaison à l'État Limite de Service ELS : vérification de la contrainte, pour déterminer la durabilité de l'ouvrage.



A l'ELU

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 11,712 \text{ kN.m}$$



A l'ELS

$$P_{ser} = G + Q$$

$$P_{ser} = 8,364 \text{ kN.m}$$

3) Moment au centre de la dalle

Selon les règles de BAEL 91 modifiées 99 :

Nous commencerons par déterminer le moment suivant l_y ,

Dans le sens de la petite portée : $M_{ox} = \mu_x P l_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)} \quad \text{et} \quad \mu_y = \alpha^3 (1.9 - 0.9 \alpha)$$

Donc : $\mu_x = 0,12$ et $\mu_y = 0,02$

D'où :

 A l'ELU

$$M_{oux} = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{ouy} = 0,018 \text{ kN.m}$$

 A l'ELS

$$M_{ox} = 0,642 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = 0,0128 \text{ kN.m}$$

4) Moment réel :

Le moment réel est égal au moment isostatique multiplié par des coefficients forfaitaires.

Soient :

- ✓ M_{ay} : Moment aux appuis ;
- ✓ M_{ty} : Moment en travée.

Tels que :

 A l'ELU

$$M_{auy} = -0,5 M_{ouy}$$

$$M_{auy} = -9.10^{-6} \text{ MN.m}$$

$$M_{tuy} = 0,7 M_{ouy}$$

$$M_{tuy} = 12,6.10^{-6} \text{ MN.m}$$

 A l'ELS

$$M_{ay} = -0,5 M_{ouy}$$

$$M_{ay} = -6,42.10^{-6} \text{ MN.m}$$

$$M_{ty} = 0,7 M_{ouy}$$

$$M_{ty} = 8,98 \cdot 10^{-6} MN.m$$

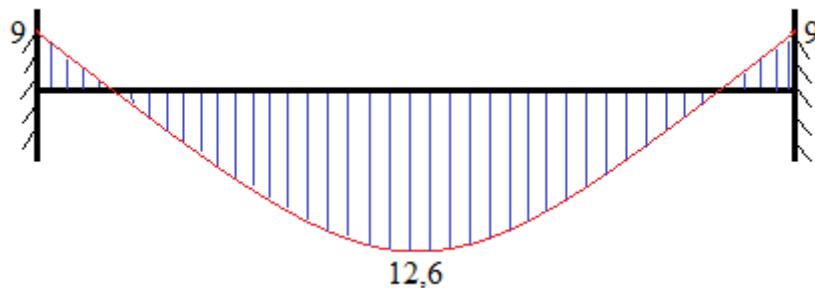


Figure 33: Diagramme des Moments réels à l'ELU (MN.m)

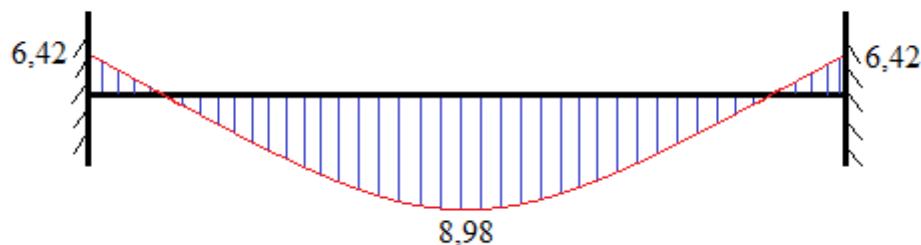


Figure 34: Diagramme des Moments réels à l'ELS (MN.m)

D- Etude des armatures de la dalle :

1) Détermination de la section des armatures à l'ELU :

Le calcul sera par mètre linéaire.

On considère que la fissuration est préjudiciable (F.P) donc on a :

$b_0 = 1,00 \text{ m}$ et $h = 0,15 \text{ m}$

a) Calcul du moment ultime μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec $d = 0,9 * h = 0,9 * 0,15 = 0,135 \text{ m}$

On a :

$$\mu_{bu} = 4,88 \cdot 10^{-5}$$

b) Comparaison de μ_{bu} à μ_{lu} :

- Si $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$: on a une section simplement armée (S.S.A)
- Si $\mu_{bu} \geq \mu_{lu}$: on a une section doublement armée (S.D.A)

Comparons cette valeur à celle du moment réduit limite.

Tableau 31: Valeur du moment réduit limite μ_{lu}

Nuance MPa	Moment réduit limite μ_{lu}	
	Combinaison durable	Combinaison accidentelle
Fe E 215	0,429	0,422
Fe E 235	0,425	0,418
Fe E 400	0,392	0,379
Fe E 500	0,372	0,358

Source : cours de Béton Armée 2^e année.

On a un acier de Nuance Fe E 400 et une combinaison durable, $\mu_{lu} = 0,392$

Dans notre cas, on a : $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$ alors on a une section simplement armée (S.S.A)

c) Calcul de la section d'armature A_u :

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}}$$

Avec : $z_b = d(1 - 0,4\alpha)$ et $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}})$

$$\alpha = 6,10 \cdot 10^{-5}$$

$$z_b = 0,135$$

D'où :

$$A_u = 2,68 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2$$

d) Vérification de la condition de non fragilité

La section des armatures A_u doit être supérieure à celle de la section minimale A_{min} .

$$A_u \geq A_{min} = \max\left(\frac{B}{1000}; 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

- Si $A_u \geq A_{min}$: alors $A = A_u$
- Si $A_u \leq A_{min}$: alors $A = A_{min}$

On obtient alors :

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

On a : $A_u < A_{min}$: alors la section de l'armature à l'ELU est $A = A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$

2) Vérification à l'ELS :

On a :

$$\bar{\sigma}_S = 213,33 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; M_{ser} = 8,96 \cdot 10^{-6} \text{ MN.m}$$

a) Détermination de μ_1 :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_S}$$

$$\mu_1 = 2,31 \cdot 10^{-6}$$

On en déduit la valeur de β_1 et de k selon l'annexe

$$\beta_1 = 0,990$$

$$k = 0,002$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \bar{\sigma}_S$$

$$\sigma_{bc} = 0,427 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: alors on a une section simplement armée (S.S.A)

b) Section d'armature :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_S}$$

$$A_{ser} = 3,14 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2$$

La section à prendre est la plus favorable : $\max(A_{ELU}; A_{ELS}; A_{min})$

Le résultat est donné dans le tableau suivant

Tableau 32: Section des armatures longitudinales de la Plateforme

Armature	Par calcul (cm^2)	Réelle (cm^2)	Nomenclature
Longitudinale	1,63	2,01	4 HA 8

c) Espacement des armatures longitudinales :

$$2c + (\phi \times nb) + (nb - 1)t = l$$

Avec :

c : Enrobage ; $c = 0,03 m = 3 cm$

t : Espacement

\emptyset : Diamètre des armatures ; $\emptyset = 8 mm = 0,8 cm$

$$2 \times 3 + (0,8 \times 4) + 3t = 80$$

$$t = 23,6 cm$$

d) Armatures transversales A_t

➤ Diamètre :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3}$$

Avec : ϕ_l est le diamètre maximal de l'armature longitudinale ; $\phi_l = 8 mm = 0,8 cm$

$$\phi_t = \frac{8}{3} = 2,66$$

Nous allons prendre le cas le plus défavorable, $\phi_t = 6 mm$

➤ Section :

$$A_t = \frac{A}{4}$$

La section des armatures transversales est donnée dans le tableau suivant

Tableau 33: Section des armatures transversales de la Plateforme

Armature	Par calcul (cm^2)	Réelle (cm^2)	Nomenclature
Transversale	0,407	0,848	3 HA 6

➤ Espacement des armatures transversales :

$$2c + (\phi \times nb) + (nb - 1)t = l$$

Avec :

c : Enrobage ; $c = 0,03 m = 3 cm$

t : Espacement

ϕ : Diamètre des armatures ; $\phi = 6 mm = 0,6 cm$

$$2 \times 3 + (0,6 \times 3) + 2t = 100$$

$$t = 46,1 cm$$

E- Récapitulation des résultats de dimensionnement de la dalle :

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats du dimensionnement de la dalle de plateforme de dimension $1,00 \times 0,80 m$ avec les espacements des armatures pour la disposition constructive.

Tableau 34: Résultats des ferraillages de la Plateforme

Armatures	Diamètre (mm)	Nombre des nappes	Dénomination	Enrobage (cm)	Espacement (cm)
Longitudinales	8	4ml	4 HA 8/ml	3	23,60
Transversales	6	3	3 HA 6	3	46,10

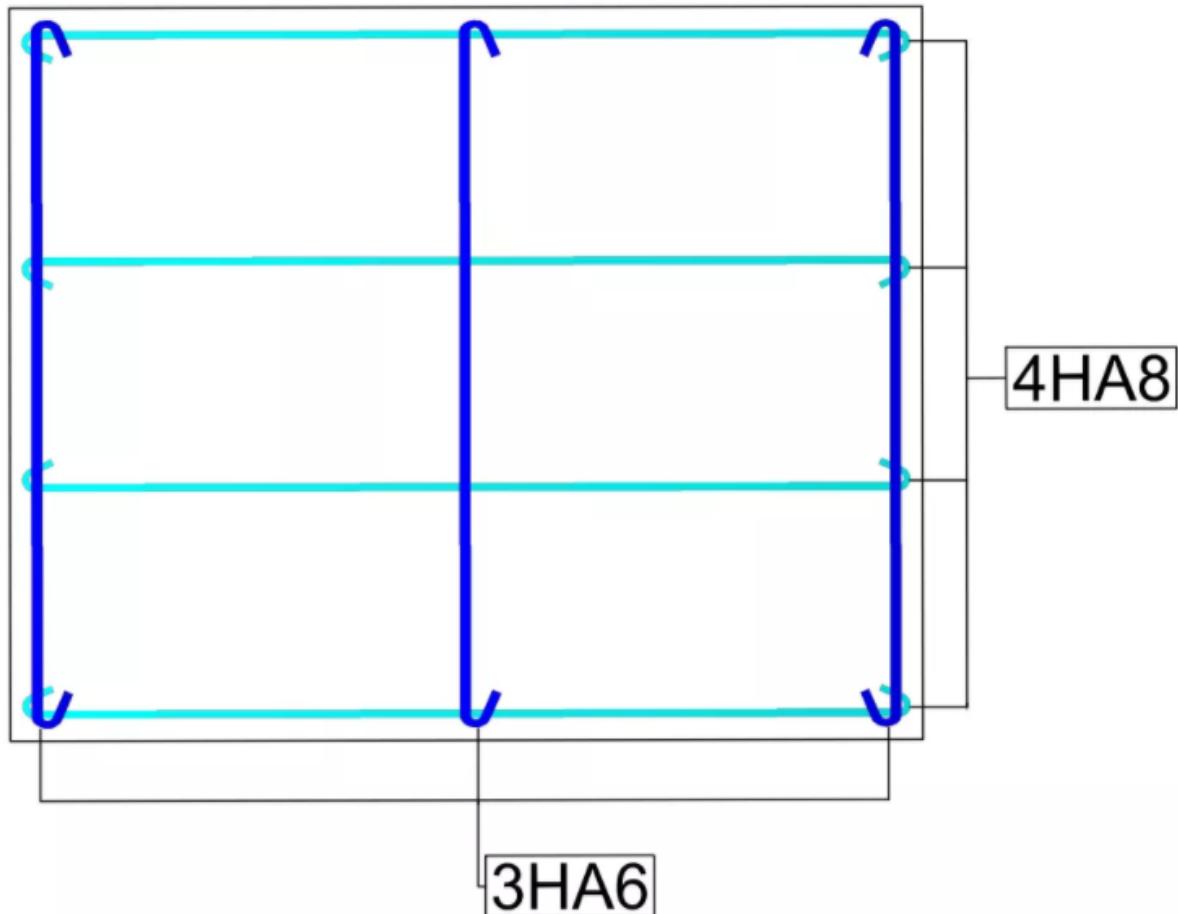


Figure 35: Vue en plan de 1m des armatures de la plateforme

V.1.3 Piles de la vanne de chasse

V.1.3.1 Données

- ✓ Section du poteau : $0,40 \times 0,40 \text{ m}$
- ✓ Hauteur du poteau : 3,2 m
- ✓ Volume poteau : $0,512 \text{ m}^3$
- ✓ Volume de la vanne : $4,5 \text{ m}^3$
- ✓ Volume écran : $10,15 \text{ m}^3$
- ✓ Volume écran + eau : $29,435 \text{ m}^3$
- ✓ Volume pile + eau : $1,638 \text{ m}^3$
- ✓ Hauteur d'eau : 2,9 m
- ✓ $d = 2,88 \text{ m}$
- ✓ $\overline{\sigma_s} = 164,97 \text{ MPa}$

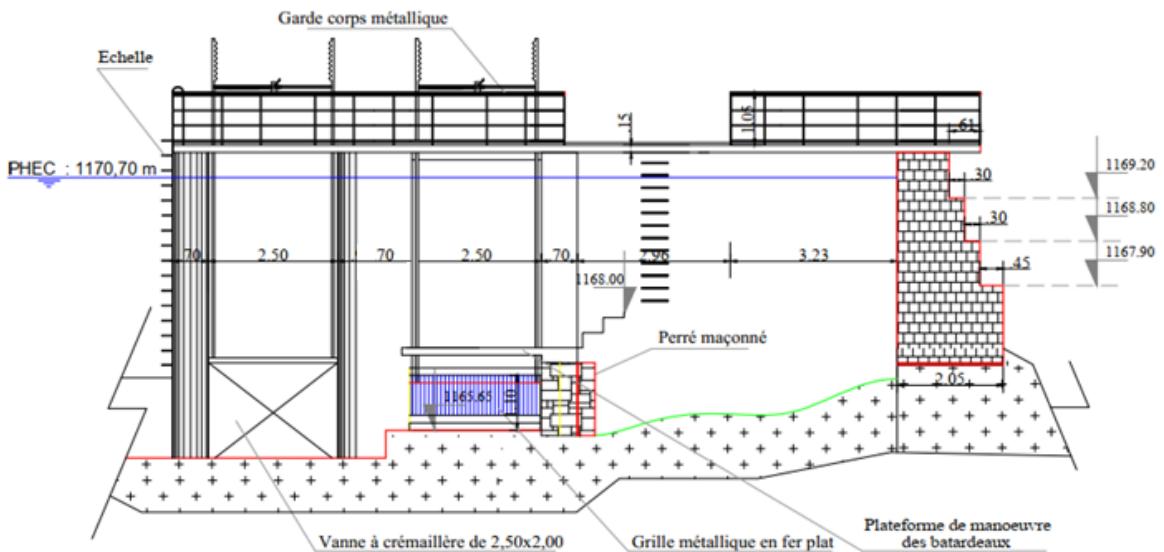


Figure 36: Vue en plan du barrage

V.1.3.2 Inventaire des charges

❖ Charges permanentes g

Les charges permanentes agissant sur la pile sont :

- Le poids propre de la pile

$$pp_p = \gamma_b \times v_p$$

$$pp_p = 11,264 \text{ kN}$$

- Le poids propre de la vanne

$$pp_v = \gamma_{met} \times v_v$$

$$pp_v = 351 \text{ kN}$$

- Le poids propre de la voile

$$pp_{vo} = \gamma_b \times v_{vo}$$

$$pp_{vo} = 21,875 \text{ kN}$$

- Le poids propre de la plateforme

$$pp_{pf} = \gamma_b \times v_{pf}$$

$$pp_{pf} = 7,125 \text{ kN}$$

- Le poids propre de l'ensemble garde-corps et échelle métallique

$$pp_{gc+ech} = 2,58 \text{ kN}$$

On obtient alors : $g = pp_{pf} + pp_v + pp_p + pp_{vo} + pp_{gc+ech}$

$$g = 393,844 \text{ kN}$$

❖ Surcharges d'exploitation Q

Les surcharges sur la pile sont :

- La charge d'entretien de la vanne qui est de 0,9975 kN
- La poussée d'eau sur l'écran

$$p_{eecd} = \frac{1}{2} \gamma_e \times v_{ecran+eau}$$

$$p_{eecd} = 147,175 \text{ kN}$$

- La poussée d'eau sur la pile

$$p_{ep} = \frac{1}{2} \gamma_e \times V_{pile+eau}$$

$$p_{ep} = 8,192 \text{ kN}$$

On obtient alors : $Q = c \cdot e_v + p_{eecd} + p_{ep}$

$$Q = 156,365 \text{ kN}$$

V.1.3.3 Calcul des sollicitations

La pile est considérée comme un poteau. Elle est soumise à la flexion composée.

Le cas le plus défavorable sera étudié. Le calcul se fera alors à l'ELS.

On étudiera les sollicitations du poteau risquant son renversement.

- Effort de flexion N

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 0,55 \text{ MN}$$

- Moment de flexion M

$$M_{ser} = M_Q = Q * bdl$$

Le bras de levier est donné dans le tableau suivant

Tableau 35: Bras de levier et Moments de chaque charge agissant sur la pile

Charge (kN)	Bras de levier (m)	Moment (kN.m)
Charge d'entretien	-	5,11
Poussée sur l'écran	0,64	94,19
Poussée sur la pile	0,64	5,27

$$M_{ser} = \sum M_Q$$

$$M_{ser} = 0,104 \text{ MN.m}$$

V.1.3.4 Section des armatures

Puisque les charges sont reparties sur plusieurs éléments, on a une section partiellement comprimée (SPC).

Armature longitudinale

- Section minimale

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \frac{e_{serA} - 0,45 d}{e_{serA} - 0,185 d}$$

Avec

$$e_{serA} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{b}{2} \right)$$

$$e_{serA} = 2,87 \text{ m}$$

D'où ;

$$A_{min} = 9,36 \text{ cm}^2$$

- Section en flexion simple

$$u_1 = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$u_1 = 0,0001$$

On a :

$$\beta_1 = 0,98$$

$$k = 0,004$$

D'où :

$$A_{FS} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{FS} = 2,24 \text{ cm}^2$$

- Section en flexion composée

$$A_{FC} = \max \left[A_{min}; A_{FS} - \frac{N_{ser}}{f_{ed}} \right]$$

$$A_{FC} = 9,36 \text{ cm}^2$$

Prenons comme armature réelle : **8HA14** pour une section de **12,32 cm²**

- ⊕ Armature transversale

$$A_t = \frac{A_l}{4}$$

$$A_t = 2,34 \text{ cm}^2$$

Prenons comme armature réelle : une cadre de **6HA8** pour une section de **3,016 cm²**

- ⊕ Espacement

$$s_t = \min(a + 10; 40)$$

$$s_t = \min(40 + 10; 40)$$

$$s_t = 40 \text{ cm}$$

- ⊕ Récapitulations

Les armatures de la pile sont données dans le tableau suivant :

Tableau 36: Armatures de la pile

Armatures	Diamètre (mm)	Dénomination	Enrobage (cm)	Nombre des nappes
Longitudinales	14	8 HA 14/ml	3	8/ml
Transversales	8	6 HA 8/ml	3	6/ml

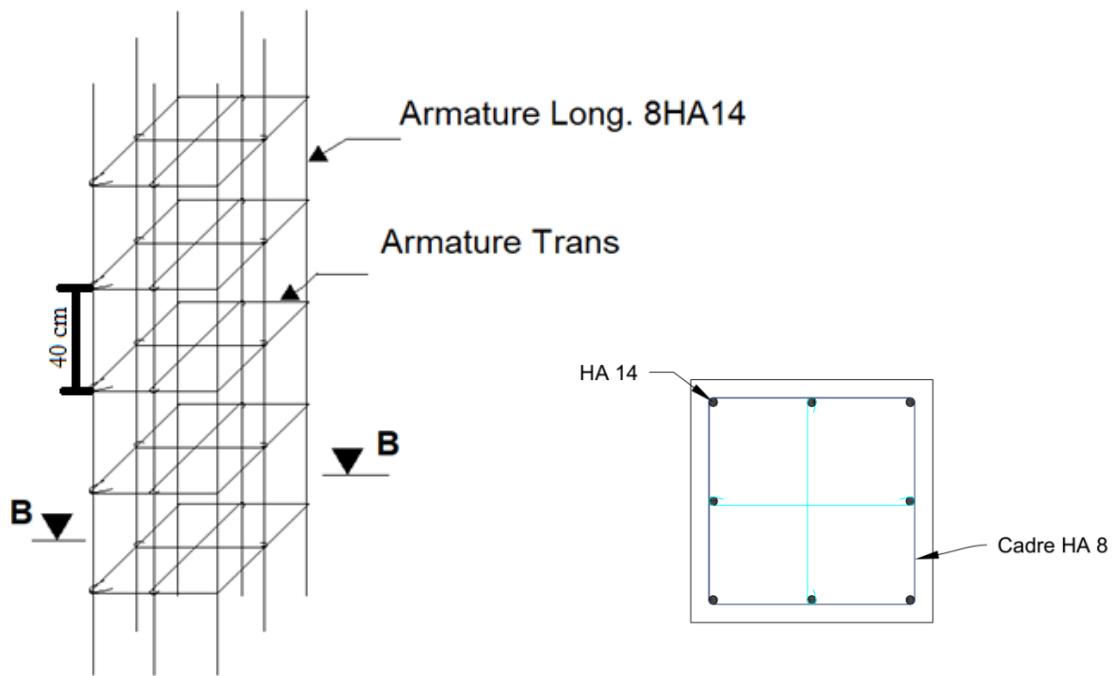


Figure 37: Vue en élévation de la pile et coupe B-B

V.1.4 Ecran de la vanne de chasse

Nous allons traiter dans cette étude l'écran de la vanne de chasse.

A) Données

- ✓ $L = 2,9 \text{ m}$
- ✓ $e = 0,15 \text{ m}$
- ✓ $\overline{\sigma_s} = 200 \text{ MPa}$
- ✓ $d = 0,135 \text{ m}$
- ✓ $l_{mur} = 2,5 \text{ m}$
- ✓ $H_{eau} = 2,9 \text{ m}$

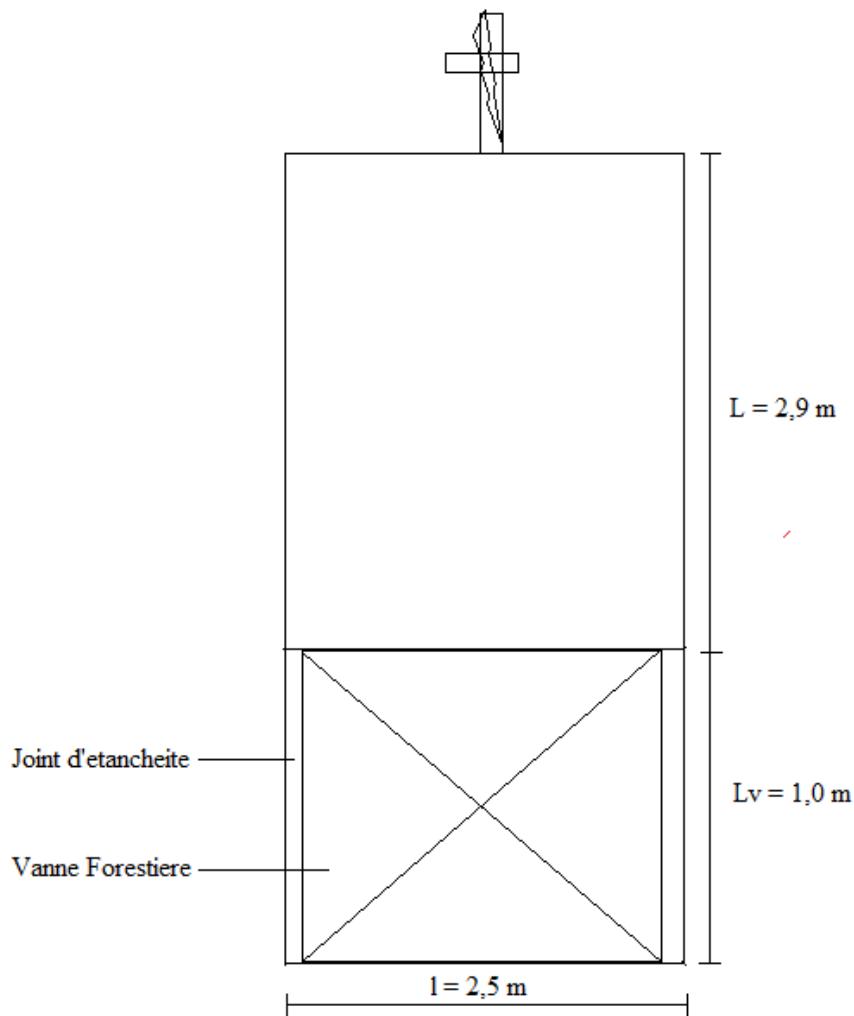


Figure 38: Coupe de l'écran au-dessus de la Vanne de Chasse

B) Calcul des charges

❖ Charges permanentes G

La charge permanente agissant sur l'écran est :

- Le poids propre de l'écran

$$pp_{écran} = \gamma_b \times v_{écran}$$

$$pp_{écran} = 27,18 \text{ kN}$$

On obtient alors : $g = pp_{écran}$

$$g = 27,18 \text{ kN}$$

❖ Surcharges d'exploitation Q

La poussée d'eau est la seule surcharge sur l'écran :

$$peau_{ecran} = 1/2 \gamma_b \times h e^2 \times S_{ecran}$$

$$peau_{ecran} = 42,05 \text{ kN}$$

C) Calcul des sollicitations

a) Hypothèse de calcul

L'écran est considéré comme une voile.

La vérification à faire est sa résistance à la compression.

On considérera une dalle de 1m dans le calcul.

L'ensemble des forces extérieures se réduit en :

- Effort de compression N_u
- Effort ultime de compression $N_{u,lim}$
- b) Calcul des sollicitations a l'ELU
- Effort ultime de compression

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 0,10 \text{ MPa}$$

- Effort ultime limite de compression

$$N_{u,lim} = \alpha \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b}$$

⊕ Calcul de λ

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

$$\lambda = 56,92$$

⊕ Calcul de α

$$\alpha = \frac{0,65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2}$$

$$\alpha = 0,69$$

D'où,

$$N_{u,lim} = 6,32 \text{ MPa}$$

- Contrainte ultime

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \cdot l_w}$$

$$\sigma_u = 0,04 \text{ MPa}$$

- Contrainte ultime limite

$$\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l_w}$$

$$\sigma_{u,lim} = 16,84 \text{ MPa}$$

❖ Vérification

- Si $N_u < N_{u,lim}$ alors on a une Section Simplement Armée (SSA)
- Si $N_u > N_{u,lim}$ alors on a une Section Doublement Armée (SDA)

Ici,

$$N_u = 0,10 \text{ MPa} < N_{u,lim} = 6,32 \text{ MPa}$$

On a alors une S.S.A

e. Etude des armatures de la voile

1. Armature minimale :

$$A_{s,min} = 0,0025 \cdot a \cdot 100$$

$$A_{s,min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

2. Armature verticale

$$A_v \geq \rho_v \cdot d \cdot a$$

Avec :

$$\rho_v = \max \left[0,001; \left[0,0015 \left(\frac{400 \cdot \theta}{f_e} \right) \times \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u,lim}} - 1 \right) \right] \right]$$

$$\rho_v = 0,001$$

$$A_v = 4,125 \text{ cm}^2$$

3. Armature horizontale

$$A_{hz} \geq \rho_{hz} \cdot 100 \cdot a$$

$$\rho_{hz} = \max \left[\frac{2}{3} A_v; 0,001 \right]$$

$$\rho_{hz} = 0,001$$

$$A_{hz} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{hz} < A_{s,min} \text{ alors } A_{hz} = A_{s,min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

4. Récapitulation

Le tableau suivant résume les valeurs des armatures de la voile à chaque face (amont et aval)

Tableau 37: Armatures de la voile de couverture du seuil

Armatures	Par calcul (cm^2)	Section réelle (cm^2)	Nomenclature
Av	4,12	4,71	6 HA 10
Ahz	1,50	4,02	8 HA 8
As,min	3,75	4,02	8 HA 8

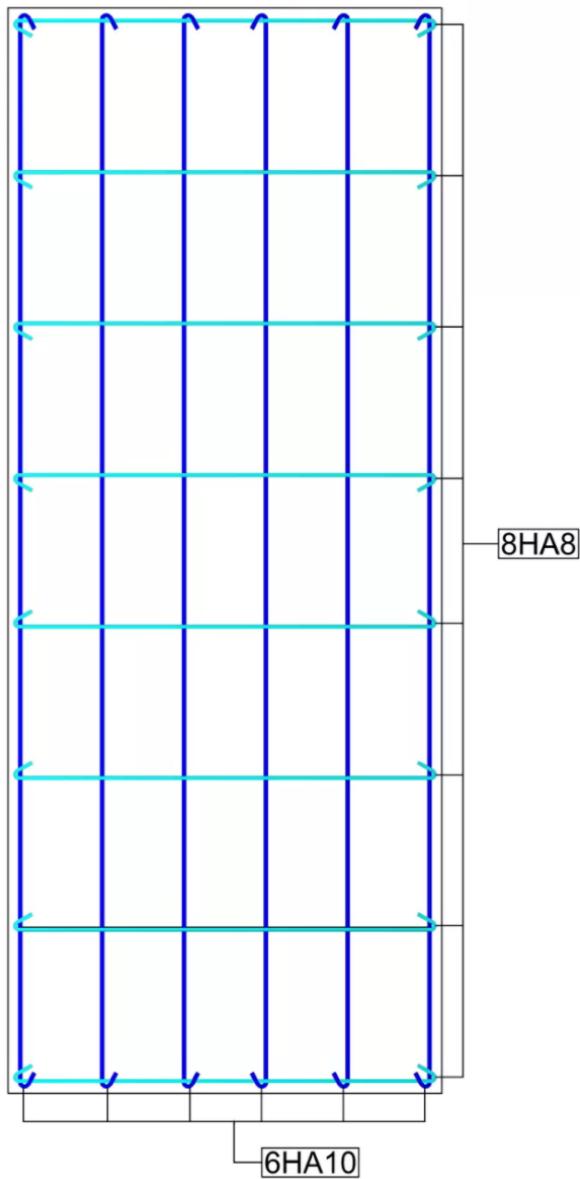


Figure 39: Vue en plan de 1m des armatures de l'écran

V.1.5 Semelle du mur de protection de la rive droite

Dans cette partie, nous allons sortir les ferraillages du radier.

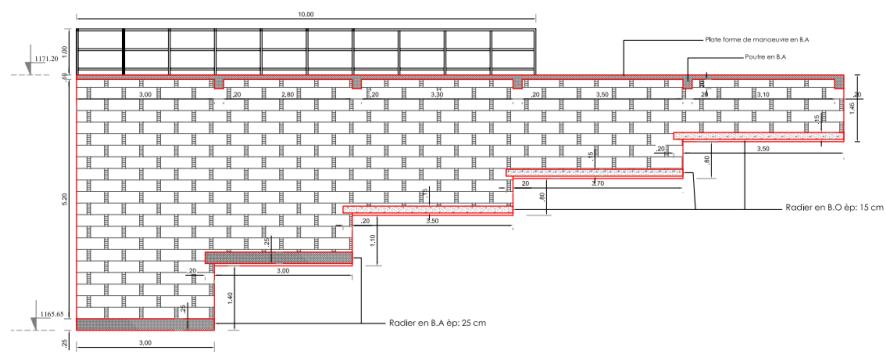


Figure 40: Mur d'ancre de la rive droite

Pour cela, voici les démarches de calcul fait sur Excel :

1. Inventaire des charges appliquées sur chaque tranche

Les charges appliquées sur chaque tranche sont :

- ✓ Charges Permanentes

Ces charges sont :

- Le Poids Propre du radier
- Le Poids Propre de la Maçonnerie
- Les Poussées des Terres
- ✓ Surcharges d'Exploitation

Ceci n'est autre que la surcharge sur la plateforme de manœuvre qui est de 3,5 KPa.

2. Calcul de ces charges

Pour notre calcul, nous allons diviser le mur en 4 tranches pour une meilleure modélisation et une facilité de calcul sur Robobat.

Tableau 38: Données de calcul

Données	Valeurs	Unités	Tranches
Ka	0,43	-	
Hmm1	0,8	m	Palier 21
Hmm2	3,3	m	Palier 17
Hmm3	2,5	m	Palier 16
Hmm4	4,1	m	Palier 15
Poids Volumique MM	22	kN/m ³	
Epaisseur MM	0,25	m	
Poids Volumique BA	25	kN/m ³	
Epaisseur Dalle	0,15	m	
Poids Volumique sol	20	kN/m ³	
Longueur de la dalle	16,44	m	
Hterre18	0,8	m	Palier 18
Hterre19	1,1	m	Palier 19
Hterre20	1,4	m	Palier 20

Tableau 39: Charges d'Exploitation

CHARGES PERMANENTES	Formules	kN/m ²
PP dalle	PPd=PV BA*ep dalle PP MM = PV MM*HMM	3,75
PP MM21		17,6
PP MM17		72,6
PP MM16		55
PP MM15		90,2
P TERRES 18	Pt= ka*PV SOL*Hterre	6,88
P TERRES 19		9,46
P TERRES 20		12,04
G =	267,53	KPa

Tableau 40: Surcharge d'Exploitation

SURCHARGE D'EXPLOITATION		kN/m ²
Charge d'Entretien 21	3,5	3,5
Q	3,5	KPa

3. Modélisations et calculs sur Robobat

Le radier est modélisé linéairement sur Robot Structural Analysis (RSA) selon les figures suivantes

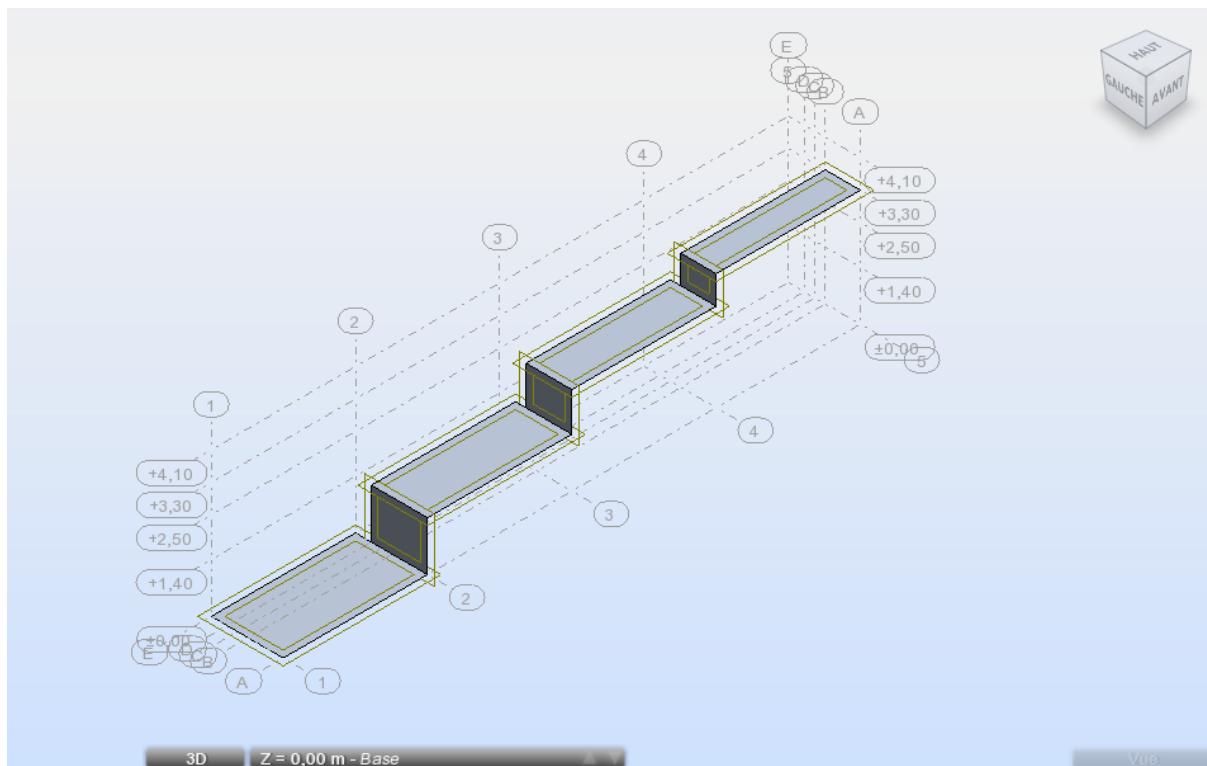


Figure 41: Modélisation du radier

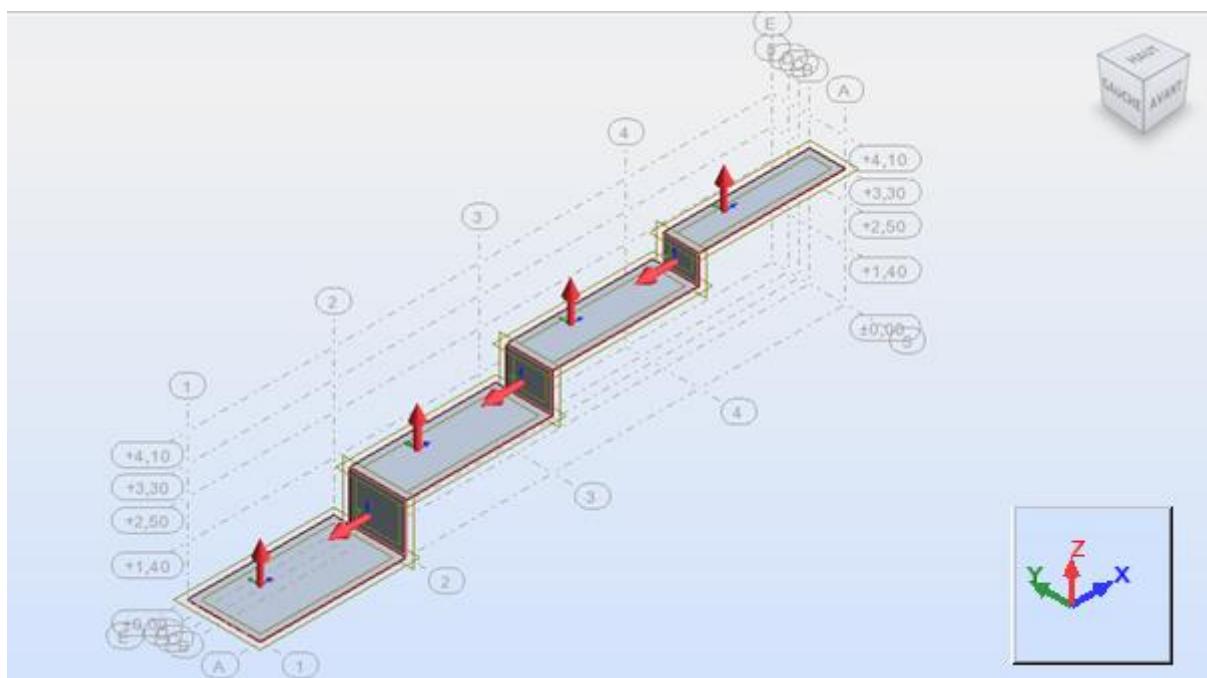


Figure 42: Le radier avec les repères locaux

	Cas	Type de charge	Liste								
1:Poids propre	poids propre	15A21	Partie de la st	-Z	Coe=3,75	MEMO :					
2:PP MM	(EF) surfacique uniforme	21	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-17,60	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO :	
4:P TERRE	(EF) surfacique 3p	20	PX1=-6,88	PY1=0,0	PZ1=0,0	PX2=-6,88	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0
4:P TERRE	(EF) surfacique 3p	19	PX1=-9,46	PY1=0,0	PZ1=0,0	PX2=-9,46	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0
2:PP MM	(EF) surfacique uniforme	17	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-72,60	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO :	
2:PP MM	(EF) surfacique uniforme	16	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-55,00	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO :	
2:PP MM	(EF) surfacique uniforme	15	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-90,20	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO :	
4:P TERRE	(EF) surfacique 3p	18	PX1=0,0	PY1=0,0	PZ1=0,0	PX2=0,0	PY2=0,0	PZ2=0,0	PX3=0,0	PY3=0,0	PZ3=0,0
5:exploitation	(EF) surfacique uniforme	21	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50	global	non projetés	absolues	Limitations	MEMO :	
*											

Figure 43: Définition des Charges

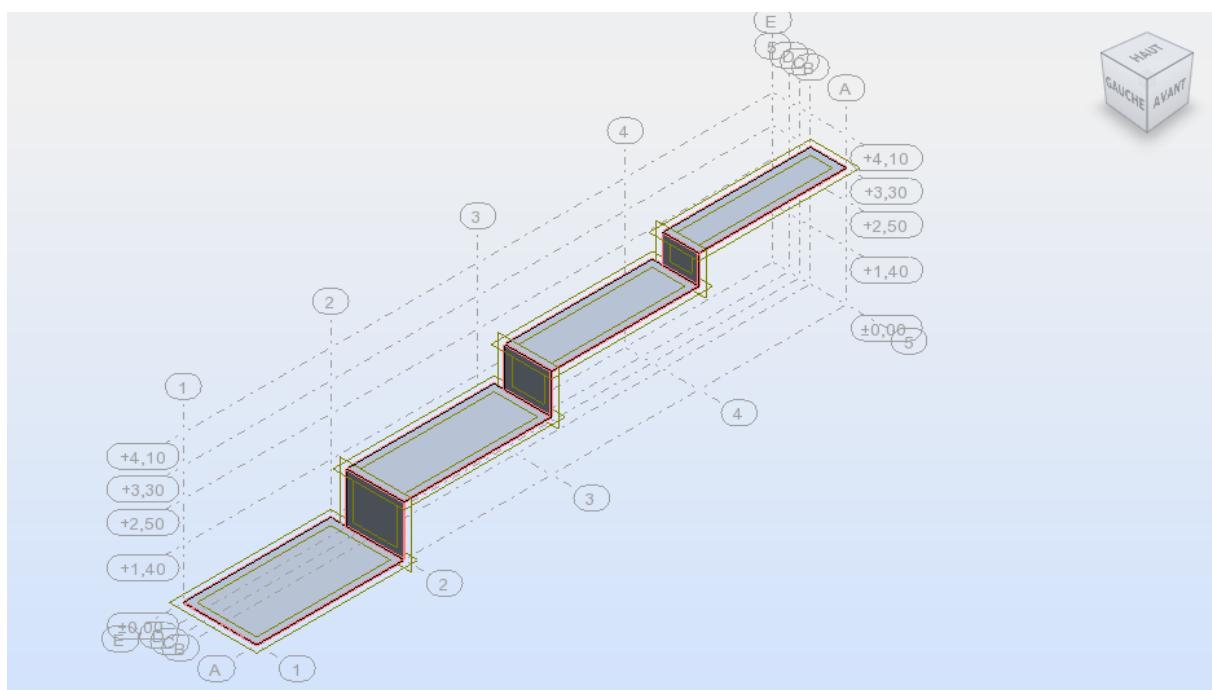


Figure 44: Poids Propre du Radier

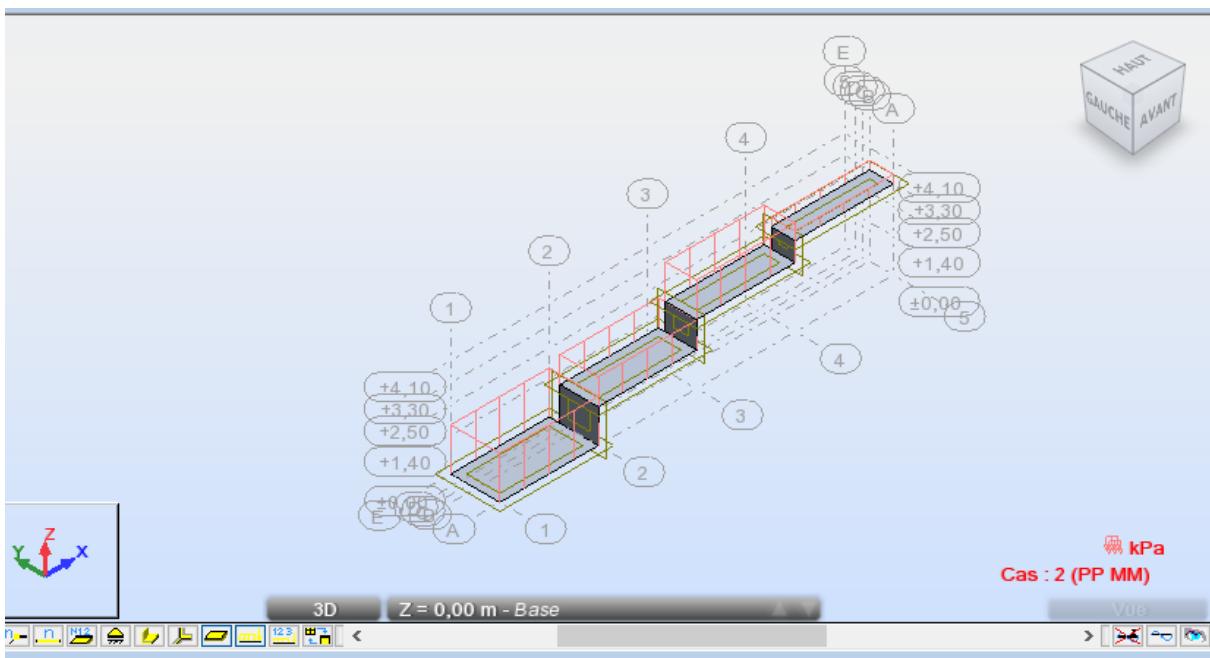


Figure 45: Poids Propre de la Maçonnerie

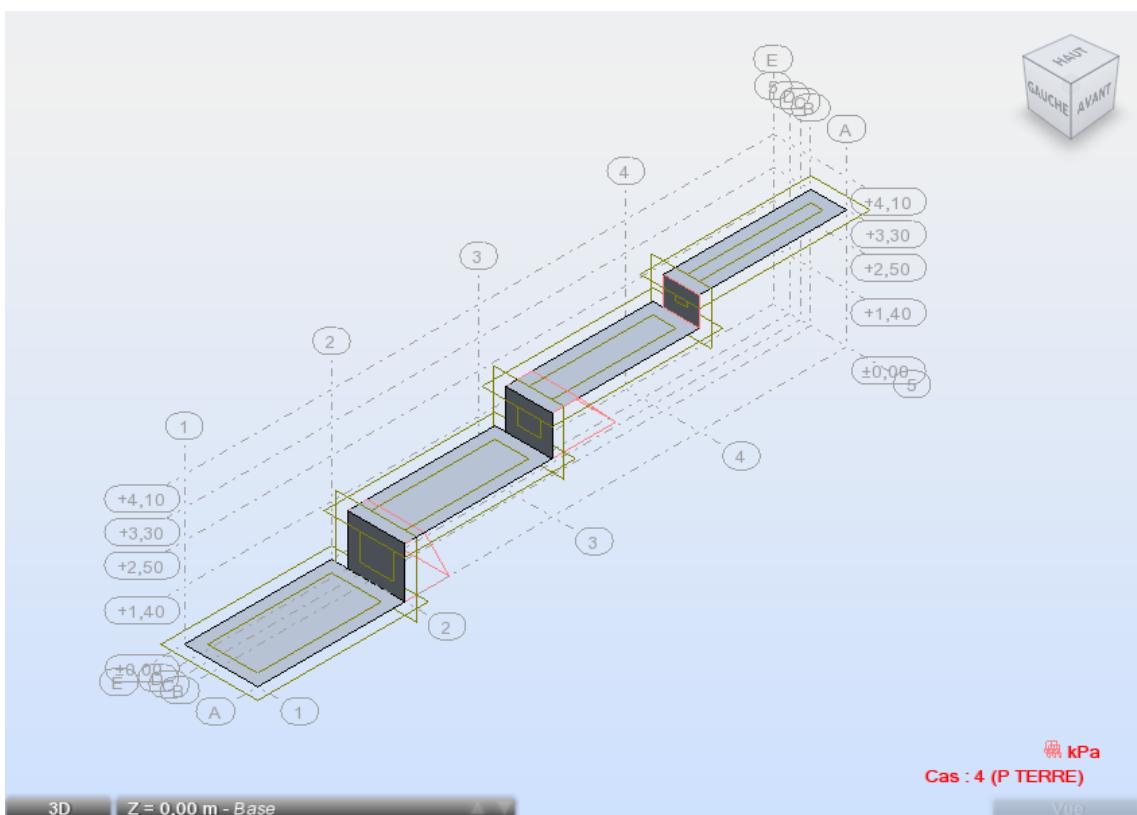


Figure 46: Poussée des terres

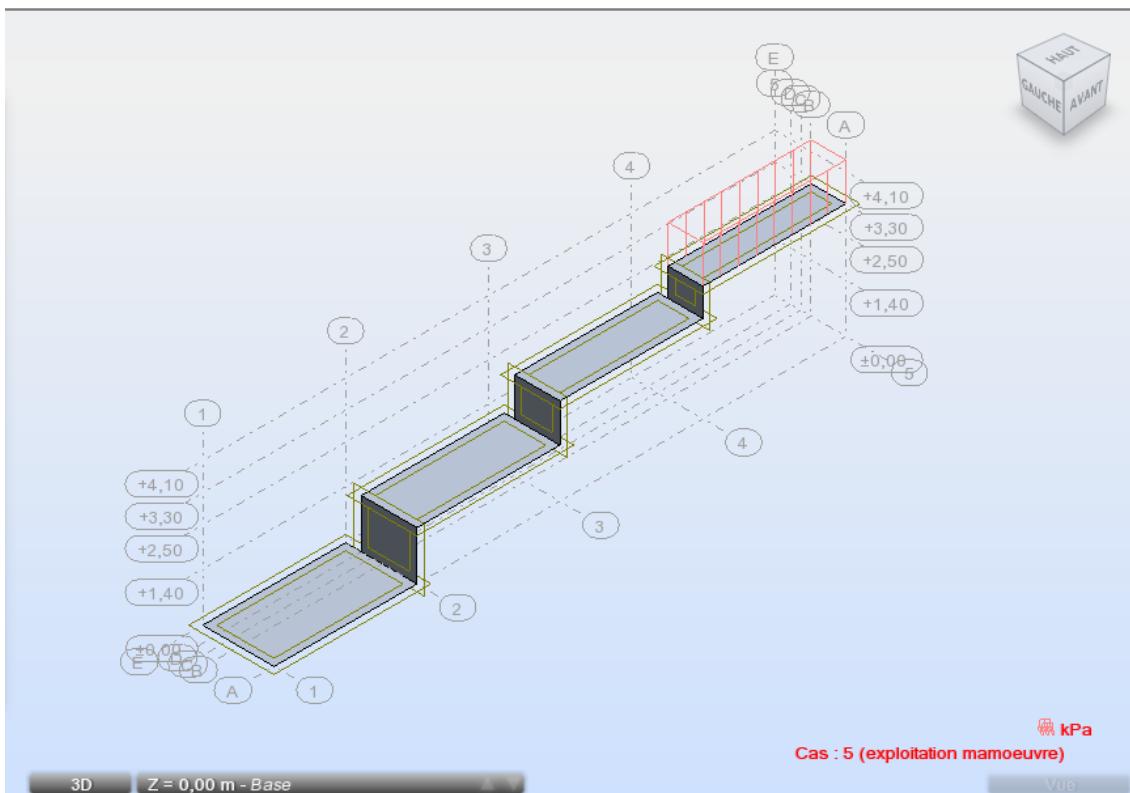


Figure 47: Surcharge d'Exploitation (Poids Propre d'un manœuvre)

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type la	Nature du cas	Définition
6 (C)	ELU 1	Combinaison lin	ELU		$(1+2+3+4)*1.35+5*1.50$
7 (C)	ELS 1	Combinaison lin	ELS		$(1+2+3+4+5)*1.00$

Figure 48: Tableau de combinaison

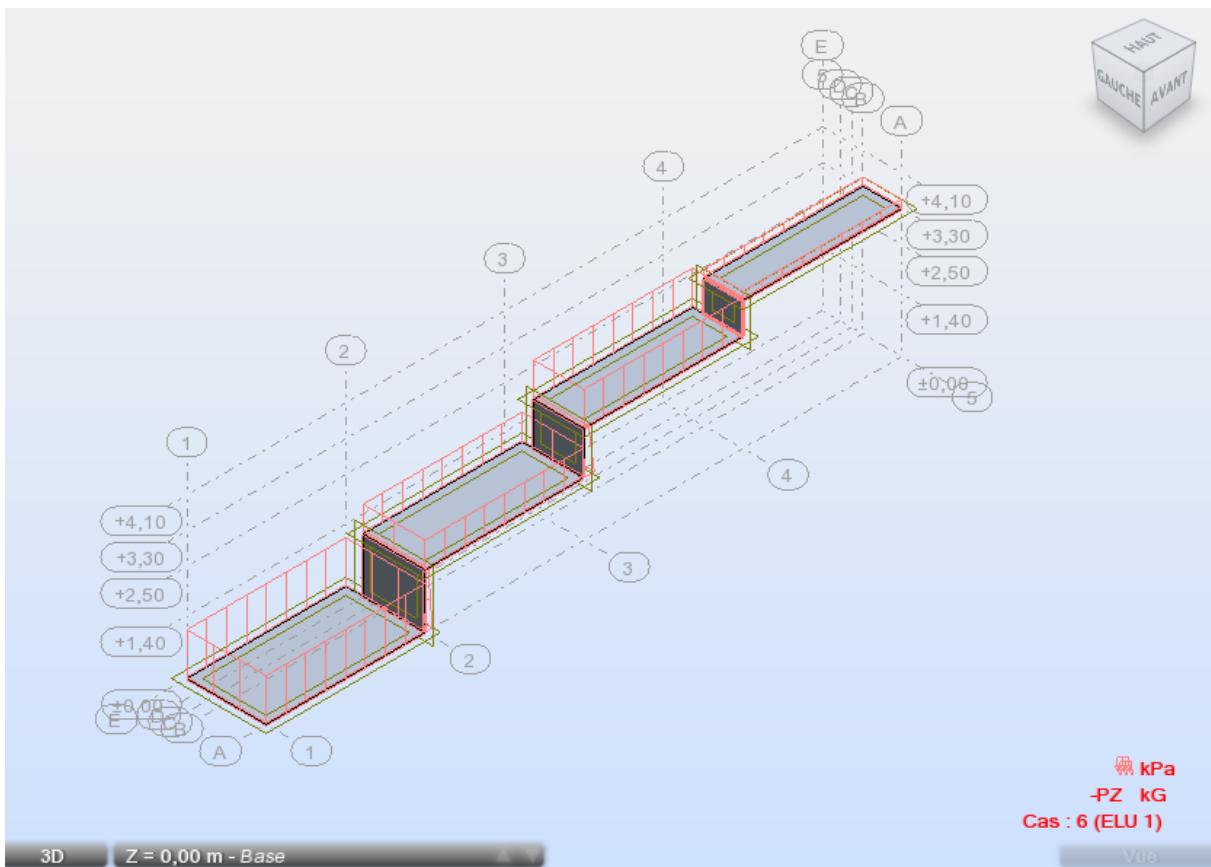


Figure 49: Combinaison a l'ELU

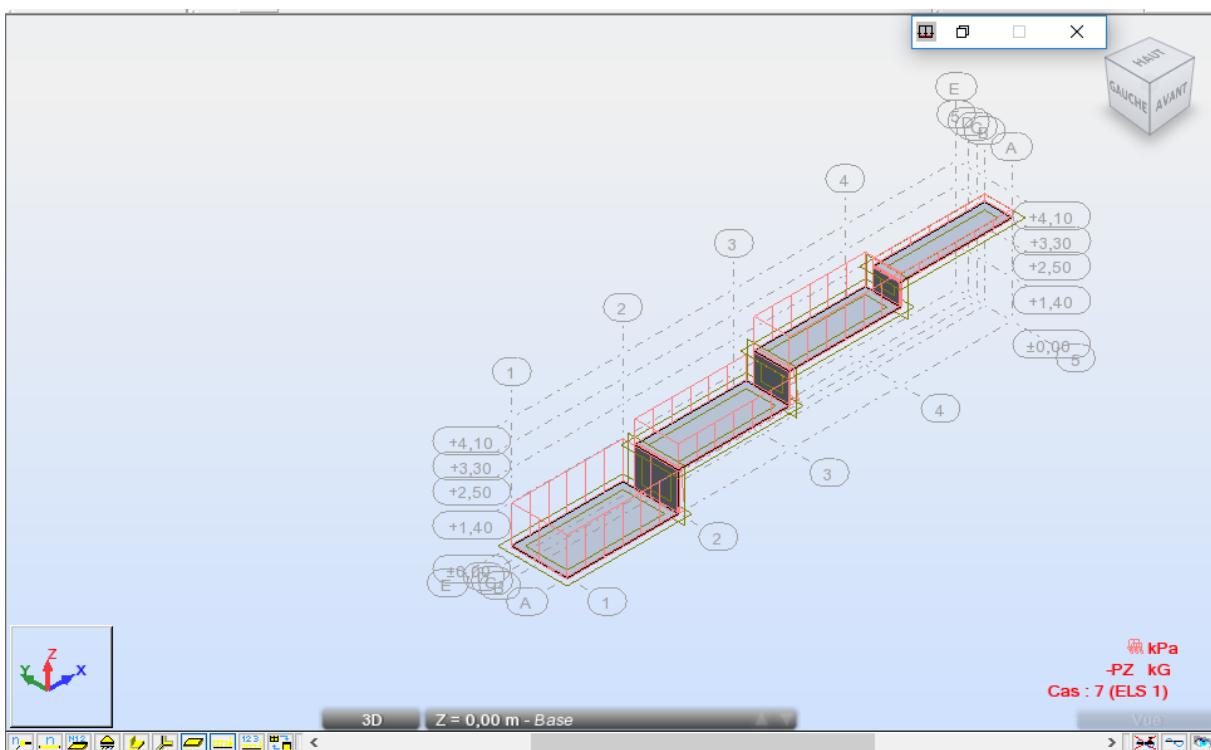


Figure 50: Combinaison a l'ELS

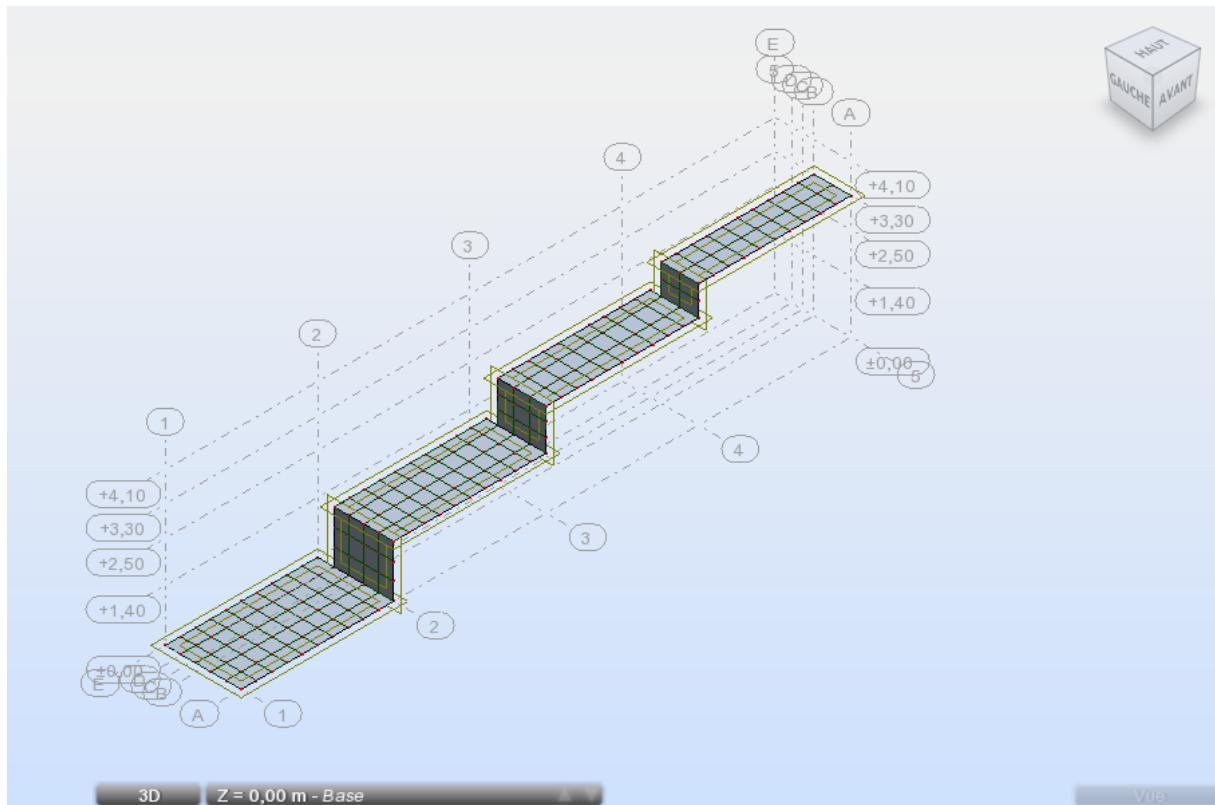


Figure 51: Maillage des éléments finis

Et on obtient le résultat type suivant (Moment fléchissant suivant la longitudinale).

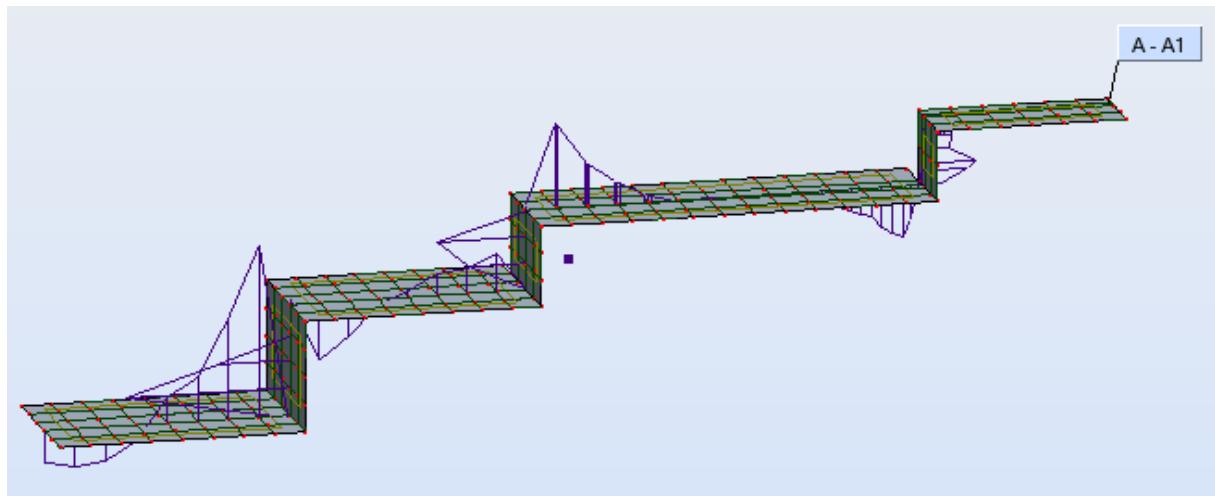


Figure 52: Moment fléchissant



Figure 53: Armatures minimales

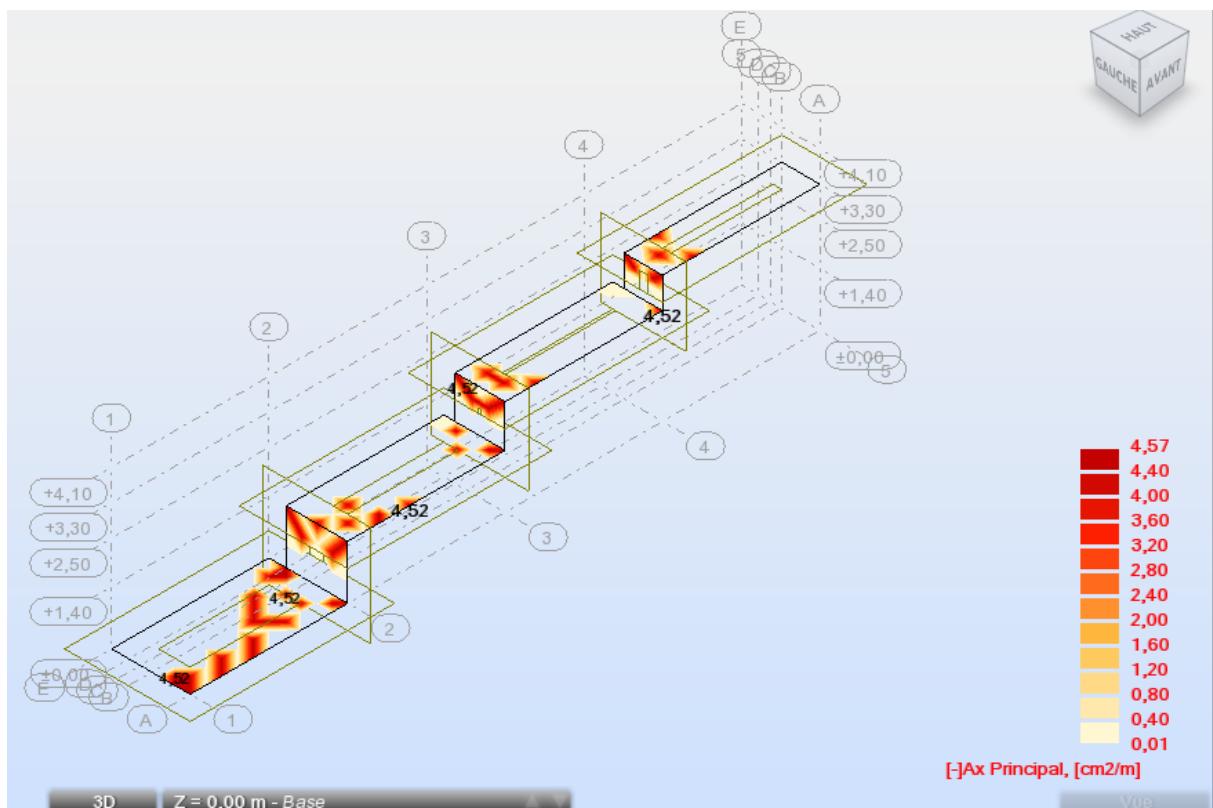


Figure 54: Armatures théoriques

On a une armature de $4,52 \text{ cm}^2$. Et on prendra une section de **5,65 cm²** pour **5HA12**, espacées donc de **20 cm**.

V.2 Pont canal

Le pont canal est un ouvrage conçu afin de recevoir les débits provenant des bassins versants ainsi que des eaux de ruissellement sur site.

Cette partie montre un exemple de calcul des armatures du radier du pont canal et du coursier rapide.



Figure 55: Photo du radier du pont canal

Nous allons traiter dans cette étude un radier de dimension $1,00 \times 1,45 \text{ m}$ et un coursier rapide de 6 m de longueur et de dimension $1,00 \times 1,25 \text{ m}$.

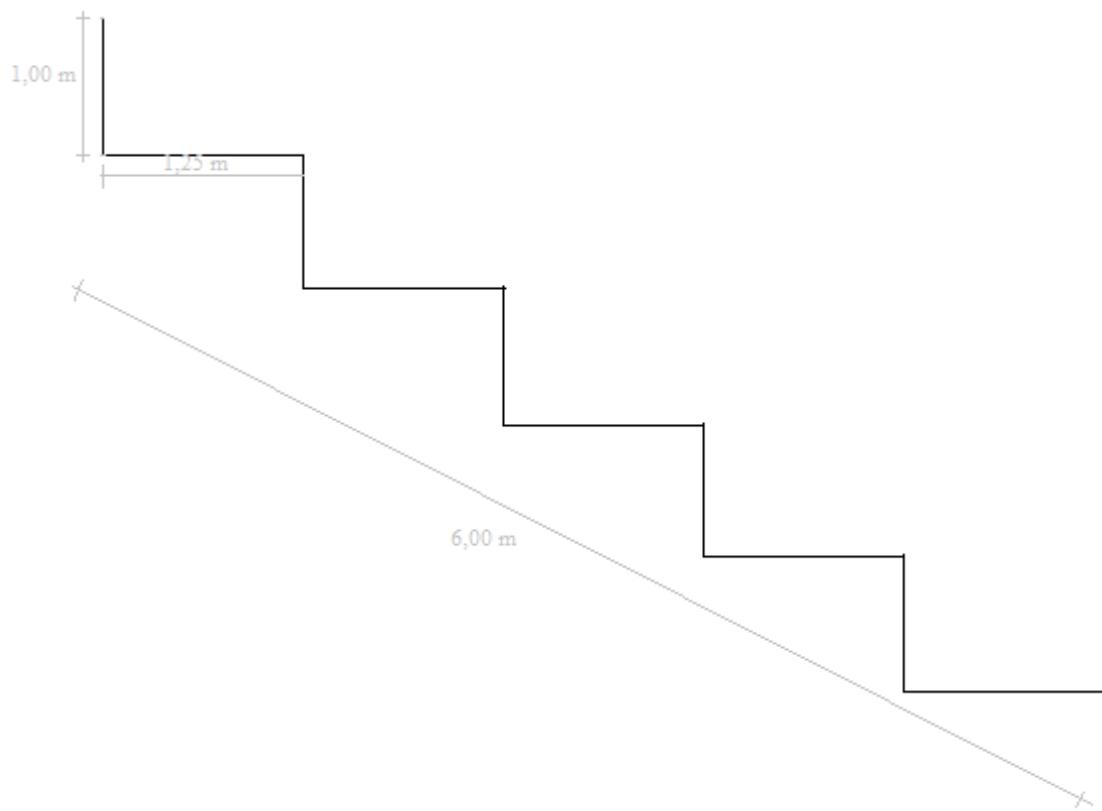


Figure 56: Modélisation du coursier rapide

Les démarches de calcul se feront comme celles d'une dalle soumise au flexion simple, établies précédemment.

Les résultats seront alors donnés sous forme de tableau

Tableau 41: Données

Dimensions	Radier Pont canal	Radier Coursier Rapide
l (m)	1,45	1,25
e (m)	0,10	0,10
$\omega (m^2)$	0,85	0,85
$V (m^3)$	0,18125	0,15625
d (m)	0,09	0,09
Zb (m)	0,090	0,090
$\alpha (°)$	0,00094	0,00079

Tableau 42: Charges agissantes sur chaque ouvrage (kN)

Ouvrages	Charges Permanentes (G)	Valeur	Surcharge d'exploitation (Q)	Valeur
Radier	Poids propre	4,531	Capacité d'eau	12,325
Coursier Rapide	Poids Propre	3,906	Capacité d'eau	10,625

Tableau 43: Moments dus aux charges agissantes sur chaque élément (kN.m)

Ouvrages	M_G	M_Q
Radier	0,0011	0,0044
Coursier Rapide	0,0007	0,0033

Tableau 44: Combinaison d'action des Moments dus aux charges agissantes sur chaque ouvrage (MN.m)

Ouvrages	ELU	ELS
Radier	0,0083	0,0056
Coursier Rapide	0,0060	0,0040

Tableau 45: Valeur de u_{bu}

Ouvrages	Valeur
Radier	0,0007
Coursier Rapide	0,0006

Pour tous les éléments $u_{bu} < u_{lu} = 0,392$ alors on a une S.S.A

Les armatures se calculeront par les formules suivantes :

- Armature à l'ELU

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}}$$

- Armature minimale

Par la condition de non fragilité,

$$A_{min} = \max\left(\frac{B}{1000}; 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

- Armature théorique
- Si $A_u \geq A_{min}$: alors $A = A_u$
- Si $A_u \leq A_{min}$: alors $A = A_{min}$

Tableau 46: Section des armatures longitudinales (cm^2)

Ouvrages	Au	Amin	A théorique
Radier	2,66	1,58	2,66
Coursier Rapide	1,92	1,36	1,92

Pour la vérification à l'ELS, les coefficients permettant de trouver les armatures sont données dans le tableau suivant :

Tableau 47: Valeurs des coefficients pour la détermination de la contrainte

Ouvrages	μ_1	β_1	k	σ_{bc} (MPa)
Radier	0,0023	0,920	0,021	4,48
Coursier Rapide	0,0019	0,925	0,020	4,05

Pour tous les éléments, $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ alors on a une S.S.A

La section des armatures à l'ELS se calcule par la formule ci-dessous :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_S}$$

Ainsi, les valeurs sont données dans le tableau suivant

Tableau 48: Section des armatures longitudinales à l'ELS (cm^2)

Armatures	Radier	Coursier
A_{ser}	3,20	2,30

La section à prendre est la plus favorable : $\max(A_{ELU}; A_{ELS})$, donnée dans le tableau suivant :

Tableau 49: Section des armatures longitudinales réelles (cm^2)

Ouvrages	A à prendre	A réelle	Dénomination	Espacement (cm)
Radier	3,20	3,92	5 HA 10	33,50
Coursier Rapide	2,30	3,92	5 HA 10	28,50

Pour les armatures transversales,

➤ Diamètre :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3}$$

Avec : ϕ_l est le diamètre maximal de l'armature longitudinale ; $\phi_l = 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$

$$\phi_t = \frac{12}{3} = 4$$

Nous allons prendre le cas le plus défavorable, $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Section :

$$A_t = \frac{A}{4}$$

La section des armatures transversales est donnée dans le tableau suivant

Tableau 50: Section des armatures transversales (cm^2)

Ouvrages	Par calcul (cm^2)	Réelle (cm^2)	Nomenclature	Espacement (cm)
Pont canal	0,80	2,01	4 HA 8	30,27
Coursier Rapide	0,57	1,508	6 HA 6	18,08

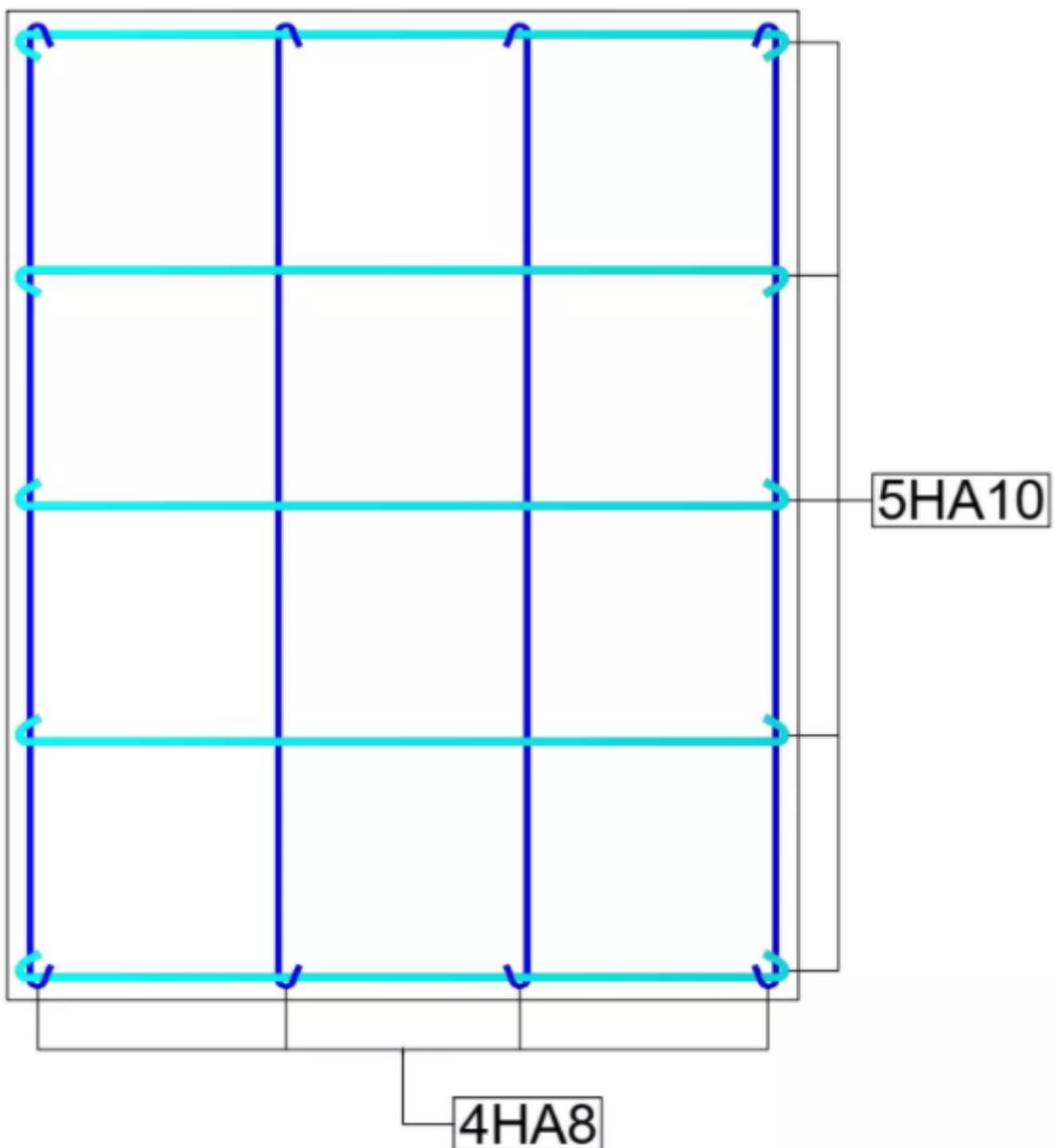


Figure 57: Vue en plan de 1m des armatures du Radier du pont canal

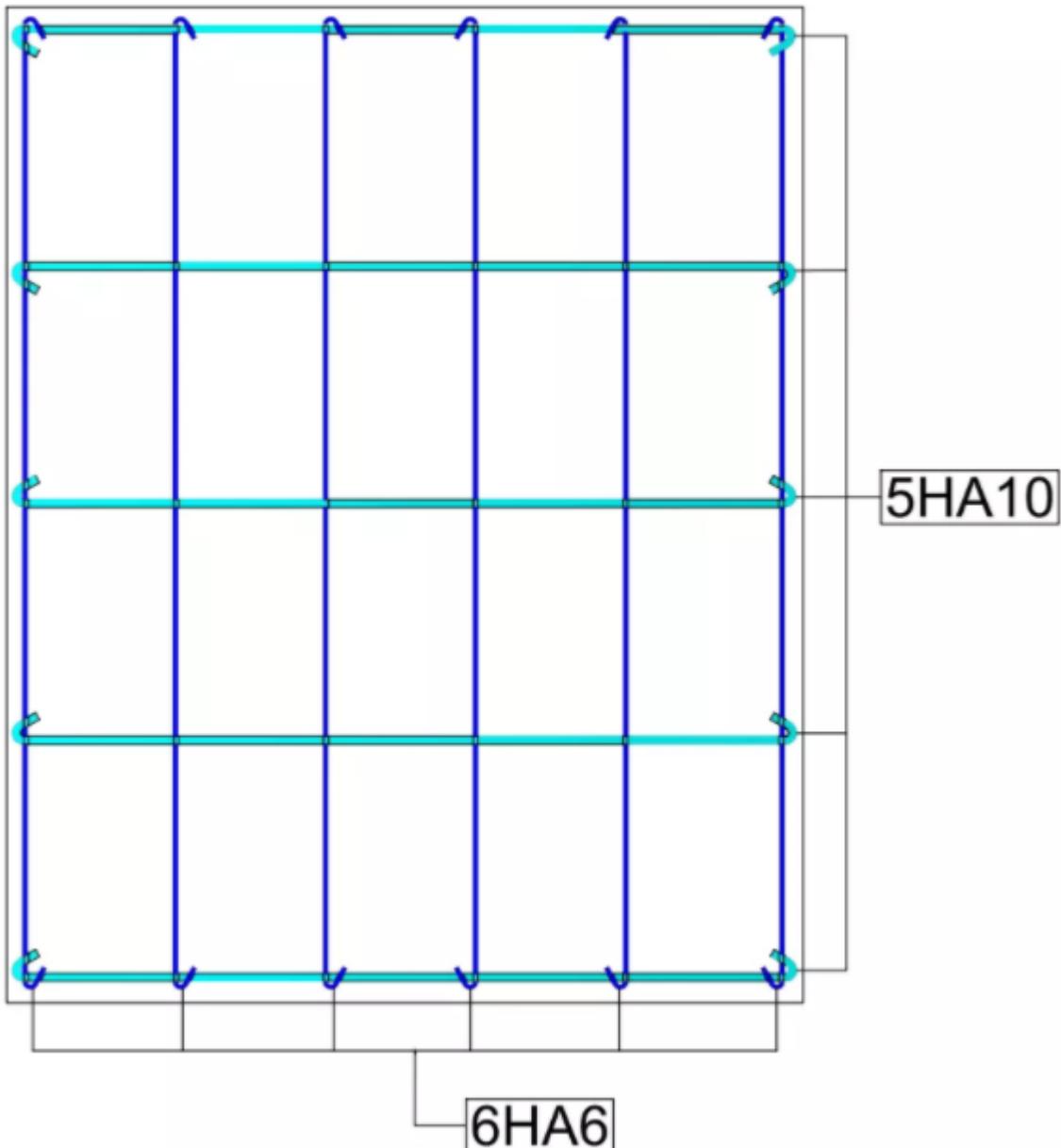


Figure 58: Vue en plan de 1m des armatures du Coursier Rapide

V.3 Bassin de décantation

Le bassin de décantation est un ouvrage conçu afin de recevoir les eaux accompagnées des débris provenant du canal d'améné.

Cette partie montre un exemple de calcul des armatures du radier du bassin de décantation.

Nous allons traiter dans cette étude un radier de dimension 27,00×4,50

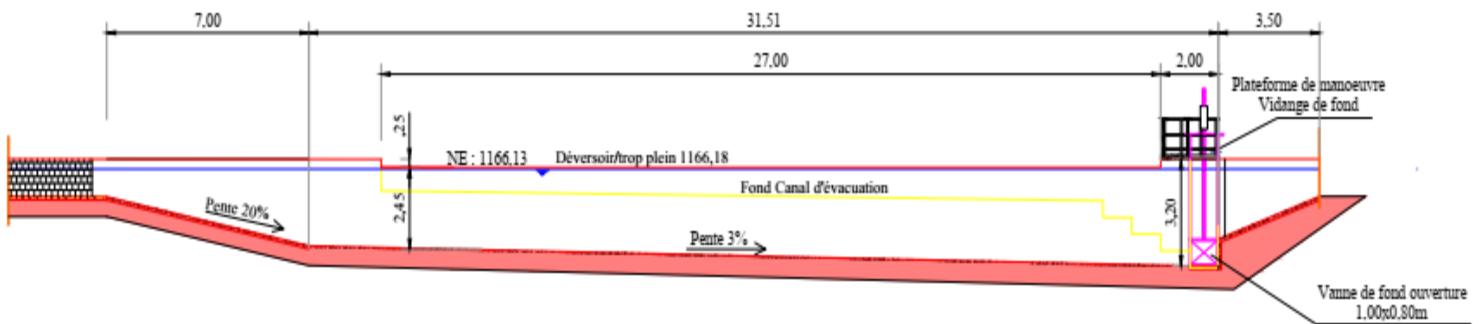


Figure 59: Coupe longitudinale du Bassin de Décantation

Les démarches de calcul se feront comme celles d'une dalle soumise au flexion simple, tout à fait comme celles précédemment.

Les résultats seront alors donnés sous forme de tableau

Tableau 51: Données

Dimensions	Radier	Unité
b_0	1,00	m
e	0,10	m
d	0,09	m
Zb	0,086	m
α	0,10288	-

Tableau 52: Charges agissantes sur chaque ouvrage (kN)

Ouvrages	Charges Permanentes (G)	Valeur	Surcharge d'exploitation (Q)	Valeur
Radier	Poids Propre	2,5	PP eau	22,5

Tableau 53: Moments dus aux charges agissantes sur chaque élément (kN.m)

Ouvrages	M_G	M_Q
Radier	0,263	25,31

Tableau 54: Combinaison d'action des Moments dus aux charges agissantes sur chaque ouvrage
(MN.m)

Ouvrages	ELU	ELS
Radier	0,0465	0,0316

Tableau 55: Valeur de u_{bu}

Ouvrages	Valeur
Radier	0,0789

Pour tous les éléments $u_{bu} < u_{lu} = 0,392$ alors on a une S.S.A

Les armatures se calculeront par les formules suivantes :

- Armature a l'ELU

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}}$$

- Armature minimale

Par la condition de non fragilité,

$$A_{min} = \max\left(\frac{B}{1000}; 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

- Armature théorique
- Si $A_u \geq A_{min}$: alors $A = A_u$
- Si $A_u \leq A_{min}$: alors $A = A_{min}$

Tableau 56: Section des armatures longitudinales (cm^2)

Ouvrages	Au	Amin	A théorique
Radier	15,50	4,89	15,50

Pour la vérification a l'ELS, les coefficients permettant de trouver les armatures sont données dans le tableau suivant :

Tableau 57: Coefficient pour la détermination de la contrainte

Ouvrages	μ_1	β_1	k	σ_{bc} (MPa)
Radier	0,0041	0,898	0,029	6,19

Pour tous les éléments, $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ alors on a une S.S.A

La section des armatures à l'ELS se calcule par la formule ci-dessous :

$$A_{Ser} = \frac{M_{Ser}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_S}$$

Ainsi, les valeurs sont données dans le tableau suivant

 Tableau 58: Section des armatures longitudinales à l'ELS (cm^2)

Armatures	Radier
A_{Ser}	18,351

La section à prendre est la plus favorable : $\max (A_{ELU}; A_{ELS})$, donnée dans le tableau suivant :

 Tableau 59: Section des armatures longitudinales réelles (cm^2)

Ouvrages	A à prendre	A réelle	Dénomination	Espacement
Radier	18,35	20,11	10 HA 16	47,56

Pour les armatures transversales,

➤ Diamètre :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3}$$

Avec : ϕ_l est le diamètre maximal de l'armature longitudinale ; $\phi_l = 12 \text{ mm} = 1,2 \text{ cm}$

$$\phi_t = \frac{12}{3} = 4$$

Nous allons prendre le cas le plus défavorable, $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Section :

$$A_t = \frac{A}{4}$$

La section des armatures transversales est donnée dans le tableau suivant

Tableau 60: Section des armatures transversales (cm^2)

Ouvrages	Par calcul (cm^2)	Réelle (cm^2)	Nomenclature	Espacement (cm)
Radier	4,59	5,49	7 HA 10	14,50

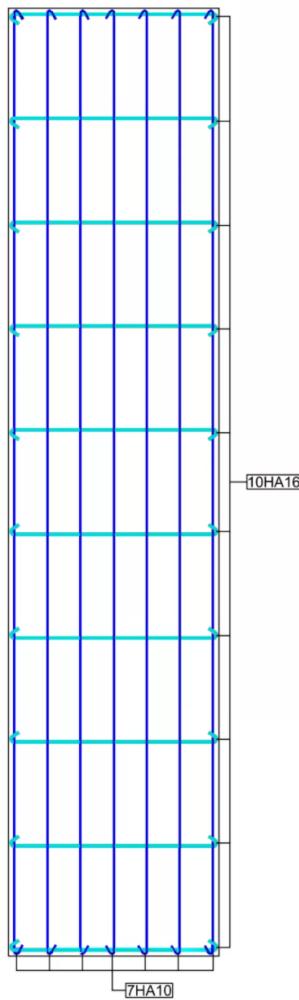


Figure 60: Vue en plan des armatures du Radier du Bassin de Décantation

V.4 Plateforme de manœuvre du dessableur

A la sortie du bassin de décantation se situe un ouvrage recevant l'eau venant de ce premier. Il filtrera le sable de cette eau avant de l'envoyer à la rivière ou dans la chambre de mise en charge. C'est pourquoi, on le nomme dessableur.

Au-dessus de ce dessableur se placera une plateforme permettant au gardien de vanne de lever et de fermer la vanne au moment voulu.

Dans cette partie, nous allons étudier une plateforme comme une poutre-dalle de dimension :

$$L = 5,45 \text{ m}$$

$$l = 1,00 \text{ m}$$

$$e = 0,10 \text{ m}$$



Figure 61: Plateforme du dessableur

A- Données

- ✓ $L = 5,45 \text{ m}$
- ✓ $e = 0,10 \text{ m}$
- ✓ $d = 0,9 \text{ m}$
- ✓ $l = 1,00 \text{ m}$

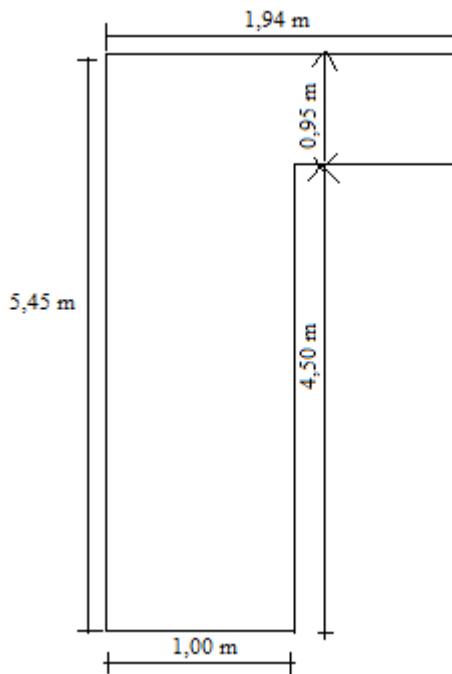


Figure 62: Modélisation de la Plateforme de manœuvre

B- Calcul des charges

❖ Charges permanentes g

Les charges permanentes agissant sur la plateforme sont :

- Le poids propre de la plateforme

$$pp_{pf} = \gamma_b \times e_{pf} \times l$$

$$pp_{pf} = 2,50 \text{ kN/m}$$

- Le poids propre du garde-corps est de $6,8 \text{ kg/m}^2$, soit $0,0816 \text{ kN/m}$ pour une hauteur de 1,2 m.

On obtient alors : $g = pp_{pf} + pp_{gc}$

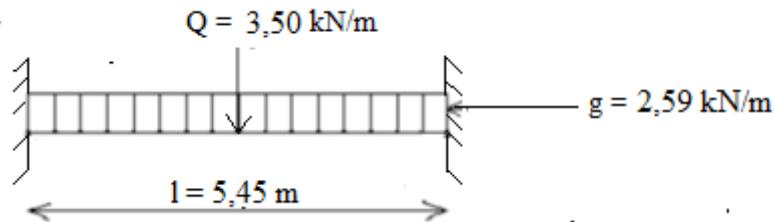
$$g = 2,59 \text{ kN/m}$$

❖ Surcharges d'exploitation Q

Une seule charge est considérée comme surcharge sur la plateforme :

- La charge d'entretien de la vanne qui est de $3,50 \text{ kN/m}^3$, soit $3,50 \text{ kN/m}$

 Modélisation des charges appliquées sur la plateforme



C- Combinaison d'action :

On distingue deux types de combinaison d'action :

- Combinaison à l'État Limite Ultime ELU : détermination de la résistance à la ruine, pour dimensionnement de l'ouvrage.
- Combinaison à l'État Limite de Service ELS : vérification de la contrainte, pour déterminer la durabilité de l'ouvrage.

1) A l'ELU

$$P_{ELU} = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_{ELU} = 8,74 \text{ kN/m}$$

2) A l'ELS

$$P_{ser} = G + Q$$

$$P_{ser} = 6,09 \text{ kN/m}$$

D- Calcul des sollicitations

5) Hypothèse de calcul

La dalle est sollicitée en flexion simple. L'ensemble des forces extérieures se réduit donc au centre de gravité G d'une section droite, en :

- Moment fléchissant max à mi travée
 - Moment fléchissant aux appuis
- 6) Sollicitations dues charges permanentes G
-  Moment fléchissant max M_{Gmax}

$$M_{Gmax} = \frac{1}{24} PL^2$$

✚ Moment fléchissant à l'appui A

$$M_{app} = -\frac{1}{12}PL^2$$

D'où

➤ A l'ELU

$$M_{Gmax} = 0,0108 \text{ MN.m}$$

$$M_{uapp} = -0,0216 \text{ MN.m}$$

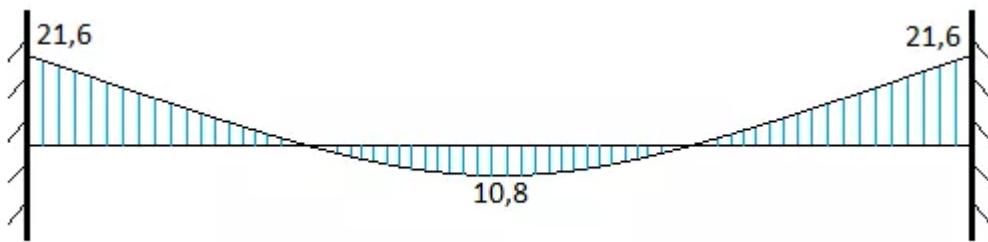


Figure 63: Diagramme des moments à l'ELU (KN.m)

➤ A l'ELS

$$M_{Gmax} = 7,53 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{app} = -15 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

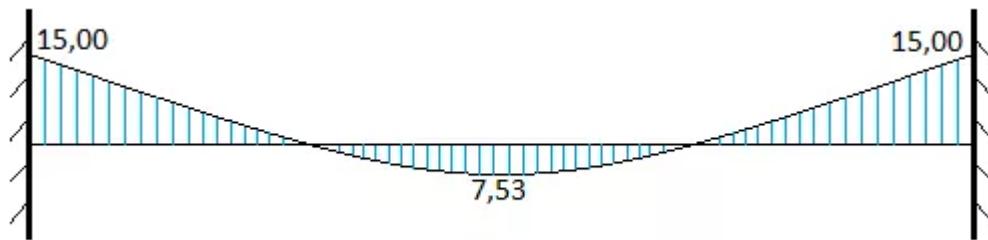


Figure 64: Diagramme des moments à l'ELS (MN.m)

E- Etude des armatures de la dalle :

3) Détermination de la section des armatures à l'ELU :

On considère que la fissuration est préjudiciable (F.P) donc on a :

$$b_0 = 1,0 \text{ m} \text{ et } h = 0,10 \text{ m}$$

e) Calcul du moment ultime μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec $d = 0,9 * h = 0,9 * 0,10 = 0,09 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = 0,094$$

f) Comparaison de μ_{bu} à μ_{lu} :

- Si $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$: on a une section simplement armée (S.S.A)
- Si $\mu_{bu} \geq \mu_{lu}$: on a une section doublement armée (S.D.A)

Comparons cette valeur à celle du moment réduit limite.

Tableau 61: Valeur du moment réduit limite μ_{lu}

Nuance MPa	Moment réduit limite μ_{lu}	
	Combinaison durable	Combinaison accidentelle
Fe E 215	0,429	0,422
Fe E 235	0,425	0,418
Fe E 400	0,392	0,379
Fe E 500	0,372	0,358

Source : cours de Béton Armée 2^{eme} année.

On a un acier de Nuance Fe E 400 et une combinaison durable, $\mu_{lu} = 0,392$

Dans notre cas, on a : $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$ alors on a une section simplement armée (S.S.A)

g) Calcul de la section d'armature A_u :

$$A_u = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}}$$

Avec : $z_b = d(1 - 0,4\alpha)$ et $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}})$

$$\alpha = 0,123$$

$$z_b = 0,085$$

D'où :

$$A_u = 3,65 \text{ cm}^2$$

h) Vérification de la condition de non fragilité

La section des armatures A_u doit être supérieure à celle de la section minimale A_{min} .

$$A_u \geq A_{min} = \max\left(\frac{B}{1000}; 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

- Si $A_u \geq A_{min}$: alors $A = A_u$
- Si $A_u \leq A_{min}$: alors $A = A_{min}$

On obtient alors :

$$A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2$$

On a : $A_u \geq A_{min}$: alors la section de l'armature à l'ELU est $A = A_{ELU} = 3,65 \text{ cm}^2$

4) Vérification à l'ELS :

On a :

$$\bar{\sigma}_S = 213,33 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; M_{ser} = 0,015 \text{ MN.m}$$

a) Détermination de μ_1 :

$$\mu_1 = \frac{M_{Ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_S}$$

$$\mu_1 = 0,0089$$

On en déduit la valeur de β_1 et de k selon l'annexe

$$\beta_1 = 0,950$$

$$k_t = 0,005$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \bar{\sigma}_S$$

$$\sigma_{bc} = 1,06 \text{ MPa}$$

On a : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: alors on a une section simplement armée (S.S.A)

b) Section d'armature :

$$A_{Ser} = \frac{M_{Ser}}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_S}$$

$$A_{Ser} = 8,44 \text{ cm}^2$$

La section à prendre est la plus favorable : $\max(A_{ELU}; A_{ELS})$

Le résultat est donné dans le tableau suivant

Tableau 62: Section des armatures longitudinales de la Plateforme

Armatures	Par calcul (cm^2)	Réelle (cm^2)	Nomenclature
Longitudinales	8,44	9,05	8 HA 12

c) Espacement des armatures longitudinales t :

$$2c + (\phi \times nb) + (nb - 1)t = l$$

Avec :

c : Enrobage ; $c = 0,03 m = 3 cm$

t : Espacement

\emptyset : Diamètre des armatures ; $\emptyset = 12 mm = 1,2 cm$

$$2 \times 3 + (1,2 \times 8) + 7t = 100$$

$$t = 12,05 cm$$

d) Armatures transversales A_t

➤ Diamètre :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3}$$

Avec : ϕ_l est le diamètre maximal de l'armature longitudinale ; $\phi_l = 12 mm = 1,2 cm$

$$\phi_t = \frac{12}{3} = 4$$

Nous allons prendre le cas le plus défavorable, $\phi_t = 8 mm$

➤ Section :

$$A_t = \frac{A}{4}$$

La section des armatures transversales est donnée dans le tableau suivant

Tableau 63: Section des armatures transversales de la Plateforme

Armatures	Par calcul (cm^2)	Réelle (cm^2)	Nomenclature
Transversales	2,11	2,513	5 HA 8

➤ Espacement des armatures transversales :

$$2c + (\phi \times nb) + (nb - 1)t = l$$

Avec :

c : Enrobage ; $c = 0,03 m = 3 cm$

t : Espacement

\emptyset : Diamètre des armatures ; $\emptyset = 8 mm = 0,8 cm$

$$2 \times 3 + (0,8 \times 5) + 4t = 100$$

$$t = 22,50 cm$$

F- Récapitulation des résultats de dimensionnement de la dalle :

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats du dimensionnement de la dalle de plateforme de dimension $1,00 \times 1,00 m$ avec les espacements des armatures pour la disposition constructive.

Tableau 64: Résultats des ferraillages de la Plateforme

Armatures	Diamètre (mm)	Nombre des nappes	Dénomination	Enrobage (cm)	Espacement (cm)
Longitudinales	12	8ml	8 HA 12/ml	3	12,05
Transversales	8	5	5 HA 8	3	22,50

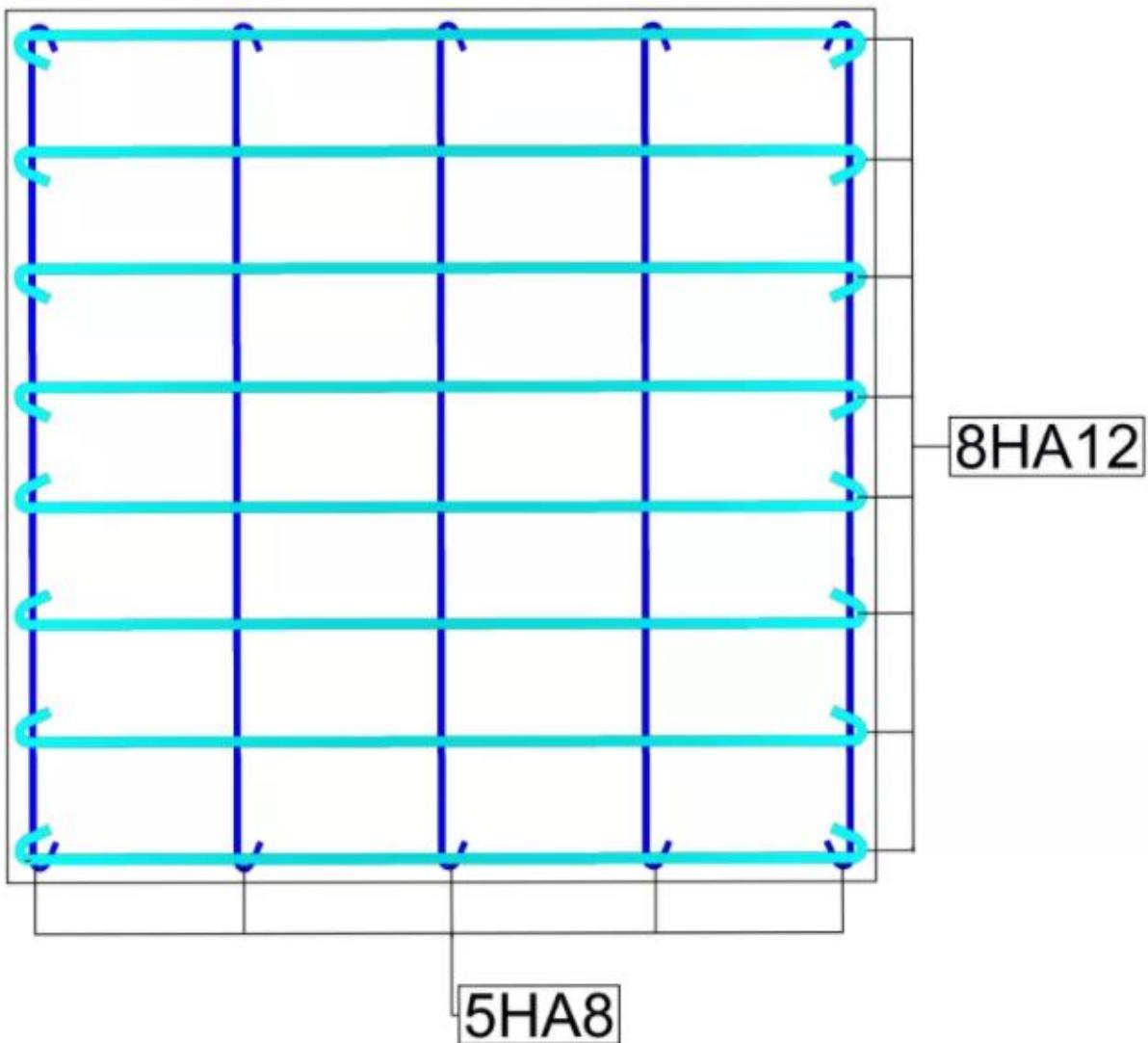


Figure 65: Vue en plan de 1m des armatures de la plateforme

V.5 Dalot double cadre de la piste

Ayant trouvé les dimensions des dalots pour assurer une bonne évacuation, maintenant, il est nécessaire de garantir la stabilité de cet ouvrage selon les efforts qui sollicitent le système. Plusieurs domaines vont intervenir comme le Calcul de Structure (CDS), et le Béton Armée aux États Limites (BAEL).

Selon le débit à évacuer, les dalots peuvent être à ouverture simple ou multiple. Pour notre projet, l'étude se portera sur un dalot-cadre à doubles ouvertures de 2 (1,00 m * 1,00 m) qui se trouve au PK 0+500 de la nouvelle piste.

V.5.1 Prédimensionnement

L'épaisseur des parois peut être déterminée par la formule :

$$e = e_0 * \sqrt{1 + \frac{h_r l^2}{2000 e_0}}$$

e_0 : épaisseur de l'élément pour un ouvrage sans remblai sur la dalle supérieure telle que :

$$e_0 = \frac{l}{40} + 0.10$$

l : ouverture des ouvrages = 2,00 m

h_r : hauteur du remblai au-dessus de l'ouvrage : $h_r = 0.60\text{ m}$;

e : épaisseur des éléments (tablier, piédroit et radier) ;

$$e_0 = 0,15$$

D'après le calcul, on a $e = 0.15\text{ m}$, mais pour mesure de sécurité, il faut le majorer. D'où l'épaisseur du dalot à prendre sera $e = 0.20\text{ m}$.

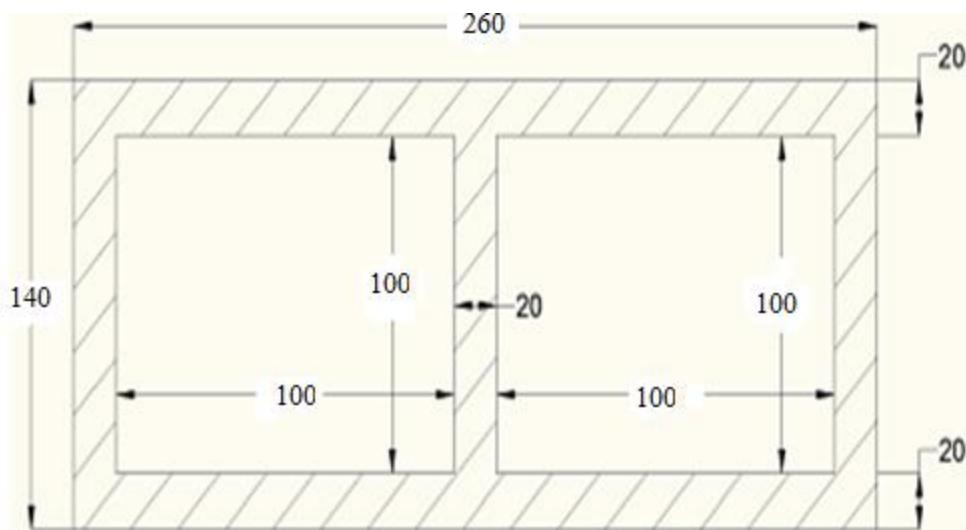


Figure 66: Coupe du dalot cadre double

❖ Hypothèses de base

a) Règlementations et instruction

Les calculs de ferraillage seront menés suivant les règles techniques de conception, tandis que, le calcul des ouvrages et construction en béton armé suivent la méthode des états limites dite règles BEAL 91 modifiés 99. Les ouvrages seront calculés par rapport aux systèmes de charge B (B_c et B_t) décrits par le fascicule 61 Titres II.

b) Bétons

- ✓ Dosage : 350 kg/m^3 ;
- ✓ Ciment : CEM I 42.5 MPa ;
- ✓ Résistance :
 - À la compression : $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$;
 - À la traction : $f_{t_{28}} = 0.6 * 0.06 * f_{c_{28}} = 2.1 \text{ MPa}$;
- ✓ Résistance de calcul du béton :

$$f_{bu} = 0.85 * \frac{f_{c_{28}}}{\theta * \gamma_b}$$

θ : coefficient qui tient compte de la dureté d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 0.85 & \text{si } t < 1h \\ 0.9 & \text{si } 1h < t < 24h \\ 1 & \text{si } t > 24h \end{cases}$$

γ_b : coefficient partiel de sécurité à appliquer sur le béton seul selon la combinaison d'actions

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{: combinaison fondamentale} \\ 1.15 & \text{: combinaison accidentelle} \end{cases}$$

Ainsi :

$$f_{bu} = 0.85 * \frac{f_{c_{28}}}{\theta * \gamma_b} = 0.85 * \frac{25}{1 * 1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

- ✓ Masse volumique du béton : $\rho_b = 2.5 \text{ T/m}^3$;
- ✓ Enrobage d'acier : $e = 3 \text{ cm}$ (*fissuration préjudiciable*) ;
- ✓ Contrainte limite du béton $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c_{28}} = 15 \text{ MPa}$.

c) Acier

- ✓ Acier à haute adhérence *Fe E 500* ;
- ✓ Limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$;
- ✓ Fissuration étant préjudiciable ; la contrainte de l'acier est :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left[0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{t_{28}}} \right] \right\}$$

η : coefficient de scellement

$$\eta = \begin{cases} 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ 1.3 \text{ HA avec } \phi < 6 \text{ mm} \\ 1.6 \text{ HA avec } \phi \geq 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc : $\bar{\sigma}_s = \min\{333.33 ; \max[250 ; 201.63]\} = 201.63 \text{ MPa} = 250 \text{ MPa}$

- ✓ Contrainte de traction ou de compression à ELU :

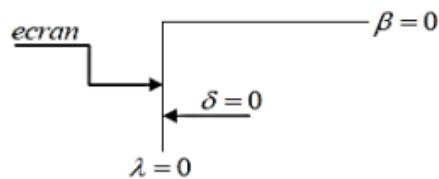
$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 : \text{combinaison fondamentale} \\ 1 : \text{combinaison accidentelle} \end{cases}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

- ✓ Angle de répartition des charges à travers le béton : $\theta_b = 45^\circ$.

d) Remblais

- ✓ Hauteur de remblai : $e_r = 0.60 \text{ m}$;
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$;
- ✓ Angle de surface libre du sol avec l'horizontal : $\beta = 0$;
- ✓ Obliquité de la contrainte de poussée : $\delta = 0$;
- ✓ Angle de la face de l'écran au contact du sol avec la verticale : $\lambda = 0$;
- ✓ Masse volumique : $\rho_r = 1.8 \text{ T/m}^3$;
- ✓ Coefficient de poussée active due au frottement : $K_{ay} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0.33$;



- ✓ Coefficient de poussée de sol au repos : $K_{aq} = \frac{K_{ay}}{\cos(\beta - \lambda)} = K_{ay} = 0.33$.

V.5.2 Évaluation des charges

a) Charges permanentes

Les charges permanentes à calculer sont les poids propres de la dalle, la poussée des terres et enfin la réaction du sol sur le radier.

- ❖ Charges appliquées sur le tablier :

- ☞ Poids propre du tablier : $g_t = \rho_b * e * 1 = 0,5 \text{ T/m}^2$
- ☞ Poids du remblai : $g_r = \rho_r * h_r = 1,08 \text{ T/m}^2$

La charge appliquée au tablier est donc : $g_1 = g_t + g_r = \mathbf{1,58 \text{ T/m}^2}$.

❖ Charges appliquées sur les piédroits extrêmes : Poussée des terres

La poussée de terre est déterminée par la formule :

$$g_2 = \rho_r * K_{ay} * r + g_r * K_{aq}$$

☞ Pour $r = 0$: $g_2(0) = g_r * K_{aq} = \mathbf{0,35 \text{ T/m}^2}$

☞ Pour $r = H$: $g_2(H) = \rho_r * K_{ay} * r + g_r * K_{aq}$

$$g_2(1.00) = \mathbf{1,18 \text{ T/m}^2}$$

❖ Contrainte de sol de fondation

☞ Poids des pieds droits :

$$g_{pd} = 3 * \rho_b * e * D * 1 = 1,50 \text{ T/m}^2$$

☞ Poids propre du radier : $g_{rad} = g_t = 0,50 \text{ T/m}^2$

La réaction du sol vis-à-vis des poids propres est donc :

$$R = g_1 + g_{rad} + g_{pd} = \mathbf{3,58 \text{ T/m}^2}$$

b) Surcharge d'exploitation

La surcharge des camions est la seule surcharge d'exploitation agissant le tablier

Les systèmes considérés sont le système B_c et B_t . La charge maximale provoquée par l'un de ces 2 systèmes sera la surcharge d'exploitation.

➤ Coefficient de majoration dynamique (CMD)

Les CMD est un coefficient qui tient compte des mouvements des véhicules. Il est défini par la relation :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 1.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{Q}}$$

Avec

L : Longueur du dalot : $L = 2,60 \text{ m}$;

G : Charge permanente totale : $\mathbf{G = 12,32 \text{ T}}$

Q : Surcharge maximale pouvant être inscrit sur le dalot.

Le cas le plus défavorable est que les 4 essieux arrière de 12 T de 2 camions de types B_{c30} alignés se trouvent sur le dalot, soit $\mathbf{Q = 48 T}$

D'où :

$$\delta = 1.09$$

➤ Diffusion des charges

On admet que la transmission des charges suit un angle de 30° dans le corps de remblai et 45° dans le béton.

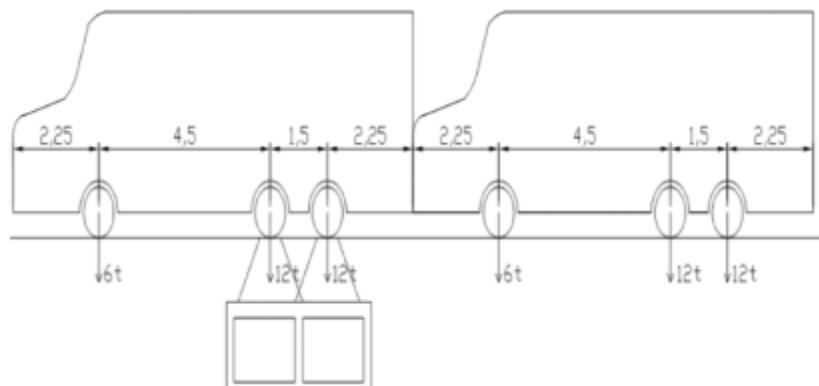


Figure 67: Vue longitudinale de deux camions Bc30



Figure 68: Vue transversale de deux camions Bc30

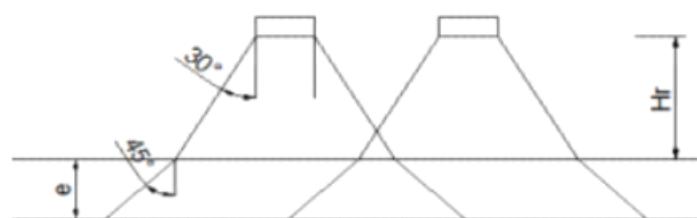


Figure 69: Diffusion des charges

La surface d'impact d'un système B se définit par $u_0 * v_0$, avec :

$$u = u_0 + 2 \tan \theta_r H_r + e \tan \theta_b$$

$$v = v_0 + 2 \tan \theta_r H_r + e \tan \theta_b$$

Avec

- ❖ u_0 et v_0 : sont respectivement la largeur et la longueur d'une roue ;
- ❖ u et v : sont respectivement la largeur de son rectangle d'impact de la roue ;
- ❖ θ_r : angle de diffusion des charges dans le remblai $\theta_r = 30^\circ$;
- ❖ θ_b : angle de diffusion des charges dans le béton $\theta_b = 45^\circ$.

➤ Coefficient de majoration des systèmes B_c

Pour le système B_c : la surface d'impact d'une est $0.25 * 0.25$.

C'est-à-dire $u_0 = v_0 = 0.25 \text{ m}$.

D'où $u = v = 0.25 + 1.15 H_r + e = 1.14 \text{ m}$

Le coefficient de majoration du système B_c est calculé par la formule :

$$\delta_{BC} = 1.2 * 6 * b_c * \delta * C$$

b_c : Coefficient de majoration égal à 1.1 pour les camions accolés ;

C : Paramètre dépendant de la valeur u , c'est-à-dire :

$$C = \begin{cases} \frac{12}{(6+u)(4.5+u)} & \text{si } u > 4.5 \\ \frac{8}{(6+u)(4.5+u)} & \text{si } 2 < u < 4.5 \\ \frac{2}{u(0.5+u)} & \text{si } u < 1.5 \end{cases}$$

Or $u = 1.14 \text{ m}$, donc : $\delta_{BC} = 1.2 * 6 * b_c * \delta * \frac{2}{u(0.5+u)}$

Après calcul, $\delta_{BC} = 9,23 \text{ T/m}^2$

➤ Coefficient de majoration des systèmes B_t

La surface d'impact d'une roue est $0.25 * 0.60$.

Pour le système B_t , $u_0 = 0.25 \text{ m}$ et $v_0 = 0.60 \text{ m}$.

D'où : $u = 1.14 \text{ m}$ et $v = 1.49 \text{ m}$

Les surcharges routières dans le système B_t sont donnée par :

$$\delta_{Bt} = 1.2 * 6 * b_t * \delta * K$$

b_t : Coefficient de majoration égal à 1 pour les camions accolés ;

K : Paramètre dépendant de la valeur v , c'est-à-dire :

$$K = \begin{cases} \frac{8}{(1.35 + u)(5 + v)} & \text{si } v > 2 \\ \frac{4}{(1.35 + u)(5 + v)} & \text{si } 1 < v < 2 \\ \frac{2}{u(0.5 + v)} & \text{si } 1 < v < 1.7 \end{cases}$$

Or $v = 1.49 \text{ m}$ donc :

$$\delta_{Bt} = 1.2 * 6 * b_t * \delta * \frac{2}{u(0.5 + v)}$$

Après calcul : $\delta_{Bt} = 6,92 \text{ T/m}^2$.

La surcharge d'exploitation routière retenue sera : $Q_R = \text{Max}(\delta_{BC}; \delta_{Bt})$;

Donc $Q_R = 9,22 \text{ T/m}^2$

V.5.3 Récapitulation des charges appliquées sur le dalot

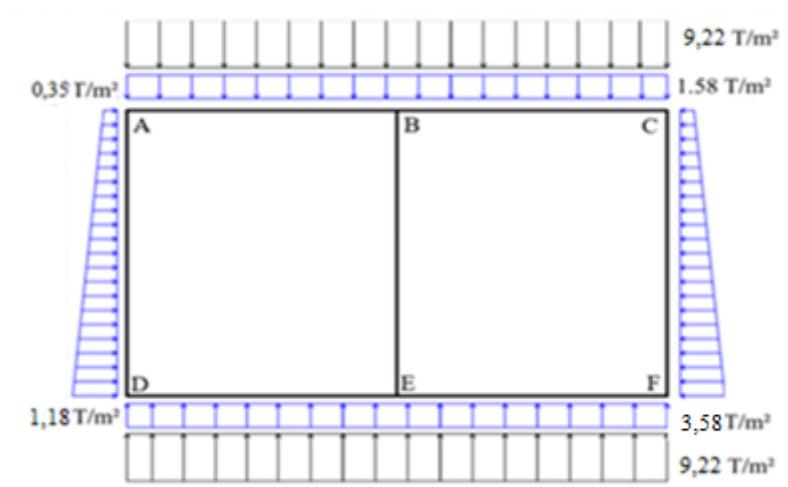


Figure 70 : Charges appliquées sur le dalot

V.5.1 Calculs des sollicitations

a) Méthodologie

Il existe plusieurs méthodes de calcul de portique allant de plus simples aux plus exactes à citer :

- ✓ Les méthodes rapides : le principe est de désolidariser les éléments horizontaux des éléments verticaux. Les travers d'un même niveau peuvent être calculés comme des traverses d'une poutre continue en négligeant la raideur des poteaux, par la méthode de Caquot ou la méthode de trois moments ;
- ✓ La méthode de Caquot : initialement conçue pour les poutres continues, elle a été étendue au calcul de portique ;
- ✓ La méthode de la résistance des matériaux (RDM) : la méthode des rotations, la méthode de Cross ...

La méthode choisie pour la détermination des efforts est la « **MÉTHODE DE ROTATION** » étant donné la forme complexe du dalot

b) Principes généraux de la méthode de rotation

La méthode de rotation à nœud déplaçable est adoptée avec un degré de liberté égale à l'unité : pour aboutir aux moments fléchissant aux nœuds, il faut :

- Déterminer les coefficients de transmission, les coefficients de rigidité ainsi que les moments d'encastrement parfait ;
- Équilibrer les nœuds pour parvenir à l'élaboration de la matrice de passage ;
- Calculer les moments fléchissant aux nœuds à partir de l'équation fondamentale de la déformée ;
- Répéter l'équilibre des nœuds pour vérifier l'exactitude des résultats obtenus.

c) Facteur de transmission

Pour une poutre de section constante

$$\lambda_{ij} = \lambda_{ji} = \frac{1}{2}$$

d) Coefficient de rigidité

Puisque l'ensemble est supposé rigide, donc :

$$K_{ij} = K_{ji} = \frac{4EI}{l}$$

E : Module d'élasticité de la poutre : $E = 210\,000\,MPa$;

l : Longueur de la poutre ;

I : Moment d'inertie de la poutre :

$$I = \frac{Bh^3}{12}$$

Étant donné que les poutres sont en béton armé et qu'ils ont les mêmes sections, la grandeur K_{ij} est donc constante :

Tableau 65: Moment d'inertie et K_{ij} des éléments de la structure

Éléments	B [m]	H [m]	l [m]	I [m^4]	K_{ij}
Tablier / Radier	1,30	0,20	1,00	0,0008667	0,003
Piédroit	0,20	1,40	1,00	0,0457333	0,182

e) Coefficient d'encastrement parfait μ_{ij}

➤ Pour les charges uniformément réparties :

$$\mu_{ij} = \frac{pl^2}{12}$$

➤ Pour les charges réparties triangulairement :

$$\mu_{ij} = -\frac{pl^2}{20} \quad \text{et} \quad \mu_{ji} = \frac{pl^2}{30}$$

Ainsi pour la poutre AD, la charge est trapézoïdale donc il faut la décomposer en charge rectangulaire et triangulaire.

$$\mu_{AD} = -\left(\frac{pl^2}{12} + \frac{pl^2}{20}\right) = -\left(\frac{0.35 * 1,00^2}{12} + \frac{(1,18 - 0.35) * 1,40^2}{20}\right) = -0,110 \text{ T.m}$$

$$\mu_{DA} = \left(\frac{pl^2}{12} + \frac{pl^2}{30}\right) = \left(\frac{0.35 * 1,00^2}{12} + \frac{(1,18 - 0.35) * 1,40^2}{30}\right) = 0,083 \text{ T.m}$$

Les valeurs des coefficients des moments d'encastrement parfait de toutes les barres sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 66: Coefficient d'encastrement parfait des différentes barres

μ_{ij} en [T.m]	AB	BC	DE	EF	CF	AD	BE
μ_{ij}	0,13	0,13	0,30	0,30	0,11	-0,11	0
μ_{ji}	-0,13	-0,13	-0,30	-0,30	-0,14	0,14	0

➤ Détermination des moments à chaque nœud :

Les moments dans les barres s'obtiennent par la formule suivante :

$$M_{ij} = \mu_{ij} + K_{ij}\theta_i + \lambda_{ji}K_{ji}\theta_j - K_{ij}(1 + \lambda_{ij})\Omega_{ij}$$

θ_i, θ_j : Rotations respectives des nœuds i et j ;

Ω_{ij} : Déplacement horizontal : $\Omega_{ij} = 0$ puisqu'il n'y a pas de déplacement des nœuds.

Comme exemple, l'équilibre des moments sur le nœud A est :

Nœud A : $M_{AB} + M_{AD} = 0$

$$M_{AB} = \mu_{AB} + K_{AB}\theta_A + \lambda_{BA}K_{BA}\theta_B - (1 + \lambda_{AB})\Omega_{AB}$$

$$M_{AD} = \mu_{AD} + K_{AD}\theta_A + \lambda_{DA}K_{DA}\theta_D - (1 + \lambda_{AD})\Omega_{AD}$$

$$\leftrightarrow (K_{AB} + K_{AD})\theta_A + \lambda_{AB}K_{BA}\theta_B + \lambda_{DA}K_{DA}\theta_D = -(\mu_{AB} + \mu_{AD})$$

La détermination des inconnues hyperstatiques θ_i, θ_j et Ω_{ij} se fait comme suit :

$$[F] = [K][\delta]$$

$$[\delta] = \begin{pmatrix} \theta_i \\ \Omega \end{pmatrix} = [K]^{-1}[F]$$

Théoriquement, voici la détermination de la matrice $[K]$:

 Tableau 67: Matrice de rigidité $[K]$ pour la détermination de θ_i et Ω

Nœuds	θ_A	θ_B	θ_C	θ_D	θ_E	θ_F	Ω
A	$K_{AD} + K_{AB}$	$\lambda_{BA} * K_{BA}$	-	$\lambda_{DA} * K_{DA}$	-	-	$-(1 + \lambda_{AB})K_{AB}$
B	$\lambda_{AB} * K_{AB}$	$K_{BA} + K_{BE} + K_{BC}$	$\lambda_{CB} * K_{CB}$	-	$\lambda_{BE} * K_{EB}$	-	$-(1 + \lambda_{BA})K_{BA}$

Nœuds	θ_A	θ_B	θ_C	θ_D	θ_E	θ_F	Ω
C	-	$\lambda_{BC} * K_{BC}$	$K_{CB} + K_{CF}$	-	-	$\lambda_{FC} * K_{FC}$	$-(1 + \lambda_{CB})K_{CB}$
D	$\lambda_{AD} * K_{AD}$	-	-	$K_{DA} + K_{DE}$	$\lambda_{ED} * K_{ED}$	-	$-(1 + \lambda_{DA})K_{DA}$
E	-	$\lambda_{EB} * K_{EB}$	-	$\lambda_{DE} * K_{DE}$	$K_{ED} + K_{EB} + K_{EF}$	$\lambda_{FE} * K_{FE}$	$-(1 + \lambda_{ED})K_{ED}$
F	-	-	$\lambda_{CF} * K_{CF}$	-	$\lambda_{EF} * K_{EF}$	$K_{FC} + K_{FE}$	$-(1 + \lambda_{FE})K_{FE}$
EH	$-(1 + \lambda_{AB})K$	$-(1 + \lambda_{BA})K_B$	$-(1 + \lambda_{CB})K_C$	$-(1 + \lambda_{DA})K_D$	$-(1 + \lambda_{ED})K_{ED}$	$-(1 + \lambda_{FE})K_F$	X

Où :

$$X = -(1 + \lambda_{AB})K_{AB} - (1 + \lambda_{BA})K_{BA} - (1 + \lambda_{CD})K_{CD} - (1 + \lambda_{DA})K_{DA} - (1 + \lambda_{ED})K_{ED} - (1 + \lambda_{FC})K_{FC}$$

$\Omega_{ij} = 0$; puisqu'il n'y a pas de déplacement des nœuds.

Soit numériquement en fonction de EI la matrice [K] :

Tableau 68: Valeur de θ_i et Ω

Nœuds	θ_A	θ_B	θ_C	θ_D	θ_E	θ_F	Ω
A	0,1864	0,0017	0,0000	0,0915	0,0000	0,0000	0,0
B	0,0017	0,1899	0,0017	0,0000	0,0915	0,0000	0,0
C	0,0000	0,0017	0,1864	0,0000	0,0000	0,0915	0,0
D	0,0915	0,0000	0,0000	0,1864	0,0017	0,0000	0,0
E	0,0000	0,0915	0,0000	0,0017	0,1899	0,0017	0,0
F	0,0000	0,0000	0,0915	0,0000	0,0017	0,1864	0,0
EH	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Puis la matrice inverse de K :

	7,0680	-0,0703	0,0008	-3,5035	0,0497	-0,0006
	-0,1039	6,8613	-0,0629	0,0665	-3,3710	0,0507
$K^{-1} =$	0,0013	-0,0713	7,0842	-0,0011	0,0670	-3,5387
	-3,4688	0,0665	-0,0008	7,0849	-0,0628	0,0007
	0,0827	-3,3716	0,0493	-0,0967	6,8919	-0,0641
	-0,0014	0,0668	-3,5033	0,0014	-0,0977	7,1562

Et voici le second membre, la matrice [F] tel que :

Tableau 69: La matrice [F]

	Second membre
$\mu_{AB} + \mu_{AD}$	-0,2702
$\mu_{BA} + \mu_{BC} + \mu_{BE}$	0,0000
$\mu_{CB} + \mu_{CF}$	0,2702
$\mu_{DA} + \mu_{DE}$	-0,1869
$\mu_{ED} + \mu_{EB} + \mu_{EF}$	0,0000
$\mu_{FC} + \mu_{FE}$	0,1869
EH	0,0000

Ainsi les valeurs des inconnues hyperstatiques en fonction de EI θ_i et Ω

$$[\delta] = \begin{pmatrix} \theta_i \\ \Omega \end{pmatrix} = [K]^{-1}[F]$$

Tableau 70: Valeur de θ_i et Ω en fonction de EI

δ	$\theta_i(EI)$
θ_A	-1,2546
θ_B	0,0081
θ_C	1,2523
θ_D	-0,3874
θ_E	0,0029
θ_F	0,3914

δ	$\theta_i(EI)$
Ω	0,0070

D'où les moments en [Tm] au droit de chaque nœud.

Tableau 71: Moments au droit de chaque nœud en [Tm]

A		B			C		D		E		F		
AB	AD	BA	BC	BE	CB	CF	DA	DE	ED	EF	EB	FC	FE
0,127	-0,126	-0,134	0,134	0,001	-0,127	0,126	-0,291	0,297	-0,299	0,299	0,000	0,298	-0,297

f) Détermination des moments à mi-travée

Le moment en un point quelconque de la barre est obtenu par la formule :

$$M(x) = \mu(x) - M_i + \frac{M_i + M_j}{L}x$$

Avec :

$\mu(x)$: Moment fléchissant dans un système isostatique

Les résultats seront récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 72: Moments à mi-travée en [Tm]

Barres	AB	BC	DE	EF	AD	CF	BE
Moments à mi-travée	0,067	0,067	0,149	0,150	0,581	0,581	-0,001

g) Calcul des efforts tranchants

$$T(x) = \tau(x) + \frac{M_i - M_j}{L}$$

Avec $\tau(x)$: effort tranchant dans le système isostatique ;

$$\tau(x) = \frac{PL}{2} - Px$$

Effort tranchant au droit de chaque nœud

Tableau 73: Effort tranchant [T]

V_{AB}	V_{AD}	V_{BA}	V_{BC}	V_{BE}	V_{CB}	V_{CF}	V_{DA}	V_{DE}	V_{ED}	V_{EF}	V_{EB}	V_{FC}	FE
0,784	0,367	-0,796	0,796	0,001	-0,783	0,367	-0,636	1,788	-1,792	2,386	0,001	-0,636	-1,788

V.5.2 Récapitulations des sollicitations

Les sollicitations dues aux charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 74: Récapitulation des sollicitations dues aux charges permanentes

Travée	Moment sur appui		Moments à mi-travée [T.m]	Effort tranchant	
	M_i [T.m]	M_j [T.m]		$V(0)$ [T]	$V(L)$ [T]
AB	0,127	-0,134	0,067	0,784	-0,796
BC	0,134	-0,127	0,067	0,797	-0,783
DE	0,297	-0,299	0,149	1,788	-1,792
EF	0,299	-0,297	0,150	2,386	-1,788
AD	-0,126	-0,297	0,581	0,367	-0,636
CF	0,126	0,298	0,581	0,367	-0,636
BE	0,001	0,000	-0,001	0,001	0,001

Pour les surcharges routières, les étapes de calcul sont exactement les mêmes. Les données qui changent sont les moments d'encastrement parfait et la matrice des forces extérieures nodales. Puis reprendre le calcul à la détermination des inconnues hyperstatiques.

Tableau 75: Récapitulation des sollicitations dues aux surcharges routières.

Travée	Moment sur appui		Moments à mi-travée [T.m]	Effort tranchant	
	M_i [T.m]	M_j [T.m]		$V(0)$ [T]	$V(L)$ [T]
AB	0,759	-0,773	0,387	0,776	-0,804
BC	0,773	-0,759	0,387	0,804	-0,776
DE	0,759	-0,773	0,387	1,776	-1,804
EF	0,759	-0,759	0,387	3,322	-1,775
AD	-0,755	-0,759	-0,002	0,248	-1,415
CF	0,755	0,759	-0,002	0,248	-1,415
BE	0,002	0,004	0,001	-0,001	-0,001

V.5.3 Sollicitation aux états limites

Les combinaisons d'action suivante seront considérées :

A ELS : $G + 1.2\delta Q$

A ELU : $1.35G + 1.5Q$

Où :

G : Sollicitations dues aux charges permanentes ;

Q : Sollicitations dues aux surcharges routières.

Tableau 76: Sollicitations pour le cas à l'ELS

Travée	Moment sur appui		Moments à mi-travée [T.m]	Effort tranchant	
				V (0) [T]	V (L) [T]
AB	1,111	-1,136	0,569	1,790	-1,838
BC	1,136	-1,111	0,569	1,839	-1,789
DE	1,281	-1,301	0,651	4,090	-4,130
EF	1,283	-1,281	0,652	6,691	-4,110
AD	-1,104	-1,281	0,578	0,615	-2,470
CF	1,104	1,282	0,578	0,615	-2,470
BE	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

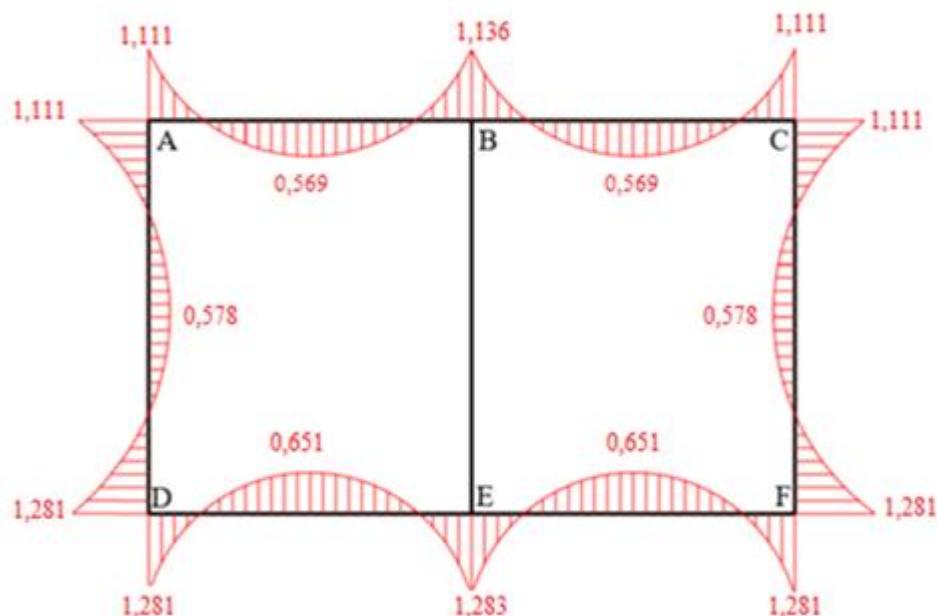


Figure 71: Diagramme des Moments fléchissants à l'ELS (T.m)

Tableau 77: Sollicitations pour le cas à l'ELU

Travée	Moment sur appui		Moments à mi-travée [T.m]	Effort tranchant	
	M_i [T.m]	M_j [T.m]		$V(0)$ [T]	$V(L)$ [T]
AB	1,310	-1,340	0,671	2,222	-2,281
BC	1,340	-1,310	0,671	2,282	-2,221
DE	1,539	-1,563	0,782	5,078	-5,125
EF	1,542	-1,539	0,783	8,204	-5,076
AD	-1,303	-1,539	0,781	0,867	-2,981
CF	1,303	1,541	0,781	0,867	-2,981
BE	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

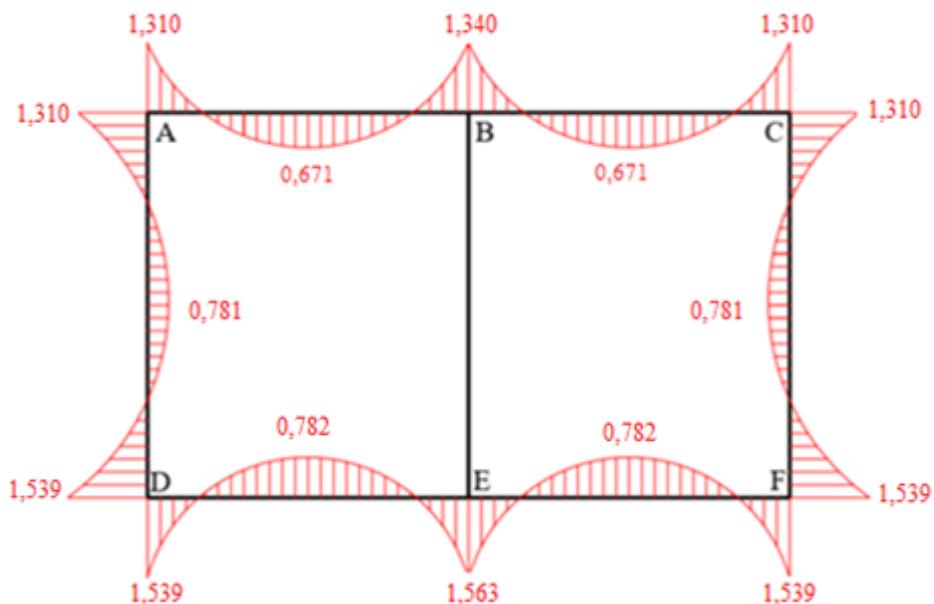


Figure 72: Diagramme des Moments fléchissants à l'ELU (T.m)

V.5.4 Calcul des armatures

Les dalles du dalot sont assimilées à une poutre de largeur égale à 1.30 m et de hauteur égale à 0.20 m. la fissuration étant préjudiciable, les poutres soumises à la flexion simple sauf pour le piédroit central, en compression simple.

✚ Calcul des armatures en flexion simple

L'étude sur l'appui D sera un exemple pour ce calcul. $M_{ser} = 1,281 \text{ T.m}$. Le calcul et la vérification seront à l'ELS.

➤ Moment réduit :

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$$

$$\mu_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right)$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} * b_0 * d^2 * \bar{\sigma}_{bc}$$

Ainsi, par calcul, on a :

$$\bar{\alpha} = 0.47$$

$$\mu_{rb} = 0.199$$

$$M_{rb} = 0,126 \text{ MN.m}$$

➤ Comparaison de M_{rb} et M_{ser}

$M_{ser} = 1,281 \text{ T.m} < M_{rb} = 12,60 \text{ T.m}$: La structure est simplement armée (SSA).

➤ Section d'armature longitudinale

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) \bar{\sigma}_s}$$

Avec :

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{ser} = 3,38 \text{ cm}^2$$

Comme armature minimale :

$$A_{min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b_0 * d$$

$$A_{min} = 2,26 \text{ cm}^2$$

L'armature réelle sera :

$$A_{réelle} = \max\{A_{min}; A_{ser}\}$$

Ce qui donne $A_{réelle} = 3,38 \text{ cm}^2$

Prenons, $A_{pratique} = 3,92 \text{ cm}^2$ pour 5 HA 10

➤ Espacement des armatures longitudinales S_1 :

$$S_1 = \frac{l - 2e - (N \times 0.1 \times \emptyset_l)}{N - 1}$$

Avec l : largeur de la dalle

$$l = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

e : Enrobage

$$e = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

N : Nombre d'acières dans un élément de 1 mètre de base $N = 5$

\emptyset_l : Diamètre maximale de l'armature longitudinale $\emptyset_l = 10 \text{ mm} = 1,0 \text{ cm}$

$$S_1 = \frac{100 - (2 \times 3) - (5 \times 0.1 \times 1,0)}{5 - 1} = 23,38 \text{ cm}$$

$$S_1 = 23,38 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures longitudinales est de $S_1 = 23,38 \text{ cm}$.

➤ Section d'armature transversale

L'armature de répartition sont définis par :

$$A_r = \frac{A}{4}$$

L'armature de répartition : $A_r = 0,845 \text{ cm}^2 < A_{min}$

Ainsi la valeur à prendre pour $A_r = A_{min} = 2,26 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA } 8$ pour $2,513 \text{ cm}^2$

➤ Espacement des armatures transversales

L'espacement des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$S_t = \min(0,9d ; 40)$$

$$S_t = \min((0,9 \times 0,18) ; 40)$$

$$S_t = \min((0,9 \times 18) ; 40)$$

$$S_t = 16,2 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures transversales est de $S_t = 16,2 \text{ cm}$.

Tableau 78: Dimension de la Section des armatures longitudinales

Eléments	Appui A-C	Appui B	Appui D-F	Appui E	Travée AB=BC	Travée DE=EF
Mser	1,111	1,136	1,281	1,283	0,569	0,651
OBS	S.S.A	S.S.A	S.S.A	S.S.A	S.S.A	S.S.A

Eléments	Appui A-C	Appui B	Appui D-F	Appui E	Travée AB=BC	Travée DE=EF
$A_s(cm^2)$	2,93	3,00	3,38	3,39	2,43	2,43
$A_{reel}(cm^2)$	3,14	3,14	3,92	3,92	3,14	3,14
Nuance d'Acier	4HA10	4HA10	5HA10	5HA10	4HA10	4HA10

Tableau 79: Section des Armatures transversales

Eléments	Appui A-C	Appui B	Appui D-F	Appui E	Travée AB=BC	Travée DE=EF
$A_s(cm^2)$	0,73	0,75	0,85	0,85	0,60	0,60
$A_{reel}(cm^2)$	3,01	3,01	3,01	3,01	2,51	2,51
Nuance d'Acier	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	5HA8	5HA8

V.5.5 Vérification des contraintes à l'ELS

➤ Vis-à-vis du béton

La condition à vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

La contrainte de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} [MPa] = \frac{M}{I} y$$

M : Moments fléchissant à l'ELS ;

y : Distance séparant l'axe neutre et la fibre la plus tendue. Celle-ci est obtenue par :

$$y = D + \sqrt{D^2 + E}$$

Dans laquelle

$$D = \frac{15 * A}{b} \text{ et } E = \frac{30 * A * d}{b}$$

I : Moment d'inertie de la section considérée :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

Application numérique :

$$D = 0,0039 \text{ m}$$

$$E = 0,0013 \text{ m}^2$$

$$y = 0,04 \text{ m}$$

$$I = 0,00011 \text{ cm}^4$$

Ainsi :

$$\sigma_{bc} = 3,94 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,94 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$: la condition de compression du béton est assurée.

➤ Vis-à-vis de l'acier :

Par analogie, la condition à vérifier est :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

La contrainte de compression est :

$$\sigma_s = \frac{15M}{I} (d - y)$$

Application numérique :

$$\sigma_s = 188,78 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 188,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$: la condition est vérifiée.

Tableau 80: Les résultats de calcul d'armature sont présentés par le tableau ci-après :

ELEMENTS	Appui A-C	Appui B	Appui D-F	Travée AB=BC	Travée DE=EF	Travée AD=CF	Appui E
Mser(MN.m)	0,0111	0,0113	0,012	0,0056	0,0065	0,0052	0,0128
A (m ²)	0,000314	0,000314	0,000392	0,000243	0,000243	0,000314	0,000392
b (m)	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	0,2	1,3
D(m)	0,0039	0,0052	0,0052	0,0026	0,0026	0,0254	0,0052
d (m)	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	1,37	0,17
E (m ²)	0,0013	0,0013	0,0018	0,0009	0,0009	0,0697	0,0018
y (m)	0,04	0,05	0,05	0,03	0,03	0,29	0,05
I (m ⁴)	0,00011	0,00011	0,00015	0,00008	0,00008	0,00756	0,00015
σ_{bc}	3,958	4,036	4,505	2,342	2,942	0,200	4,586
OBS	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE

ELEMENTS	Appui A-C	Appui B	Appui D-F	Travée AB=BC	Travée DE=EF	Travée AD=CF	Appui E
$\bar{\sigma}_s$	188,29	193,04	173,55	148,62	186,75	11,16	176,64
OBS	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE	VERIFIE

V.5.6 Calcul de ferraillage du piédroit centrale BE

Le piédroit central BE est soumis à un effort normal engendré par le poids du remblai, des couches de la chaussée, de la dalle supérieure et de la surcharge routière. Il est donc calculé en compression simple. Ainsi, il fonctionne comme un poteau rectangulaire de section 1.00*0.20 m et de hauteur 1.40 m. Il est sollicité par un effort normal de compression égal à $N_u = 10,676 \text{ T/ml}$

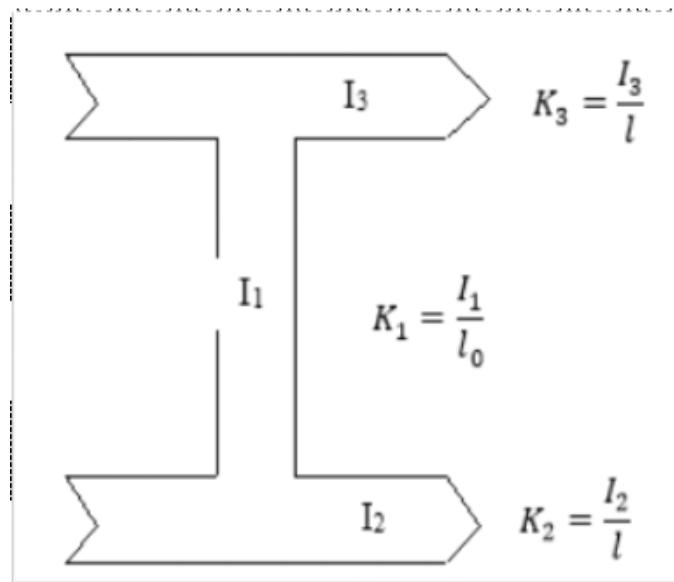


Figure 73 : Calcul de la longueur de flambement

✚ Calcul de la longueur de flambement l_f

On a $l_0 = 1.40 \text{ m}$

Comme moment d'inertie I sont constantes pour toutes les barres :

$$K_2 = K_3 = \frac{I}{l} \leq K_1 \leq \frac{I}{l_0}$$

Donc $l_f = 0.7l_0 = 0.98 \text{ m.}$

✚ Armatures longitudinales

La section d'armatures est destinée à partir de l'effort normal résistant :

$$\beta N_u = B_r \frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 f_e}{\gamma_s}$$

D'où :

$$A \geq \frac{\beta N_u - B_r \frac{f_{bc}}{0.9}}{\frac{0.85 f_e}{\gamma_s}}$$

Élancement

Pour un poteau rectangulaire, l'élancement est donné par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f * \sqrt{12}}{a}$$

Où a est le plus petit côté de la section transversale du poteau, $a = 0.20 \text{ m}$.

$$\lambda = \frac{0.98 * \sqrt{12}}{0.20} = 13,85$$

Ainsi, $\lambda = 13,85 < 35$, donc la compression centrée est assurée.

$\lambda < 50$; on a :

- B_r : section réduite du béton. Elle se calcule par la relation :

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$$

$$B_r = (0.20 - 0.02)(1.00 - 0.02) = 0.176 \text{ cm}^2$$

- β : est un coefficient dépendant de l'élancement :

$$\beta = 1 + 0.02 * \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\beta = 1 + 0.02 * \left(\frac{13,85}{35} \right)^2 = 1.00$$

- $N_u = 2,386 \text{ T/ml}$.

Application numérique :

$$A \geq \frac{1 * 2,386 * 10^{-2} - 0.176 \frac{14.17}{0.9}}{\frac{0.85 * 500}{1.5}} = -0.009 \text{ m}^2 < 0$$

Ainsi, la valeur d'armature est retenue ; cette dernière, pour un périmètre u et une surface B donnée du béton est de :

$$A_{min} = \max \left(4u; \frac{0,2B}{100} \right)$$

Avec u et B respectivement le périmètre et la surface du béton.

On a :

$$A_{min} = \max \left(4 * 2(0.2 + 1); \frac{0.2(0.2 * 1)}{100} \right) = (9.6; 4)$$

$$A_{min} = 9.6 \text{ cm}^2$$

L'acier de mise en œuvre prise est : **6HA14** pour une section de **9,24 cm²**.

$\Rightarrow \sigma_s = 140 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$: la condition est vérifiée.

V.5.7 Vérification de l'effort tranchant

La vérification de l'effort tranchant est essentiellement conduite à l'ELU, quelle que soit la fissuration.

a) Contrainte tangentielle

La contrainte tangentielle est exprimée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec $V_u = \text{Max } [V_{ELU}; V_{ELS}]$, donc $V_u = 10,678 \text{ T/ml}$

Alors :

$$\tau_u = \frac{10,678 * 0.01}{1.30 * 0.17} = 0.48 \text{ MPa}$$

b) Contrainte admissible

La contrainte admissible est déterminée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ [MPa]} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 * \frac{2.5}{1.5}; 4 \text{ [MPa]} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$: la condition est vérifiée donc la contrainte tangentielle est admissible donc les armatures d'âme ne seront pas utiles.

Le plan de ferraillage de l'ouvrage est donné dans l'annexe E.9

V.6 Décharge latérale

La décharge latérale est un ouvrage de décharge situé à droite du bassin de décantation, permettant de recevoir le volume d'eau qui pourrait y déborder. C'est pourquoi, on l'appelle également « trop plein ».

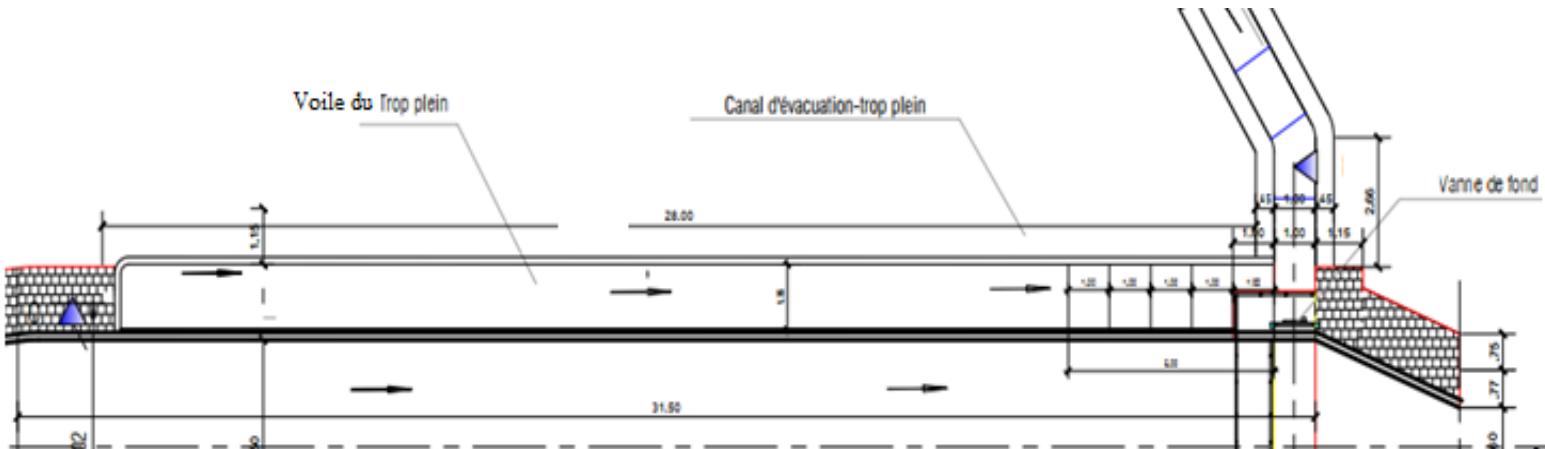


Figure 74 : Coupe Longitudinale de la décharge latérale

Cette partie montre un exemple de calcul des armatures d'une mur voile séparant la décharge du dessableur.

Nous allons traiter dans cette étude une voile de dimension :

Epaisseur = 0,15 m

Hauteur = 0,6 m

Le calcul se fera par ml.

V.6.1

- Eau
 - ✓ Poids volumique : $\gamma_{eau} = 10 \text{ kN/m}^3$
 - Ouvrage
 - ✓ Coefficient de la voile : $\theta = 1,4$ (mur intermédiaire)
 - ✓ Section réduite : $B_r = l_w(a - 2\text{cm}) = 3,51 \text{ m}$
 - ✓ $H_{lame \, d'eau} = 0,15 \text{ m}$

Données :

V.6.2

Calcul des charges

- #### ❖ Charges permanentes G

Les charges permanentes agissant sur la voile sont :

- Le poids propre de la voile pp_v

$$pp_v = \gamma_b \times e_v$$

$$pp_v = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

On obtient alors : $g = pp_v$

$$G = 5 \text{ kN}$$

❖ Surcharges d'exploitation Q

Les surcharges agissant sur la voile sont :

- La poussée de l'eau sur le seuil p_{eau}

$$p_{eau} = \frac{1}{2} \times \gamma_{eau} \times H_B^2 + \gamma_{eau} \times H_B \times H_{lame \ d'eau}$$

$$p_{eau} = 1,89 \text{ kN}$$

V.6.3

Calcul des sollicitations a l'ELU

- Effort ultime de compression

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 0,008 \text{ MPa}$$

- Effort ultime limite de compression

$$N_{u,lim} = \alpha \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b}$$

⊕ Calcul de λ

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

$$\lambda = 11,78$$

⊕ Calcul de α

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$$

$$\alpha = 0,63$$

D'où,

$$N_{u,lim} = 53,46 \text{ MPa}$$

- Contrainte ultime

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \cdot l_w}$$

$$\sigma_u = 0,002 \text{ MPa}$$

- Contrainte ultime limite

$$\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l_w}$$

$$\sigma_{u,lim} = 13,20 \text{ MPa}$$

Vérification

- Si $N_u < N_{u,lim}$ alors on a une Section Simplement Armée (SSA)
- Si $N_u > N_{u,lim}$ alors on a une Section Doublement Armée (SDA)

Ici,

$$N_u = 0,008 \text{ MPa} < N_{u,lim} = 53,46 \text{ MPa}$$

On a alors une S.S.A

V.6.4

Etude des armatures de la voile

- a) Armature minimale :

$$A_{s,min} = 0,0025 \cdot a \cdot 100$$

$$A_{s,min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

- b) Armature verticale

$$A_v \geq \rho_v \cdot d \cdot a$$

Avec :

$$\rho_v = \max \left[0,001; \left[0,0015 \left(\frac{400 \cdot \theta}{f_e} \right) \times \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u,lim}} - 1 \right) \right] \right]$$

$$\rho_v = 0,001$$

$$A_v = 0,675 \text{ cm}^2$$

c) Armature horizontale

$$A_{hz} \geq \rho_{hz} \cdot 100 \cdot a$$

Avec :

$$\rho_{hz} = \max \left[\frac{2}{3} A_v; 0,001 \right]$$

$$\rho_{hz} = 0,001$$

$$A_{hz} = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_v < A_{s,min} \text{ alors } A_v = A_{s,min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

d) Espacement

$$s \leq \min(3a; 45 \text{ cm})$$

$$s \leq \min(3 \times 15; 45 \text{ cm})$$

$$s = 40 \text{ cm}$$

V.6.5

Récapitulation

Le tableau suivant résume les valeurs des armatures de la voile (cm^2)

Tableau 81: Armatures de la voile

Armatures	Par calcul (cm^2)	Réelle	Dénomination	Espacement (cm)
A_v	0,675	4,02	8 HA 8	40
A_{hz}	6,75	6,78	6 HA 12	40
$A_{s,min}$	3,75	4,02	8 HA 8	40

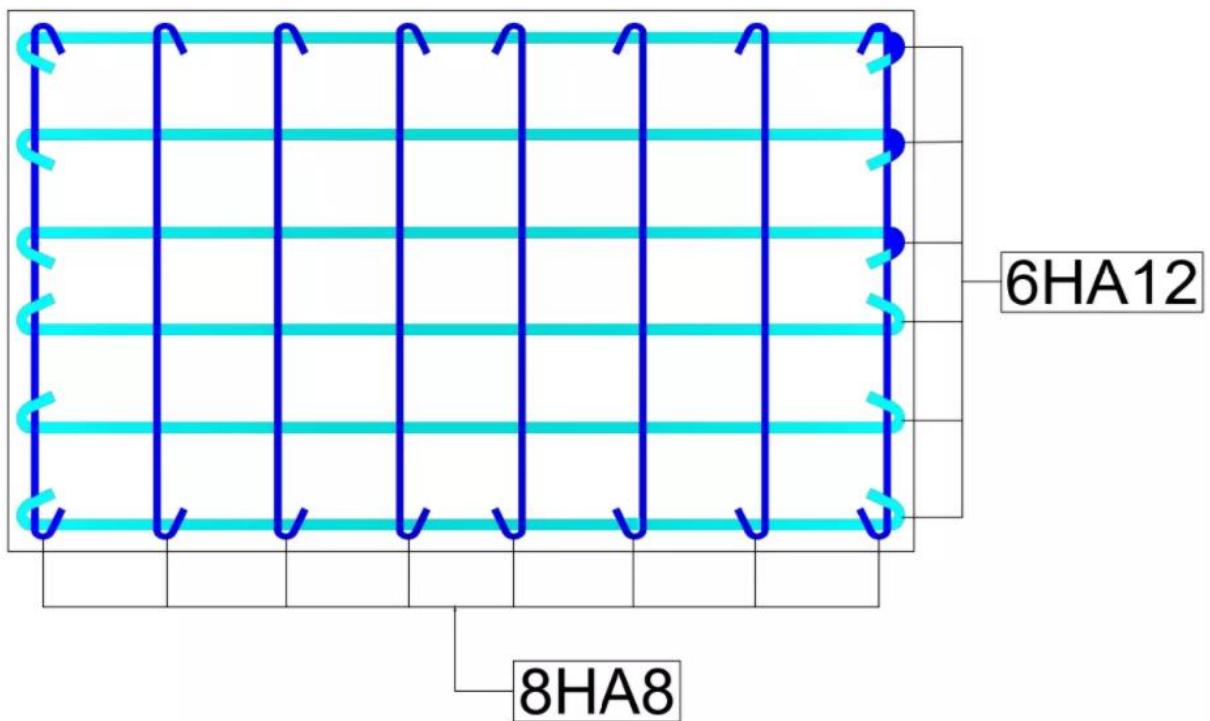


Figure 75 : Vue en plan de 1m des armatures de la voile

CHAPITRE VI : ETUDES DE STABILITE

PARTIE I : BARRAGE

Dans ce chapitre, nous allons dimensionner les ouvrages en maçonnerie de moellons et vérifier leur stabilité.

A) SEUIL DU BARRAGE

VI.1.1. Etudes des paramètres permettant de vérifier les stabilités du barrage :

La présente partie traite la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges agissantes sur l'ouvrage.

1- Bilan des forces

✚ Hypothèse :

Considérons que le barrage, le radier et les deux parafouilles forment un solide indéformable.

La figure suivante montre les forces agissant sur le barrage

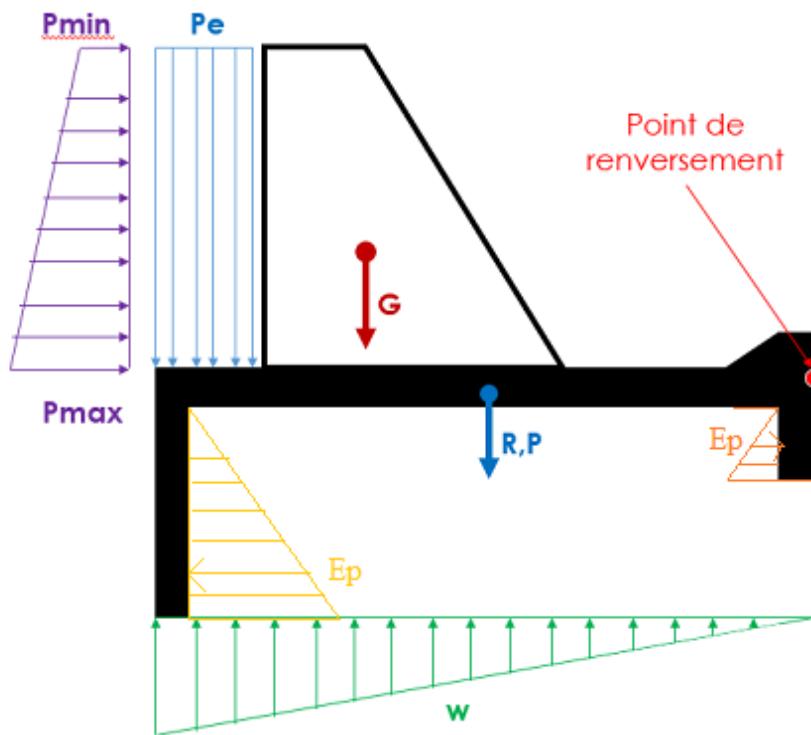


Figure 76: Forces agissant sur le barrage

Avec :

W : Sous pression

G : Poids propre du Barrage

G_{RP} : Poids propre du radier et parafoilles

P_e : Poussée de l'eau au-dessus du radier

P : Poussée hydrostatique

E_p : Force de butée

2- Calcul de sous pression W :

Elle est donnée par :

$$W = W1 + W2$$

❖ Calcul de $W1$:

$$w1 = Cs \frac{(H_{NPHE} - h_2)Lr}{2} \gamma_e$$

Avec :

Cs : coefficient de minoration = 0,5

$\gamma_e = 10 \text{ kN/m}^3$

$$w1 = 0,84 T$$

Et son point d'application est :

$$X_{W1} = 2,63 \text{ m}$$

❖ Calcul de $W2$:

$$w2 = Cs \times \gamma_e \times h2 \times Lr$$

$$w2 = 4,07 T$$

Et son point d'application est :

$$X_{W2} = 1,975 \text{ m}$$

D'où :

$$W = 4,91 T$$

3- Calcul du poids propre du barrage G :

Il est donné par :

$$G = \rho_B \times H_B \times \left(\frac{B + I_C}{2} \right)$$

Où :

ρ_B : masse volumique du béton = 2500 kg/m³

$$G = 3,60 \text{ T/ml}$$

Et son point d'application est :

$$X_G = 2,48 \text{ m}$$

4- Calcul du poids propre du radier et ses parafouilles G_{RP} :

Il est donné par :

$$G_{RP} = \rho_B \times S_{RP}$$

Avec :

S_{RP} : surface totale du radier et des parafouilles.

Elle est déterminée par :

$$S_{RP} = (AB \times BC) + (DE \times \text{épaisseur du radier}) + (FG \times GH)$$

$$S_{RP} = 2,30 \text{ m}^2$$

D'où :

$$G_{RP} = 5,74 \text{ T/ml}$$

Et son point d'application est :

$$X_{RP} = 2,05 \text{ m}$$

5- Calcul de la poussée de l'eau au-dessus du radier Pe :

La poussée de l'eau est obtenue par la formule suivante :

$$P_e = \rho_e \times L_{amont} \times H_B$$

Avec :

ρ_e : masse volumique de l'eau = 1000 kg/m³

$$P_e = 2,40 \text{ T/ml}$$

Et son point d'application est :

$$X_e = 0,69 \text{ m}$$

6- Calcul de la poussée hydrostatique de l'eau d'un côté amont du barrage P :

La poussée hydrostatique est donnée par :

$$P = \rho_e \times H_B \times \left(\frac{H_B + 2H}{2} \right)$$

$$P = 3,39 \text{ T/ml}$$

Et son point d'application est :

$$X = 3,20 \text{ m}$$

7- Calcul de la force de butée Ep :

On connaît la contrainte de butée qui se calcule par :

$$\sigma_p = k_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec

$$k_p = \frac{1}{k_a} = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} = 3$$

Comme on a deux butées, on a alors deux contraintes à considérer.

$$\gamma_{roche} = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$h_1 = AB = 2 \text{ m}$$

$$h_2 = EF = 1,7 \text{ m}$$

D'où

$$\sigma_{p1} = (3 \times 22 \times 2)$$

$$\sigma_{p1} = 132 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{p2} = (3 \times 22 \times 1,7)$$

$$\sigma_{p2} = 112,2 \text{ kN/m}^2$$

Or,

$$\sigma_p = \frac{E_p}{S}$$

S : surface de contact de la butée = surface de la parafouille

$$S_1 = BC \times AB = 0,3 \times 2 = 0,60 \text{ m}^2$$

$$S_2 = FG \times EF = 0,3 \times 1,7 = 0,51 \text{ m}^2$$

On obtient alors :

$$E_p = \sigma_p \cdot S$$

$$E_{p1} = 132 \times 0,6$$

$$E_{p1} = 79,20 \text{ kN}$$

$$E_{p2} = 112,2 \times 0,51$$

$$E_{p2} = 57,22 \text{ kN}$$

8- Récapitulation des forces agissant sur le barrage :

Le tableau suivant résume les valeurs des forces agissant sur le barrage.

Tableau 82: Récapitulation des valeurs des sollicitations

Nomenclature	Forces verticales [KN]	Forces horizontales [KN]	Bras de levier [m]	Moment stabilisateur [KN.m]	Moment du renversement [KN.m]
Sous pression W1	-8,44		2,63	89,47	22,22
Sous pression W2	-40,79		1,97		80,55
Poids du barrage G_B	36,00		2,49		
Poids du radier et parafouille G_{RP}	57,37		2,05		117,77
Poussée de l'eau P_e	24,00		3,2		76,80
Poussée hydrostatique P		33,91	0,70		23,72
Force de butée E_{p1}		79,20	0,66	52,27	
Force de butée E_{p2}		57,22	0,56	32,04	
Somme [MN] ; [MN.m]	0,07	0,17		0,37	0,13

9- Vérifications des stabilités et des contraintes du sol de fondations

Cette partie traite les vérifications à faire pour la stabilité du barrage.

Trois vérifications sont nécessaires :

- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification de la stabilité au glissement ;
- Vérification de la stabilité élastique.

10- Vérification de la stabilité au renversement

La stabilité au renversement d'un barrage poids est assurée si le coefficient de sécurité au renversement KR qui n'est autre que le rapport du moment stabilisant et le moment renversant est supérieur à 1,5.

$$K_R = \frac{\text{moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

Avec :

$$M_s = 0,37 \text{ MN.m}$$

$$M_r = 0,13 \text{ MN.m}$$

$$K_R = 2,84 \geq 1,5: \text{VERIFIE}$$

Le barrage résiste alors au renversement.

11- Vérification de la stabilité au glissement

Les forces horizontales qui s'exercent sur le barrage le déplacent vers l'aval. La stabilité au glissement de ce barrage poids doit être assurée, si non le choix de sa fondation est à revoir.

$$K_G = E_P + \left(\frac{\sum \text{force vertical}}{\sum \text{force horizontal}} \right) \times f \geq 1$$

Avec :

$$f : \text{coefficient de frottement} = 0,75$$

$$\sum \text{force vertical} = \text{somme des forces verticales} = 0,07 \text{ MN}$$

$$\sum \text{force horizontal} = \text{somme des forces horizontales} = 0,03 \text{ MN}$$

$$E_P = \sum \text{force de butée} = \text{somme des forces de butée} = 0,136 \text{ MN}$$

$$K_G = 1,89 > 1: \text{VERIFIE}$$

Le coefficient de glissement n'est pas si loin de la vérification. Par mesure de sécurité, on mettra en place des cannes d'ancrages pour une bonne ancrage du seuil sur le socle rocheux.

Les cannes d'ancrages sont dimensionnées pour qu'elles résistent à la traction produite par les forces entraînant le barrage vers l'aval.

Le dimensionnement se fait suivant la règle BAEL 91 mod 99 et la dimension des barres à prendre est de 16 mm

Données :

- ✓ $F_e = 400 \text{ MPa}$
- ✓ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ $\psi_s = 1,5$ Pour les aciers à Haute Adhérence (HA)

12- Contrainte ultime d'adhérence Acier-Béton

$$\tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28}$$

Avec

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

On a alors

$$\tau_{su} = 2,84 \text{ MPa}$$

13- Contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left[2 \frac{f_e}{3}; \max(0,5f_e; 201,6) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min[266,67; 201,6]$$

$$\bar{\sigma}_s = 161,28 \text{ MPa}$$

14- Force de canne utiles

Pour une bonne adhérence, on aura besoin de 60% de forces utiles. Et par calcul, pour réussir à résister au glissement du barrage en présence de la force d'ancrage, on aura besoin d'une force verticale de 0,12 MN.

$$K_G = f \times \frac{\sum \text{force vertical}}{\sum \text{force horizontal}} + \text{Force canne a 60\%} \geq 1$$

Avec :

f: coefficient de frottement = 0,75

$\Sigma force vertical = 0,07 \text{ MN}$

$\Sigma force horizontal = 0,04 \text{ MN}$

$Force_{canne \ a \ 60\%} = 0,12 \text{ MN}$

$$K_G = 1,43 > 1,31 > 1: VERIFIE$$

On a un barrage qui résistera au glissement.

a) Section minimale des armatures de la canne

$$A_{min} = \frac{F_{canne \ a \ 100\%}}{f_e}$$

Avec

$$Force_{canne \ a \ 100\%} = \frac{Force_{canne \ a \ 60\%}}{0,6}$$

$$Force_{canne \ a \ 100\%} = 0,20 \text{ MN}$$

D'où

$$A_{min} = \frac{0,20}{400}$$

$$A_{min} = 5 \text{ cm}^2$$

b) Section d'armature de la canne à prendre

$$A_{reel} > A_{min}$$

Prenons alors une section de **6,03 cm²** pour un **3HA16**.

Le résultat de calcul est donné pour 1ml du seuil du barrage.

c) Longueur de scellement minimal

$$L_{Scellement \ min} = 2,5 \frac{f_e}{4\tau_{su}}$$

$$L_{Scellement \ min} = 88,34 \text{ cm}$$

d) Longueur de scellement réel

$$L_{Scellement \ reel} > L_{Scellement \ min}$$

Prenons $L_{Scellement \ reel} = 1 \text{ m.}$

15- Vérification de la contrainte du sol de fondation

Il s'agit ici de vérifier si les contraintes exercées au sol de fondation ne dépassent pas sa capacité portante admissible. Ces contraintes se calculent en assimilant le barrage à une poutre console verticale encastrée dans sa fondation.

Cette hypothèse nous permet d'appliquer la formule de la flexion composée dans la base de l'ouvrage et les contraintes minimale et maximale sont observées respectivement aux points A et R. Les forces d'ancrages sont également considérées. Elles sont déterminées par les relations :

$$\sigma_A = \frac{N}{100B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \leq \frac{\sigma_{adm}}{3}$$

Avec :

$$N_A = 0,13 \text{ MN}$$

$$N_B = 0,15 \text{ MN}$$

$$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_A = 0,0002 \leq 0,83 : VERIFIE$$

$$\sigma_R = \frac{N}{100B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \leq \frac{\sigma_{adm}}{3}$$

$$\sigma_R = 0,0006 \leq 0,83 : VERIFIE$$

Aucun tassement ne risque de se produire alors.

16- Vérification de la stabilité élastique

C'est Vérification de la règle du tiers central.

La figure suivante montre le principe de la règle du tiers central.

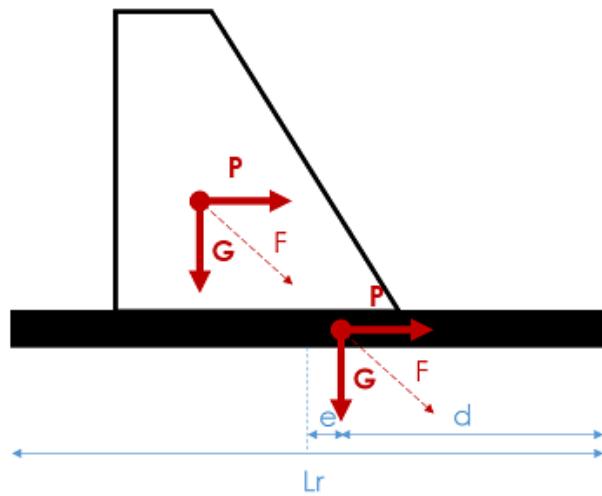


Figure 77: Principe de la règle du tiers central

$$e = \left| d - \frac{B}{2} \right| \leq \frac{B}{6} = \frac{L_r}{6}$$

Avec :

e : excentricité

d se calcule par :

$$d = \frac{M_s - M_r}{F_v}$$

Où :

M_s = Moment de stabilité

M_r = Moment de Renversement

F_v = Force Verticale

$$d = 2,31 \text{ m}$$

On obtient alors :

$$e = 0,34 \text{ m}$$

Cette règle est vérifiée à condition que la résultante des forces agissantes dans le corps du barrage passe dans le tiers central de sa base.

$$e \leq \frac{L_r}{6}$$

$$0,34 \text{ m} \leq 0,66 \text{ m} : \text{VERIFIE}$$

Le barrage est alors stable élastiquement.

17- Récapitulations

Tableau 83: Cannes d'ancrages

Canne d'Ancre	Armatures	fe (Mpa)	400,00
Contrainte ult adh acier-béton		Tsu (Mpa)	2,83
Contrainte admissible		Mpa	161,28
Fcanne utile verticale à 60%		MN	0,12
Fcanne utile horizontale à 60%		MN	0,06
Fcanne utile verticale à 100%		MN	0,20
Fcanne utile horizontale à 100%		MN	0,10
Amin verticale		cm ²	5,00
A _{verticale/ml}	3 PHI 16	cm ²	6,03
Amin horizontale		cm ²	2,50
A _{horizontale/ml}	2 PHI 16	cm ²	4,02
1 scellement min		cm	88,34
1 scellement		m	1,00

Tableau 84: Stabilités du barrage

Stabilités	Equation à vérifier	Valeur
Stabilité au glissement	$\geq 1,0$	1,84
Stabilité au renversement	$\geq 1,5$	2,25
Stabilité élastique	$e \leq \frac{L_r}{6}$	$0,34 \leq 0,66$
Stabilités	Equation à vérifier	Valeur
Contrainte Sol (MPa)	$\sigma_A; \sigma_R \leq \frac{\sigma_{adm}}{3} = 0,83$	$\sigma_A = 0,0002 ; \sigma_R = 0,0006$

B) Mur de protection de la rive droite

1) Inventaire des charges appliquées au mur

- Le Poids propre de l'ouvrage est la seule charge permanente agissante sur le mur ; tandis que
- La Poussée hydrostatique et la Sous pression en sont les surcharges d'exploitations.

2) Hypothèses

a) Hypothèses générales de calcul

- Puisqu'il s'agit d'un ouvrage en pente, la fondation sera en redans et le mur sera divisé en 4 tranches de quatre niveaux différents.
- L'étude se fait par mètre linéaire suivant la longitudinale pour chaque niveau.
- Les dimensions de chaque mur sont représentées en mètre (m), le poids et les forces en kilogramme (kg), le moment en kilogramme mètre (kg.m)

b) Modèle de calcul

La figure suivante montre la modélisation de la première tranche du mur d'ancrage.

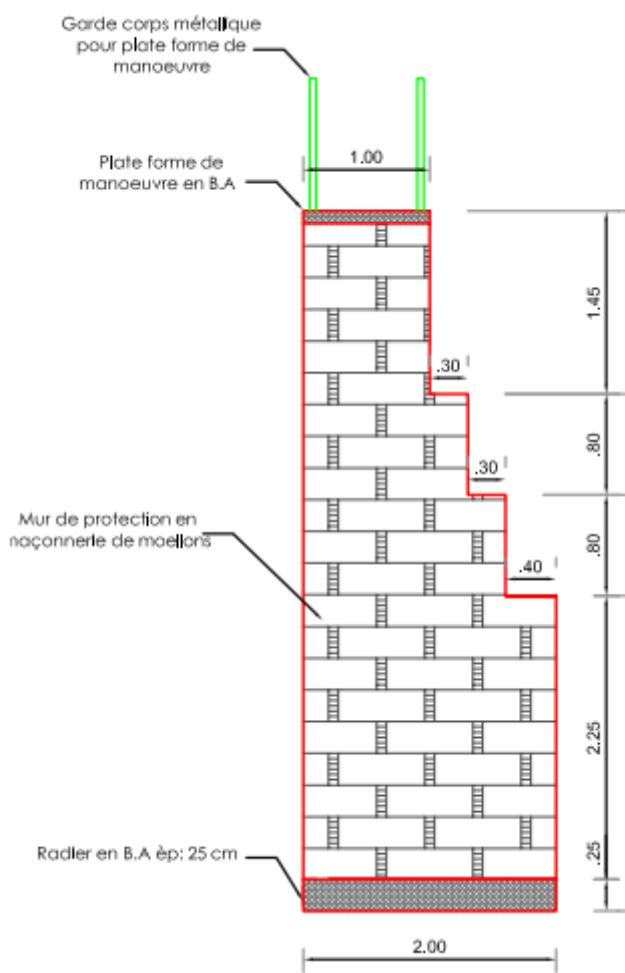


Figure 78: Coupe de la 1ere tranche du mur d'ancrage

c) Poids volumique des matériaux

Tableau 85: Poids volumique des matériaux

Matériaux	Masse volumique	Unité
Béton Armé	2500	Kg/m ³
Sédiment Amont Barrage	1900	Kg/m ³
Moellon	2200	Kg/m ³
Acier	7850	Kg/m ³
Mortier M350	2200	Kg/m ³

3) Etude de stabilité par tranche

a) Charges de stabilisation

- ❖ Dalle plateforme

Tableau 86: Résultat de l'étude de la dalle de plateforme de la 1ere tranche

Désignation	Longueur	Épaisseur	Largeur	Poids	Levier	Moment
Béton armé	1,00	0,10	1,00	250,00	1,50	375,00

- ❖ Maçonnerie de moellons

Tableau 87: Résultat de l'étude des corps du mur de la 1ere tranche

Désignation	Longueur	Largeur	Hauteur	Poids	Levier	Moments
Corps 1	1,00	1,00	1,45	3 190,00	1,50	4 785,00
Corps 2	1,00	1,30	0,80	2 288,00	1,35	3 088,80
Corps 3	1,00	1,60	0,80	2 816,00	1,20	3 379,20
Corps 4	1,00	2,00	2,25	9 900,00	1,00	9 900,00
				Total	18 194,00	-
						21 153,00

- ❖ Semelle

Tableau 88: Résultat de l'étude de la semelle du mur de la 1ere tranche

Désignation	Longueur	Largeur	Hauteur	Poids en kg	Levier	Moment
Béton armé	1,00	2,00	0,25	1 200,00	1,00	1250,00

b) Surcharges d'exploitation

- ❖ Poussée de l'eau

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_e = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{eau} \cdot h_e \cdot e^2$$

Tableau 89: Valeurs de la force (kg) et du moment (kg.m) exercées par la poussée d'eau

Désignation	γ_{eau}	g	h_{eau}	P_e	Levier	Moment
Eau	1000,00	10,00	3,31	5 474,74	1,525	8 348,98

❖ Sous-pression

Elle est donnée par la formule suivante :

$$S_p = C_s \cdot \gamma_{eau} \cdot h_e$$

Tableau 90: Valeurs de la force (kg) et du moment (kg.m) exercées par la sous pression

Désignation	γ_{eau}	L [m]	Cs	h_{eau}	W	Levier	Moment
Eau	1 000,000	2,00	0,5	3,309	1 654,50	1,33	2 200,48

c) Coefficients de sécurité

Le coefficient de renversement doit répondre au critère suivant :

$$K_R = \frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Tableau 91: Vérification de la stabilité au renversement

Coefficient	Mur élémentaire	Ms	Mr	K_R	Remarque
Renversement	1er élément	22 778,00	10 549,46	2,15	Vérifiée

Le coefficient de glissement doit répondre au critère suivant :

$$K_G = 0,75 \frac{F_V}{F_H} \geq 1,0$$

Tableau 92: Vérification de la stabilité au glissement

Coefficient	Mur élémentaire	Fv	Fh	K_G	Remarque
Glissement	1er élément	19 694,00	7 129,24	2,07	Vérifiée

Pour qu'un ouvrage résiste au poinçonnement, il faut vérifier la règle du tiers central :

$$e = \left| d - \frac{B}{2} \right| \leq \frac{B}{6}$$

Tableau 93: Vérification de la stabilité au poinçonnement

Règle	Mur élémentaire	e	$\frac{B}{6}$	Remarque
Tiers central	1er élément	0,29	0,32	Vérifiée

En suivant le même principe que ci-dessus, on obtient les résultats suivants pour les autres tranches :

Tableau 94: Vérification des coefficients de sécurité des tranches 2,3,4

Partie	Renversement	Glissement	Poinçonnement ($e < \text{Base}/6$)
2 ^{ème} élément	2,10	2,06	0,32
3 ^{ème} élément	2,26	1,98	0,23
4 ^{ème} élément	3,04	3,46	0,14

Le mur d'ancrage résistera alors au :

- Glissement,
- Renversement,
- Poinçonnement

PARTIE II : BASSIN DE DECANTATION

L'ouvrage à construire est un mur en maçonnerie de moellons.

L'étude revient alors à étudier la stabilité du mur par rapport à la poussée des terres. On ne considère pas la masse de l'enduit à l'intérieur de l'ouvrage et la masse de la chape surmontant l'ouvrage pour le calcul de stabilité. L'étude se fait par mètre linéaire suivant la longitudinale.

Le cas défavorable revient à considérer le cas où le bassin de décantation est vide ; l'ouvrage est ainsi soumis aux poussées des terres.

On fera quand même une petite comparaison dans le cas où le corps du bassin est rempli d'eau. Dans ce cas, la poussée d'eau est considérée.

Le sol de fondation est constitué de bloc de rocheux au-delà du premier mètre de la surface du terrain naturel. Il suffit donc de mettre en œuvre la maçonnerie de moellons constituant les piédroits et enduiser la partie inférieure pour le fond du dessableur.

Hypothèses

Dans tout le calcul, on prendra les valeurs suivantes :

- Poids volumique du sol $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$
- Poids volumique de l'eau $\gamma_e = 10 \text{ kN/m}^3$
- Poids volumique de la maçonnerie $\gamma_{MM} = 22 \text{ kN/m}^3$
- Poids volumique du béton $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$
- Poids volumique de l'acier $\gamma_a = 78 \text{ kN/m}^3$
- $\overline{\sigma_{sol}} = 2500 \text{ kPa}$
- Epaisseur d'une maçonnerie $e_{MM} = 0,25 \text{ m}$

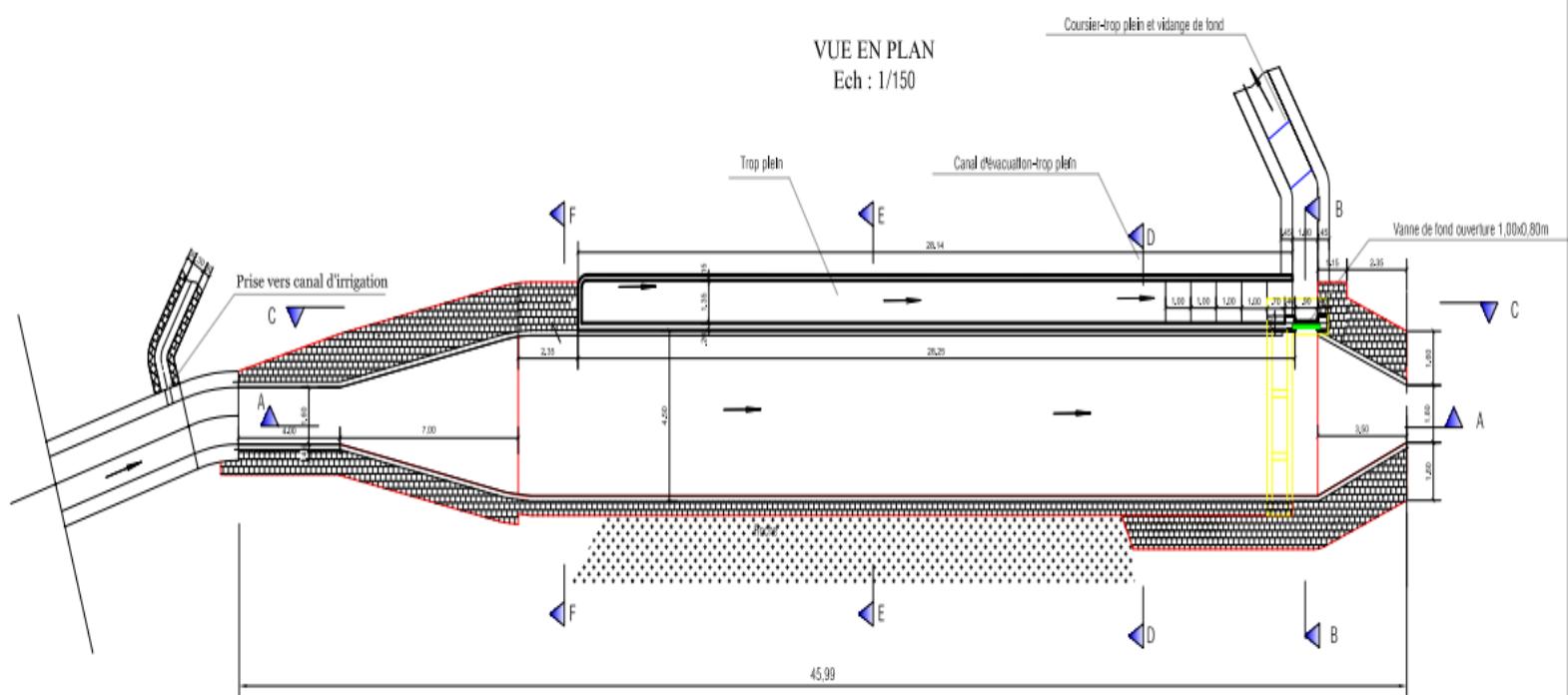


Figure 79: Vue en plan du bassin de décantation

A. Partie à l'entrée et à la sortie du bassin

Dans cette partie on étudiera le mur gauche et le mur droit à l'entrée du bassin.

Mur Droite

1 Dimensions

Tableau 95: Dimensions du mur droit à l'entrée du bassin

Dimensions	Valeurs	Unité
Zt	1,65	m
Lmur	1,5	m
Zeau	3,2	m
he	2,9	m
k _a	0,33	-
Epaisseur de la Dalle	0,15	m
Volume du mur	2,79	m ³
Volume de la dalle	0,225	m ³
Surface du mur	1,86	m ²
Surface de la dalle	1,5	m ²

2 Charges appliquées à la maçonnerie

2.1 Charges permanentes

- Poussée des terres

Elle se calcule par la formule suivante :

$$P_t = \gamma_s \times K_a \times Z_t \times S_{mur}$$

$$P_t = 26,39 \text{ kN/ ml}$$

- Poids propre de la dalle

Il est donné par la formule suivante :

$$PP_d = \gamma_b \times V_d$$

$$PP_d = 5,625 \text{ kN/ ml}$$

- Poids propre du mur

Il est donné par la formule suivante :

$$PP_M = \gamma_b \times V_M$$

$$PP_M = 69,75 \text{ kN/ ml}$$

- Poids propre de la vanne

Il est donné par la formule suivante :

$$PP_V = \gamma_a \times V_V$$

$$PP_V = 2,50 \text{ kN/ ml}$$

2.2 Surcharges d'exploitation

La charge d'entretien de la dalle est la seule surcharge agissant sur le mur du bassin qui est de 1,5 kN/m², soit 2,25 kN/ml.

Pour le calcul du moment, on aura besoin des bras de levier qu'on a pu obtenir grâce au logiciel AutoCAD. Ces deux sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 96: Bras de levier et Moments de chaque force agissante sur le mur droit

Charges	BdL (m)	Moment (KN.m)
Poussée des terres	0,300	7,918
Poids propre de la dalle	0,217	1,221
Poids propre du mur	0,592	41,292
Poids propre de la vanne	0,217	0,541
Charge d'entretien de la dalle	0,217	0,488

3 Stabilité au glissement

Elle est donnée par la formule suivante

$$K_G = f \times \frac{\sum \text{forces verticales}}{\sum \text{forces horizontales}} > 1,0$$

Avec : f est le coefficient de frottement.

Dans ce projet, on a des roches saines comme fondation, on prendra alors

$$f = 0,75$$

Les forces sont données dans le tableau suivant :

Tableau 97: Valeurs des forces agissant sur le mur droit

Forces	Valeur (kN/ml)
Fv	80,12
Fh	26,39

Avec :

- $\sum \text{forces verticales} = \text{Poids propre de la dalle} + \text{Poids propre du mur} + \text{Poids propre de la vanne} + \text{Charge d'entretien de la dalle}$
- $\sum \text{forces horizontales} = \text{Poussée des terres}$

D'où,

$$K_G = 2,28 > 1,0$$

Le mur droit à l'entrée du bassin de décantation est donc stable au glissement.

4 Stabilité au renversement

Elle est donnée par la formule suivante

$$K_R = \frac{M_{stabilisant}}{M_{renversant}} > 1,5$$

Avec :

$M_{stabilisant} = \sum \text{Moments}$ (Poids propre de la dalle+ Poids propre du mur+ Poids propre de la vanne+ Charge d'entretien de la dalle)

$M_{renversant} = \text{Moment du aux poussées des terres}$

Les valeurs de chaque moment sont données dans le tableau suivant

Tableau 98: Valeurs des moments agissant sur le mur droit

Moments	Valeur ($kN.m$)
Mstab	41,292
Mrenv	10,169

D'où,

$$K_R = 4,06 > 1,5$$

Le mur droit à l'entrée du bassin de décantation est donc stable au renversement.

5 Stabilité au poinçonnement

Il faut que :

$$\sigma_A; \sigma_R = \frac{N}{100} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) > 0 ; < \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_A = 0,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_R = 0,02 \text{ MPa}$$

Le sol de fondation est constitué de massif rocheux de contrainte admissible $q_a = 1 \text{ MPa}$.

Tous deux sont inférieures au sigma admissible du sol alors le poinçonnement n'est pas à craindre.



Les démarches de calcul du mur droit sont à prendre.

Les résultats sont donnés sous forme de tableau.

1- Données

Symbol	Grandeur	Valeur	Unité
λ	Inclinaison du talus	0,52	rad
β	Mur par rapport à la verticale	-	rad
φ	Angle de frottement interne du sol	0,37	rad
δ	Inclinaison de la poussée	0,36	rad

Figure 80: Valeurs des angles du mur gauche

Tableau 99: Données de calcul pour le mur gauche

Paramètres	Valeur	Unité
Zt	1,60	m
Z eau	3,2	m
Longueur du mur	1,5	m
Paramètres	Valeur	Unité
Epaisseur de la Dalle	0,15	m
Volume du mur	2,79	m^3
Volume de la dalle	0,225	m^3
Surface du mur	1,86	m^2
Surface de la dalle	1,5	m^2
Ka hz	1,55	-

2- Charges appliquées à la maçonnerie avec leur bras de levier ainsi que leur moment

Tableau 100: Moment et bras de levier de chaque charge agissante sur le mur gauche

Charges	BDL	Moments
Charges Permanentes	m	KN.m
Poussée des terres	32,88	0,3
Poids Propre de la dalle	5,625	0,217
Poids Propre du mur	69,75	0,592
Somme G	108,26	
Surcharges d'Exploitation		
Charge d'Entretien de la dalle	2,25	0,217
Somme Q	2,25	0,488

3- Forces agissantes sur le mur

Les forces verticales sont :

- Poids propre du mur
- Poids propre de la dalle
- Charge d'entretien de la vanne

La force horizontale est la Poussée des terres

Tableau 101: Forces agissantes sur le mur

Forces	Valeur (kN/ml)
Fv	77,625
Fh	32,88

4- Moment renversant et moment stabilisant

Les moments stabilisants sont la somme des moments dus aux :

- Poids propre du mur
- Poids propre de la dalle
- Charge d'entretien de la vanne

Le moment renversant est le moment du aux Poussées des terres

Tableau 102: Valeurs des moments agissants sur le mur gauche

Moments	Valeur ($kN.m$)
Mstab	41,292
Mrenv	11,573

5- Stabilité au glissement

$$K_G = 1,30 > 1,0$$

Le glissement n'est pas à craindre.

6- Stabilité au renversement

$$K_R = 2,06 > 1,5$$

Le renversement n'est pas à craindre.

B. Le corps du bassin de décantation

On considérera deux hypothèses : un bassin vide et un bassin rempli d'eau.

Les démarches sont les mêmes que précédemment, les résultats seront donc donnés dans le tableau qui suit :

Tableau 103: Vérification des stabilités du Bassin de Décantation

Caractéristiques	Bassin vide	Bassin rempli d'eau
Hauteur des terres Ht (m)	1,60	1,60
Base B (m)	0,90	0,90
Surface S (m ²)	1,08	1,08
Hauteur d'eau H _{eau} (m)	-	1,20
Coefficient de Poussées Ka	0,33	0,33
Poussée des terres Pt (KN/ml)	10,56	10,56
Poids Propre du Piédroit (KN/ml)	23,76	23,76
Poussée d'eau (KN/ml)	-	7,20
Forces Verticales (KN/ml)	10,56	17,58
Forces Horizontales (KN/ml)	23,76	23,76
Moment stabilisant M _S (KN.m)	3,96	4,608
Moment Renversant M _R (KN.m)	9,50	9,50
K _G	3,37	2,006
K _R	2,40	2,06

C. Le trop plein

Cette partie concerne le côté droit du bassin de décantation, là où est implantée la décharge latérale.

On considérera deux hypothèses : une décharge vide et une décharge remplie d'eau.

Les démarches sont les mêmes que précédemment, les résultats seront donc donnés dans le tableau qui suit :

Tableau 104: Vérification des stabilités de la décharge latérale

Caractéristiques	TP vide	TP rempli d'eau
Hauteur des terres Ht (m)	1,65	1,60
Base B (m)	1,5	0,90
Surface S (m ²)	1,86	1,08
Hauteur d'eau du BDD H _{eau} (m)	1,2	1,20
Hauteur de la lame d'eau (m)	-	
Coefficient de Poussées Ka	0,33	0,33
Poussée des terres Pt (KN/ml)	14,19	10,56

Caractéristiques	TP vide	TP rempli d'eau
Poids Propre du Piédroit (KN/ml)	40,92	23,76
Poussée d'eau du BdD (KN/ml)	7,2	7,20
Poussée d'eau à l'intérieur du TP (KN/ml)	-	0,12
Réaction du sol R_{Sol} (KN/ml)	40,92	40,92
Forces Verticales (KN/ml)	81,84	3,96
Forces Horizontales (KN/ml)	21,39	9,50
Moment stabilisant M_s (KN.m)	24,23	3,37
Moment Renversant M_R (KN.m)	7,019	2,40
K_G	2,86	2,85
K_R	3,45	3,44

CONCLUSION PARTIELLE

La partie Calcul Génie Civil est consacrée au dimensionnement des ouvrages en Béton Armé et à la stabilité des ouvrages en Maçonnerie de Moellons.

Le dimensionnement des ouvrages en BA a permis d'envisager les armatures que nécessite chaque ouvrage, tandis que comme son nom l'indique, l'Etude de Stabilité vise à vérifier la stabilité de chaque ouvrage face au Glissement, Renversement et Poinçonnement.

D'après nos Etudes, cette dernière a été vérifiée avec succès.

Les ouvrages en BA concernent la voile de couverture du seuil du Barrage, les Plateformes de manœuvre, la vanne de chasse, le pont canal, le dalot, la voile séparant le Bassin du Trop Plein et la semelle du mur d'ancre de la rive droite.

Les ouvrages en MM concernent le seuil du Barrage, le Mur de Protection, les murs à l'entrée et à la sortie du Bassin, ainsi que le mur du Trop Plein.

**PARTIE IV : ETUDES FINANCIERES ET IMPACTS
ENVIRONNEMENTAUX**

CHAPITRE VII : COUT DU PROJET

Cette étude permet de trouver le coût estimatif du projet pour faire une évaluation sur la rentabilité.

Pour cela, il nous faudra donc étudier :

- Le devis descriptif
- Le devis quantitatif
- Le devis estimatif

VII.1. Devis descriptif

Le concept est de décrire les prix de chaque travail à réaliser.

Les prix sont classés par les séries de Travaux suivantes :

- Série 00 : Installation et repli de chantier
- Série 01 : Terrassements et travaux préparatoires
- Série 02 : Bétons et Maçonneries
- Série 03 : Ouvrages métalliques, vantalleries et ferronneries
- Série 04 : Peintures

Série 00. INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER

Ces prix sont non révisables et rémunérés forfaitairement (Fft).

Prix 001 : Installation de chantier

Il comprend :

- Le transport des engins et de matériels nécessaires affectés au chantier ;
- La localisation ou l'acquisition éventuelle des terrains et indemnisation de toute nature ;
- La préparation, l'aménagement et l'entretien des déviations, des voies d'accès et des aires nécessaires à l'implantation de la base vie, au stockage des matériaux, au stationnement des matériels, aux aires de préfabrication, etc.
- L'installation, l'aménagement et l'équipement des bâtiments du Titulaire : logements, bureaux, ateliers, magasins, locaux sociaux pour le personnel, infirmerie, etc.
- La construction, l'équipement et l'entretien des bâtiments de la Mission de contrôle ;
- La fourniture permanente d'eau potable, d'électricité et de gardiennage de ces installations, l'évacuation des eaux usées après dégraissage et épuration par fosse septique ;
- Le déplacement total ou partiel de ces installations au cours du chantier ;
- L'amenée du personnel nécessaire ;
- La fourniture et la mise en place des panneaux d'information ;

- Et toutes sujétions liées aux installations.

Prix 002 : Repli du chantier

Il comprend essentiellement :

- Le démontage et le repli de ces installations à la réception provisoire ;
- Le rapatriement des matériels en fin de chantier ;
- La remise en état de tous les lieux d'intervention après repli.

Série 01. TERRASSEMENTS ET TRAVAUX PREPARATOIRES

Cette série de prix est destinée au :

- I- Barrage et prise d'eau
- II- Canal d'amené avec système d'assainissement
- III- Prise et canal d'irrigation
- IV- Bassin de décantation

Prix 101 : Démolition des ouvrages existants

Ce prix s'applique au mètre cube (m³) de démolition totale ou partielle d'ouvrages d'assainissement ou de murs existants de toutes natures (maçonneries, bétons, etc.), soit parce qu'ils sont à remplacer ou à allonger, soit qu'ils sont susceptibles de nuire à un écoulement direct des eaux quelles que soient leurs dimensions. Il comprend :

- Tous terrassements utiles, y compris les fouilles en terrain rocheux ;
- La démolition proprement dite, complète ou en partie de l'ouvrage, et toutes sujétions d'exécution ;
- Le chargement, le transport sur toutes distances, le déchargement et la mise en dépôt des matériaux extraits ;
- Le remblaiement des fouilles jusqu'au niveau de l'ancienne plateforme avec des matériaux ayant des qualités nécessaires dans le cas où il n'y aura plus d'ouvrage à reconstruire.

Prix 102 : Mise en œuvre de batardeaux provisoires

Ce prix rémunère au mètre cube (m³) de volume en place pour la mise en œuvre de batardeaux provisoires.

Prix 103 : Traitement des diaclases par injection de coulis de ciment (avec agrégats en cas de besoins)

Ce prix rémunère au mètre cube (m³) de volume en place du coulis de ciment pour les diaclases présentes.

Prix 104 : Enlèvement des batardeaux provisoires

Ce prix rémunère au mètre cube (m^3) de volume en place pour l'enlèvement des batardeaux provisoires.

Prix 105a : Débroussaillage

Ce prix rémunère au METRE CARRE (m^2) la réalisation du débroussaillage sur le terrain à construire.

Il s'applique une seule fois durant le chantier à toutes les opérations énumérées ci-après et qui seront, à exécuter plusieurs fois en cours de chantier :

- En début de chantier, préalablement au relevé topographique général du terrain existant,
- Ensuite, juste avant le démarrage des travaux,
- Enfin, pour la Réception Provisoire.

Il comprend pour toutes les surfaces concernées par des travaux :

- Le désherbage,
- Le déboisement,
- Le déracinage,
- L'abattage et le dessouchage des arbres existants.

Prix 105b : Fouille d'ouvrages

Ce prix rémunère au METRE CUBE (m^3) l'exécution de fouille en terrain ordinaire, nécessaire à la construction des ouvrages d'assainissement et de drainage. Il comprend :

- L'implantation et tous les travaux topographiques,
- L'extraction des déblais, la mise en dépôt provisoire sur place en vue de la réutilisation du matériau en remblaiement de fouille ou le transport et la mise en dépôt définitive du matériau aux emplacements agréés par l'Ingénieur.

Ce Prix s'applique au mètre cube de fouille en terrain ordinaire exécuté conformément aux Plans ou suivant les instructions de l'Ingénieur et mesuré par différence de profil entre le profil théorique projeté et le profil avant exécution.

Les quantités à prendre en compte sont celles prévues aux plans d'exécution approuvés.

Prix 106a : Déblai rocheux

Ce prix rémunère au MÈTRE CUBE (m³) l'excavation des terrains rocheux pour éboulement, fondation, puisards, ouvrage d'assainissement, mur, etc.... Il comprend :

- La préparation du terrain et l'implantation ;
- L'extraction mécanique ou manuelle ;
- Tous les étalements et blindages ;
- Le chargement, le transport sur toute distance et mise en dépôt en lieu agréé ;
- Toutes sujétions d'exécution.

Prix 106b : Déblai meubles

Ce prix rémunère au mètre cube (m³) de volume en place pour la réalisation des déblais meubles.

Il s'applique aux déblais nécessaires pour la réalisation du profil en travers-type, y compris :

- L'extraction des matériaux et chargement ;
- La rectification et le réglage des talus ;
- Le transport des matériaux de déblais jusqu'au lieu de dépôts agréé ou d'emploi en remblai pour toutes distances ;
- Le déchargement et réglage des matériaux sur les lieux de dépôts ou d'emploi en remblai ;
- Le compactage de la plateforme du remblai à au moins 90 % du poids volumique sec à l'OPM.

Prix 107 : Déroctage

Ce prix rémunère au mètre cube (m³) de volume en place pour la réalisation des déroctages.

Il s'applique au terrain nécessaire présentant des roches pour la réalisation du projet.

Prix 108 : Trous d'ancre de 0,80 m de profondeur

Ce prix est rémunéré à l'unité (U) des trous à faire pour l'ancre de la fondation de chaque ouvrage.

Série 02. Bétons Armés et Maçonneries

Cette série de prix est également destinée au :

- I- Barrage et prise d'eau
- II- Canal d'amené avec système d'assainissement
- III- Prise et canal d'irrigation
- IV- Bassin de décantation

Ceci comprend :

Prix 201 : Canne d'ancrage en HA16 (38x2m + 192x1.40m)

Prix 202 : Béton de propreté dosé à 150 kg/m³

Prix 203 : Béton de forme dosé à 300 kg/m³

Prix 204 : Béton armé dosé à 350 kg/m³

Prix 205 : Coffrage en bois de pin

Prix 206 : Armatures en acier doux et tors de tous diamètres

Prix 207 : Maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m³

Prix 208 : Chape ordinaire dosé à 400 kg/m³

Prix 209 : Enduit ordinaire dosé à 400 kg/m³

Prix 210 : Perré maçonné hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m³ pour la protection de la rive droite en amont de la prise

- Le prix des bétons, de l'enduit et de la chape rémunère au METRE CUBE (m³), la fourniture et la mise en œuvre. Ce prix comprend :
- La mise en forme conformément aux spécifications de sa mise en œuvre ;
- Toutes sujétions de mise en œuvre ;
- Tous les engins et matériels nécessaires pour la mise en œuvre ;
- Le transport de tous ces engins ;

Les quantités à prendre en compte seront celles résultant du projet d'exécution approuvé.

- Le prix des armatures rémunère au KILOGRAMME (kg) la fourniture et la mise en œuvre d'acières doux ou à haute adhérence pour le ferraillage des ouvrages d'assainissement tel que le dalot. Ce prix comprend :
- La fourniture, l'amenée à pied d'œuvre des aciers nécessaires à la confection des armatures, et leur stockage sur des plates-formes à l'abri des intempéries ;
- Les éventuels nettoyages et brossages ;
- Le façonnage des armatures suivant les dispositions du projet et les plans types ;
- La mise en place des armatures façonnées ;
- La fourniture et la mise en place des ligatures, des cales d'espacement entre barres et coffrages, et des cavaliers entre nappes d'armatures.

Les quantités à prendre en compte sont celles prévues aux plans de ferraillage des dessins d'exécution approuvés.

- Le prix des maçonneries rémunère au METRE CUBE (m^3) l'exécution de maçonnerie de moellons pour tout ouvrages divers d'assainissement. Ce prix comprend :
- Les terrassements et fouilles pour la réalisation et la préparation de la surface d'appui ;
- Le chargement, le transport sur toutes distances, le déchargement sur un dépôt agréé, le régalage des terres en excès et de gravois ;
- Tous travaux de reprise utiles sur ouvrages existants tels que piquages à vif, lavages et râgréages ;
- L'extraction, la taille des moellons, leur fourniture à pied d'œuvre et leur reprise ;
- La mise en place de tous les gabarits nécessaires pour obtenir les surfaces planes ou courbes, horizontales ou inclinées définies aux plans types ou aux plans d'exécution,
- L'exécution de la maçonnerie au mortier de ciment M 400 et de barbacanes régulièrement espacées si nécessaire ;
- Le façonnage en relief des joints sur toutes les surfaces visibles.

Série 03. Ouvrages métalliques, vantalleries et ferronneries

Cette série de prix comprend les prix suivants avec leur unité rémunération.

Tableau 105: Les prix composants la série 03

Numéro de Prix	Nom des Prix	Unité de rémunération
301	Grille métallique pour la prise d'eau 2,5 m x 1,25 m, y compris serrurerie et toutes sujétions de mise en œuvre	U
302a	Rainure sur batardeau en fer U, l= 80 mm, h= 45 mm, e= 8mm	ml
302b	Batardeau en bois traité 5/15	m^3

Numéro de Prix	Nom des Prix	Unité de rémunération
303	Fourniture et pose de vanne de chasse avec système de manœuvre d'ouverture 2,5 m x 2,0 m y compris toute sujexion de mise en œuvre	U
304	Fourniture et pose de vanne pour prise d'eau avec système de manœuvre d'ouverture 2,5 m x 0,95 m, y compris la plateforme et l'échelle limnimétrie	U
305	Vanne de chasse d'ouverture 1,00x0,60m	Fft
306	Echelle métallique	ml
307	Garde-corps	ml
308	Vanne tout ou rien d'ouverture de 25 x 10 cm	U

Série 04. Peintures

Prix 401 : Peinture antirouille

Prix 402 : Peinture à l'huile en 2 couches sur les gardes – corps

Cette série de prix rémunère au mètre carré (m^2) la réalisation des peintures et anti rouilles des garde- corps et des échelles conformément aux spécifications techniques.

Elle comprend :

- Le transport des fournitures et des composants utilisés pour le produit ;
- Les frais de mis en œuvre et toute sujexion d'exécution.

VII.2. Details quantitatif

Le devis quantitatif consiste à déterminer quantitativement les travaux à effectuer qui sont déjà étudiés et décrits précédemment. C'est un devis récapitulatif de la quantité de chaque travail à fournir. Ceux concernant tout le projet est donné par le tableau suivant :

Tableau 106: Devis quantitatif

N° Prix	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE
001	Installation de chantier	Fft	1,00
002	Repli de chantier	Fft	1,00
I- BARRAGE ET PRISE D'EAU			
01	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES		
101	Démolition des ouvrages existants	m ³	64,50
102	Mise en œuvre de batardeaux provisoires	m ³	375,00
103	Traitement des diaclases par injection de coulis de ciment (avec agrégats en cas de besoins)	m ³	18,50
104	Enlèvement des batardeaux provisoires	m ³	375,00
105b	Fouille d'ouvrages	m ³	22,40
106a	Déblai rocheux	m ³	13,80
107	Déroctage	m ³	122,30
108	Trous d'ancrage de 0,80 m de profondeur	U	230,00
02	BETON ET MACONNERIE		
201	Canne d'ancrage en HA16(38x2m + 192x1.40m)	U	230,00
202	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	1,45
204	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m ³	99,40
205	Coffrage en bois de pin	m ²	939,50
206	Armatures en acier doux et tors de tous diamètres	kg	4 437,50

N° Prix	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE
207	Maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3	m ³	260,10
209	Enduit ordinaire dosé à 400 kg/m3	m ²	553,30
210	Perré maconné hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3 pour la protection de la rive droite en amont de la prise	m ²	24,40
03	OUVRAGES METALLIQUES, VANTELLERIES ET FERRONNERIES		
301	Grille métallique pour la prise d'eau 2,5 m x 1,25 m, y compris serrurerie et toutes sujétions de mise en œuvre	U	1,00
302a	Rainure sur batardeau en fer U, l= 80 mm, h= 45 mm, e= 8mm	ml	20,00
302b	Batardeau en bois traité 5/15	m ³	0,50
303	Fourniture et pose de vanne de chasse avec système de manœuvre d'ouverture 2.5 m x 2,0 m y compris toute sujexion de mise en œuvre	U	1,00
304	Fourniture et pose de vanne pour prise d'eau avec système de manœuvre d'ouverture 2,5 m x 0,95 m, y compris la plateforme et l'échelle limnimétrie	U	1,00
305	Echelle métallique	ml	16,00
306	Garde-corps	ml	44,00
04	PEINTURE		
401	Peinture antirouille	m ²	7,00
402	Peinture à l'huile en 2 couches sur le garde – corps	m ²	7,00
II- CANAL D'AMENE AVEC SYSTÈME D'ASSAINISSEMENT			
01	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES		
105a	Débroussaillage	m ²	150,00
105b	Déblais meuble ou fouille d'ouvrages	m ³	788,60

N° Prix	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE
106a	Déblai rocheux	m ³	393,80
107	Déroctage	m ³	131,60
02	BETON ET MACONNERIE		
202	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	3,05
203	Béton de forme dosé à 300 kg/m3	m ³	19,40
204	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m ³	1,75
205	Coffrage en bois de pin	m ²	10,30
206	Armatures en acier doux et tors de tous diamètres	kg	96,85
207	Maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3	m ³	118,35
208	Chape ordinaire dosé à 400 kg/m3	m ²	99,90
209	Enduit ordinaire dosé à 400 kg/m3	m ²	281,05
III- PRISE ET CANAL D'IRRIGATION N°1			
01	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES		
105a	Débroussaillage	m ²	15,00
105b	Fouille d'ouvrages	m ³	6,40
106a	Déblai rocheux	m ³	1,30
107	Déroctage	m ³	0,85
02	BETON ET MACONNERIE		
202	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	0,60
207	Maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3	m ³	11,85
03	OUVRAGES METALLIQUES, VANTELLERIES ET FERRONNERIES		

N° Prix	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUANTITE
308	Vanne tout ou rien d'ouverture de 25 x 10 cm	U	1,00
IV- BASSIN DE DECANTATION			
01	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES		
105a	Débroussaillage et décapage	m ²	210,00
106b	Déblai meuble	m ³	423,15
106a	Déblai rocheux	m ³	203,20
107	Déroctage	m ³	403,55
02	BETON ET MACONNERIE		
202	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	4,70
203	Béton de forme dosé à 300 kg/m3	m ³	29,40
204	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m ³	4,05
205	Coffrage en bois de pin	m ²	21,00
206	Armatures en acier doux et tors de tous diamètres	kg	161,00
207	Maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3	m ³	213,80
208	Chape ordinaire dosé à 400 kg/m3	m ²	11,20
209	Enduit ordinaire dosé à 400 kg/m3	m ²	495,85
03	OUVRAGES METALLIQUES, VANTELLERIES ET FERRONNERIES		
305	Vanne de chasse d'ouverture 1,00x0,60m	Fft	1,00
307	Garde-corps	ml	11,30
04	PEINTURE		
401	Peinture antirouille	m ²	7,40
402	Peinture à l'huile en 2 couches sur les garde – corps	m ²	7,40

VII.3. Devis estimatif

Le devis estimatif permet d'estimer le coût total des Travaux à réaliser. En associant les résultats du devis quantitatif aux sous détails des prix.

VIII.1.1. Sous détails de Prix :

Un sous détail de prix est l'évaluation des prix de chaque composante conduisant à la détermination de prix unitaire pour les différentes parties de l'ouvrage. Le prix unitaire est déterminé selon trois paramètres qui sont :

- ✓ Le déboursé sec DS ;
- ✓ Le rendement journalier R ;
- ✓ Le coefficient de déboursé K_1 .

$$PU = K_1 \times \frac{DS}{R}$$

Avec : PU : Prix de vente hors taxe unitaire ;

DS : Déboursé sec ;

R : Rendement journalier ;

K_1 : Coefficient de déboursé.

a) Coefficient de Déboursé K_1

Le coefficient de déboursés K_1 Est déterminé par la formule suivante :

$$K_1 = \frac{\left(1 + \frac{A_1}{100}\right) \times \left(1 + \frac{A_2}{100}\right)}{1 - \frac{A_3}{100} \times \left(1 + \frac{TVA}{100}\right)}$$

Avec K_1 : Coefficient de majoration de déboursé

A_1 : Frais généraux proportionnels aux déboursés ;

$$A_1 = a1 + a2 + a3 + a4$$

A_2 : Bénéfice brut et frais financier proportionnel au prix de revient de l'Entreprise ;

$$A_2 = a5 + a6 + a + a8$$

A_3 : Frais proportionnel au TVA ($a9 = 0$) ;

$$A_3 = a9$$

TVA : Taxe sur la valeur ajoutée, elle est de 20% pour les marchés de Travaux.

Les différentes valeurs maxi et mini des indices sont présentées par la figure suivante :

coefficient	Description	Minimale (%)	Maximale (%)
a1	Frais d'agence et patente	3,5	7
a2	Frais de chantier	8	12
a3	Frais d'études et de laboratoire	3	4
a4	Assurance	0,5	1
a5	Bénéfice net et impôts sur le bénéfice	6	10
a6	Aléas techniques	2	3
a7	Aléas de révision des prix	1,5	6
a8	Frais financiers	2	4

Figure 81 : Coefficients pour K1

Et les valeurs des indices de composition à prendre dans ce projet sont récapitulées dans le tableau qui suit :

Tableau 107: Valeur des indices de composition

Origine des frais	Décomposition à l'intérieur de chaque catégorie de frais	Indice de composition de catégorie		Indice	Valeur en %
		Indice	Valeur en %		
Frais généraux proportionnels aux déboursés	Frais d'agence et de patente	a.1	5,00	A1	19,00
	Frais de chantier	a.2	10,00		
	Frais d'études et de laboratoire	a.3	3,00		
	Assurances	a.4	1,00		
Bénéfice brut et frais financiers proportionnels au prix de revient	Bénéfice et impôts sur le bénéfice	a.5	7,00	A2	14,00
	Aléas techniques	a.6	2,00		
	Aléas de révision de prix	a.7	3,00		
	Frais financiers	a.8	2,00		
Frais proportionnels au prix de règlement	Frais de siège	a.9	0,00	A3	0,00

D'où

$$K_1 = 1.35$$

VIII.1.2. Exemple de sous détails de prix

Le sous détail des prix présenté ci-après est celui du béton dosé à 350 kg/m³.

Tableau 108: Exemple de sous détails de prix du Béton 350

Prix N°	204		Unité m ³					
Composante des prix		Coûts directs			Dépenses directes			Total
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU	Matériels	MO	Matériaux
Matériels								
Outilages	FFT	1,00	FFT	1,00	40 000,00	40 000,00		
Pervibrateur	Mj	2,00	h	8,00	6 850,00	109 600,00		
Bétonnière	Mj	1,00	h	8,00	18 000,00	144 000,00		
						293 600,00		
						Total Matériels		293 600,00
Main d'œuvre								
Chef d'équipe	Hj	1,00	h	1,00	3 000,00		3 000,00	
O.S.	Hj	4,00	h	8,00	2 400,00		76 800,00	
Mancœuvre	Hj	6,00	h	8,00	2 400,00		115 200,00	
						Total Main d'œuvre		195 000,00
Matériaux								
Ciment	kg	350,00	kg	3 500,00	610,00			2 135 000,00
Sable	m3	0,40	m3	4,00	35 000,00			140 000,00
Gravillon	m3	0,80	m3	8,00	65 000,00			520 000,00
	K1=	1,35				Total Matériaux		2 795 000,00
						Total des Déboursés		3 283 600,00
						PU= K*D/R		443 286,00

VII.4. Devis quantitatif et estimatif

Le tableau suivant nous donne le D.Q.E du Projet

Tableau 109: D.Q.E du Projet

N° Prix	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire en ariary	Montant en ariary
0-INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					
001	Installation de chantier	Fft	1,00	35 733 056	35 733 056
002	Repli de chantier	Fft	1,00	15 314 167	15 314 167
Total Installation et Repli de chantier					51 047 223
I- BARRAGE ET PRISE D'EAU					
01	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES				

N° Prix	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire en ariary	Montant en ariary
101	Démolition des ouvrages existants	m ³	64,50	20 600	1 328 700
102	Mise en œuvre de batardeaux provisoires	m ³	375,00	40 400	15 150 000
103	Traitement des diaclases par injection de coulis de ciment (avec agrégats en cas de besoins)	m ³	18,50	512 000	9 472 000
104	Enlèvement des batardeaux provisoires	m ³	375,00	37 000	13 875 000
105b	Fouille d'ouvrages	m ³	22,40	12 200	273 280
106a	Déblai rocheux	m ³	13,80	24 700	340 860
107	Déroctage	m ³	122,30	94 500	11 557 350
108	Trous d'ancrage de 0,80 m de profondeur	U	230,00	16 000	3 680 000
Total Terrassement et Travaux préparatoires					55 677 190
02	BETON ET MACONNERIE				
201	Canne d'ancrage en HA16(38x2m + 192x1.40m)	U	230,00	14 500	3 335 000
202	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	1,45	261 000	378 450
204	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m ³	99,40	443 286	44 062 628
205	Coffrage en bois de pin	m ²	939,50	10 500	9 864 750
206	Armatures en acier doux et tors de tous diamètres	Kg	4 437,50	5 186	23 012 875
207	Maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3	m ³	260,10	358 866	93 341 047
209	Enduit ordinaire dosé à 400 kg/m3	m ²	553,30	10 400	5 754 320
210	Perré maçonné hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3 pour la protection de la rive droite en amont de la prise	m ²	24,40	63 600	1 551 840
Total Béton et maçonnerie					181 300 910
03	OUVRAGES METALLIQUES, VANTELLERIES ET FERRONNERIES				
301	Grille métallique pour la prise d'eau 2,5 m x 1,25 m, y compris serrurerie et toutes sujétions de mise en œuvre	U	1,00	402 000	402 000

N° Prix	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire en ariary	Montant en ariary
302a	Rainure sur batardeau en fer U, l= 80 mm, h= 45 mm, e= 8mm	Ml	20,00	54 600	1 092 000
302b	Batardeau en bois traité 5/15	m ³	0,50	1 360 000	680 000
303	Fourniture et pose de vanne de chasse avec système de manœuvre d'ouverture 2.5 m x 2,0 m y compris toute sujexion de mise en œuvre	U	1,00	9 000 000	9 000 000
304	Fourniture et pose de vanne pour prise d'eau avec système de manœuvre d'ouverture 2,5 m x 0,95 m, yc PF échelle limnimétrie	U	1,00	4 275 000	4 275 000
306	Echelle métallique	Ml	16,00	27 200	435 200
307	Garde-corps	Ml	44,00	27 200	1 196 800
Total Ouvrages métalliques, vantalleries et ferronneries					17 081 000
04	PEINTURE				
401	Peinture antirouille	m ²	7,00	10 800	75 600
402	Peinture à l'huile en 2 couches sur les garde - corps	m ²	7,00	15 300	107 100
Total Peinture					182 700
TOTAL BARRAGE ET PRISE D'EAU					254 241 800
II- CANAL D'AMENE AVEC SYSTÈME D'ASSAINISSEMENT					
01	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES				
105a	Débroussaillage	m ²	150,00	3 510	526 500
106b	Déblais meuble ou fouille d'ouvrages	m ³	788,60	12 200	9 620 920
106a	Déblai rocheux	m ³	393,80	24 700	9 726 860
107	Déroctage	m ³	131,60	94 500	12 436 200
Total Terrassement et Travaux préparatoires					32 310 480
02	BETON ET MACONNERIE				
202	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	m ³	3,05	261 000	796 050
203	Béton de forme dosé à 300 kg/m ³	m ³	19,40	364 400	7 069 360
204	Béton armé dosé à 350 kg/m ³	m ³	1,75	443 286	775 751

N° Prix	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire en ariary	Montant en ariary
205	Coffrage en bois de pin	m ²	10,30	10 500	108 150
206	Armatures en acier doux et tors de tous diamètres	Kg	96,85	5 186	502 264
207	Maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3	m ³	118,35	358 866	42 471 791
208	Chape ordinaire dosé à 400 kg/m3	m ²	99,90	12 400	1 238 760
209	Enduit ordinaire dosé à 400 kg/m3	m ²	281,05	10 400	2 922 920
Total Béton et maçonnerie					55 885 046
TOTAL CANAL D'AMENEE AVEC SYSTEME D'ASSAINISSEMENT					88 195 526
III- PRISE ET CANAL D'IRRIGATION					
01	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES				
105a	Débroussaillage	m ²	15,00	3 500	52 500
105b	Fouille d'ouvrages	m ³	6,40	12 200	78 080
106a	Déblai rocheux	m ³	1,30	24 700	32 110
107	Déroctage	m ³	0,85	94 500	80 325
Total Terrassement et Travaux préparatoires					243 015
02	BETON ET MACONNERIE				
202	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	0,60	261 000	156 600
207	Maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3	m ³	11,85	358 866	4 252 562
Total Béton et maçonnerie					4 409 162
03	OUVRAGES METALLIQUES, VANTELLERIES ET FERRONNERIES				
308	Vanne tout ou rien d'ouverture de 25 x 10 cm	U	1,00	400 000	400 000
Total Ouvrages métalliques, vantalleries et ferronneries					400 000
TOTAL PRISE ET CANAL D'IRRIGATION					5 052 177
IV- BASSIN DE DECANTATION					
01	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES				
105a	Débroussaillage et décapage	m ²	210,00	3 510	737 100

N° Prix	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire en ariary	Montant en ariary
106b	Déblai meuble	m ³	423,15	12 200	5 162 430
106a	Déblai rocheux	m ³	203,20	24 700	5 019 040
107	Déroctage	m ³	403,55	94 500	38 135 475
Total Terrassement et Travaux préparatoires					49 054 045
02	BETON ET MACONNERIE				
202	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	4,70	261 000	1 226 700
203	Béton de forme dosé à 300 kg/m3	m ³	29,40	364 400	10 713 360
204	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m ³	4,05	443 286	1 795 308
205	Coffrage en bois de pin	m ²	21,00	10 500	220 500
206	Armatures en acier doux et tors de tous diamètres	Kg	161,00	5 186	834 946
207	Maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3	m ³	213,80	358 866	76 725 551
208	Chape ordinaire dosé à 400 kg/m3	m ²	11,20	12 400	138 880
209	Enduit ordinaire dosé à 400 kg/m3	m ²	495,85	10 400	5 156 840
Total Béton et maçonnerie					96 812 085
03	OUVRAGES METALLIQUES, VANTELLERIES ET FERRONNERIES				
305	Vanne de chasse d'ouverture 1,00x0,60m	Fft	1,00	2 500 000	2 500 000
307	Garde-corps	Ml	11,30	27 200	307 360
Total Ouvrages métalliques, vantalleries et ferronneries					2 807 360
04	PEINTURE				
401	Peinture antirouille	m ²	7,40	10 800	79 920
402	Peinture à l'huile en 2 couches sur les garde - corps	m ²	7,40	30 600	226 440
Total Peinture					306 360
TOTAL BASSIN DE DECANTATION					148 979 850
V- DALOT DOUBLE CADRE					
1	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES				

106b	Déblais meuble ou fouille d'ouvrages	m ³	18,20	12 200	222 040
109	Remblai	m ³	5,46	11 500	62 790
110	Lit de Sable	m ³	0,46	35 000	15 925
Total Terrassement et Travaux préparatoires					300 755
2	BETON ET MACONNERIE				
202	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m ³	5,74	261 000	1 498 140
204	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m ³	5,74	443 286	2 544 462
205	Coffrage en bois de pin	m ²	19,20	10 500	201 600
206	Armatures en acier doux et tors de tous diamètres	Kg	88,09	5 186	456 840
Total Béton et maçonnerie					4 701 042
TOTAL DALOT DOUBLE CADRE					5 001 797
VI- FOSSE MACONNE					
1	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES				
106b	Déblais meuble ou fouille d'ouvrages	m ³	95,10	12 200	1 160 220
105a	Débroussaillage	m ²	325,00	3 510	1 140 750
Total Terrassement et Travaux préparatoires					2 300 970
2	BETON ET MACONNERIE				
210	Maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 300 kg/m3	m ³	50,72	132 100	6 700 112
Total Béton et maçonnerie					6 700 112
TOTAL FOSSE MACONNE					9 001 082
TOTAL GENERAL HTVA					561 519 455
TVA 20 %					112 303 891
TOTAL TTC					673 823 346

VII.5. Récapitulation du D.Q.E

La récapitulation du DQE est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 110: Récapitulation du DQE

RECAPITULATIONS		
	DESIGNATIONS	MONTANT (AR)
0	INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER	51 047 223,00
I	BARRAGE ET PRISE D'EAU	254 241 800,00
II	CANAL D'AMENE AVEC SYSTÈME D'ASSAINISSEMENT	88 195 526,00
III	PRISE ET CANAL D'IRRIGATION N°01	5 052 177,00
IV	BASSIN DE DECANTATION	148 979 850,00
V	DALOT DOUBLE CADRE	5 001 797,00
VI	FOSSE MACONNE RECTANGULAIRE	9 001 082,00
TOTAL GENERAL DU LOT HTVA		561 519 455,00
TVA 20 %		112 303 891,00
TOTAL TTC		673 823 346,00

Arrêté le présent devis à la somme de « **SIX CENT SOIXANTE TREIZE MILLION HUIT CENT VINGT TROIS MILLE TROIS CENT QUARANTE SIX Ariary** » **TOUT TAXE COMPRISE** (673 823 346,00 Ar TTC).

CHAPITRE VIII : ETUDES DE RENTABILITE DU PROJET

Avant d'entamer l'étude de rentabilité, on aura d'abord à voir les éléments de l'analyse financière.

VIII.1 ELEMENTS FINANCIERS :

VIII.1.1. Coût total du Projet

Le coût total du Projet englobe :

- Le coût des ouvrages du Génie Civil
- Le coût des Equipements
- Le réseau ou transport d'énergie
- Le logistique ou distribution d'énergie

Chaque coût est donné par les tableaux suivants :

Tableau 111: Coût total des ouvrages du Génie Civil

Désignation des ouvrages	Montant par ouvrage [Ariary]
I. BARRAGE ET PRISE D'EAU	254 241 800,00
II. AVANT CANAL	88 195 526,00
III. PRISE	5 02 177,00
IV. BASSIN DE DECANTATION	148 979 850,00
V. CHENAL D'EVACUATION	4 961 994,00
VI. GALERIE SOUTERRAINE	567 314 504,00
VII. CHAMBRE DE MISE EN CHARGE	91 473 076,00
VIII. CONDUITE FORCEE	296 754 822,00
IX. BATIMENT DE LA CENTRALE	127 962 651,00
X. BATIMENT DES PERSONNELS	55 635 800,00
XI. PISTE D'ACCES	265 427 529,00
XII. DALOT DOUBLE	5 001 797,00
XIII. FOSSE MACONNE	9 001 082,00
TOTAL GENIE CIVIL	1 914 950 431,00
CONDUITE FORCEE	296 754 822,00
TOTAL GENERAL	2 211 705 253

Tableau 112: Coût total des Equipements

DESIGNATION DES OUVRAGES	Montant par ouvrage [Ariary]
I. ELECTROMECANIQUE	1 747 203 700,00
II. ELECTRIQUE	30 551 167,00
TOTAL EQUIPEMENT	1 777 754,87

Tableau 113: Coût total du Réseau

DESIGNATION DES OUVRAGES	Montant par ouvrage [Ariary]
I.LIGNE MT	843 565 200,00
II. POSTE TRANSFO	307 259 566,00
III. RESEAU BT	588 821 157,00
IV. ECLAIRAGE PUB	37 773 780,00
V. ACCESSOIRES DIVERS	720 071,00
TOTAL RESEAU	1 778 139 774,00

Tableau 114: Coût total du Logistique

DESIGNATION DES OUVRAGES	Montant par ouvrage [Ariary]
I.POTEAU BETON	55 149 833,00
II. POTEAU BOIS	53 838 145,00
TOTAL LOGISTIQUE	1 778 139 774,00

Le coût total est donné par le tableau suivant :

Tableau 115: Coût total du Projet

DESIGNATION DES OUVRAGES	Montant par ouvrage [Ariary]
I. GENIE CIVIL	2 211 705 253
II. EQUIPEMENT	1 777 754 867
III. RESEAU	1 778 139 774
IV. LOGISTIQUE	108 987 978

DESIGNATION DES OUVRAGES	Montant par ouvrage [Ariary]
TOTAL	5 876 587 872
PRESTATION INGENIERIE	117 531 757
TOTAL GENERAL	5 994 119 629

VIII.1.2. Amortissement annuel des immobiliers

Toute immobilisation se déprécie à l'usage. Elle subit des diminutions de leurs valeurs d'origine. Elle se caractérise d'une part par son utilisation et d'autre part par l'évolution technologique exigée par la modernisation. Ce processus est appelé amortissement.

L'annuité d'amortissement est donnée par le rapport de la valeur d'achat de l'immobilisation à la valeur de la durée de vie correspondante.

$$A = \frac{V_0}{D_v}$$

Où :

A Désigne l'annuité d'amortissement

V_0 Désigne la valeur d'acquisition des ouvrages de génie civils et des équipements

D_v Désigne la durée de vie de chaque élément cité précédemment.

Tableau 116: Amortissement

Eléments	Valeur d'acquisition (Ariary)	Durée de vie (ans)	Amortissement (ariary)
GENIE CIVIL	2 211 705 253	40	55 292 631,32
EQUIPEMENT	1 777 754 867	25	71 110 194,68
TOTAL			126 402 826,01

VIII.1.3. Plan de financement

Le plan de financement présente, les besoins et les ressources nécessaires à la mise en œuvre du projet.

Le projet propose une subvention de :

- 2 Milliards 662 Millions d'ariary pour les travaux de génie civil
- 55 Millions 902 Milles Ariary pour la réalisation de l'APD
- 66 Millions 550 Milles Ariary pour le raccordement des ménages

L'apport au capital de l'entrepreneur est de 2 Milliards 528 Millions 900 Milles Ariary.

Le total des ressources est de **5 313 352 000 Ariary**.

Soient alors :

- ✓ 70 % de la part des investisseurs : **5 313 352 000 Ariary**
- ✓ 30% pour les déléguaires : **302 689 918 Ariary**

VIII.1.4. Recette d'exploitation

La recette d'exploitation pour chaque année varie en fonction de l'énergie vendable. Le prix de vente sera fixé entre 550Ariary a 700AriaryHT/kWh.

En effet, la recette d'exploitation est définie par :

$$RE_i = (Ea)_i \cdot p_{vente}$$

Dans laquelle :

- RE_i : recette brute d'exploitation de l'année « i » en Ariary
- $(Ea)_i$: Energie vendable ou consommable en kWh de la ville de l'année « i »
- p_{vente} : Prix de vente du kWh en Ariary

Le tableau suivant résume la recette d'exploitation à l'année 2020.

Tableau 117: Recette d'exploitation

Désignation	Rendement [kWh/mois]	Rendement [kWh/année]	Prix kWh [Ariary]	Nbr Usagers	Montant [Ariary]
I. Forfait Lampe 1	3	36	500	133	2 395 800
II. Forfait Lampes 2	6	72	550	333	13 176 900
III. Consommateur Niveau 1	9	108	600	150	9 746 114
IV. Consommateur Niveau 2	20	240	600	176	25 299 648
V. Consommateur Niveau 3	40	480	700	87	29 069 040
VI. Consommateur Niveau 4	70	840	700	11	6 261 024
VII. Entreprise Faible	20	240	700	57	9 615 144
VIII. Entreprise intermédiaire	66	792	700	11	5 903 251
IX. Entreprise importante	2 600	31 200	700	8	174 414 240
X. Services Publics Faibles	15	180	600	15	1 581 228
XI. Services Publics Intermédiaires	26	312	600	24	4 484 938
XII. Services Publics Importants	20	240	700	9	1 565 256
TOTAL GENERAL	2 895	34 740	-	1013	283 512 583

VIII.1.5. Dépense ou Charge d'exploitation

- L'entretien représente 1% du cout total du Projet
- L'assurance représente 0,35% du cout total du Projet
- La totalité des dépenses est donnée dans le tableau qui suit :

Tableau 118: Charge d'exploitation

DESIGNATION	Montant [Ariary]
I. ENTRETIEN	59 941 196
II. ASSURANCE	20 979 419
III. ENERGIE ET TRANSPORT	200 000
IV. FRAIS BUREAU	5 700 000
V. SOUS TRAITANCE	3 000 000
TOTAL GENERAL DES CHARGES D'EXPLOITATION	89 820 615

VIII.1.6. Fond de Roulement Initial

Le fond de roulement initial est l'ensemble de fonds nécessaires pour couvrir les frais généraux ainsi que les couts de production jusqu'à ce que les recettes puissent les couvrir. Il sert au démarrage de l'exploitation. En effet, dès que le premier mois d'exploitation s'achèvera, la recette mensuelle pourra couvrir les différentes charges de ce premier mois.

On prendra comme fond de roulement initial la 1/12^{ème} de la charge d'exploitation annuelle.

$$\mathbf{FR = 7\,485\,021\,Ariary}$$

Ainsi, le coût total d'investissement est égal à la somme du coût d'installation et le fond de roulement initial.

$$\mathbf{COUT\,D'INVESTISSEMENT = 6\,001\,604\,680\,Ariary}$$

VIII.1.7. Résultat net

Le résultat net est la somme du résultat avant l'impôt et le Ristourne.

$$\text{Résultat net} = \text{Résultat avant impôt} + \text{Ristourne}$$

La ristourne est de 24% du Projet qui est de **68 043 020 Ariary**

Et le résultat avant impôt est de **193 691 968 Ariary**

D'où

Resultat net = 193 691 968 + 68 043 020

Resultat net = 261 734 988 Ariary

VIII.1.8. Cash-flow Fp

Le Cashflow ou Flux de trésorerie de la période est la marge de liquidité réalisée à partir du chiffre d'affaires. Autrement dit, c'est le financement interne de la société (autofinancement).

$F_p = \text{Resultat net} + \text{Amortissement}$

$F_p = 388\,137\,814,18 \text{ Ariary}$

VIII.2 Etudes de rentabilité :

La rentabilité de Projet s'évalue par le biais des critères suivants :

- La valeur actuelle nette (VAN) ;
- L'indice de profitabilité (IP) ;
- Le taux interne de rentabilité (TIR) ;
- Le Délai de Récupération du Capital Investi (DRCI)

Le projet est dit rentable si :

- $\text{VAN} > 0$
- $\text{IP} > 1$
- $\text{TIR} >$ Taux d'actualisation qui est de 12 dans le cas de notre projet
- $\text{DRCI} <$ Durée de vie du Projet

VIII.2.1. Valeur Actuelle Nette (VAN)

La VAN mesure la création de valeur du Projet. Un Projet peut être adopté si celle-ci est positive ou nulle. Son expression est :

$$\text{VAN} = \sum_{p=1}^n F_p (1 + r)^{-p} - I$$

Avec :

- F_p : Flux de trésorerie de la période p ;
- I : Capital investi : **6 001 604 680,33 Ariary** ;
- n : Durée de vie du Projet ;
- r : Taux d'actualisation égale à 12% à Madagascar.

La règle de décision est :

- Un Projet peut être adopté si la VAN est positive ou nulle ;
- Entre deux projets, il convient de privilégier celui qui dégage la VAN la plus importante.

Le résultat du calcul de la VAN pendant 35 ans (durée de vie du projet) est donnée par le tableau suivant :

Tableau 119: VAN pendant 35 ans

Années	Fp	(1+r)^p	Fp(1+r)^{-p}
2020	388 137 814,18	0,90	349 673 706,47
2021	426 951 595,60	0,81	346 523 492,90
2022	469 646 755,16	0,73	343 401 659,63
2023	516 611 430,68	0,66	340 307 950,98
2024	568 272 573,74	0,59	337 242 113,59
2025	625 099 831,12	0,53	334 203 896,35
2026	687 609 814,23	0,48	331 193 050,43
2027	756 370 795,65	0,43	328 209 329,26
2028	832 007 875,22	0,39	325 252 488,46
2029	915 208 662,74	0,35	322 322 285,86
2030	1 006 729 529,01	0,32	319 418 481,48
2031	1 107 402 481,91	0,29	316 540 837,50
2032	1 218 142 730,11	0,26	313 689 118,25
2033	1 339 957 003,12	0,23	310 863 090,15
2034	1 473 952 703,43	0,21	308 062 521,77
2035	1 621 347 973,77	0,19	305 287 183,74
2036	1 783 482 771,15	0,17	302 536 848,75
2037	1 961 831 048,26	0,15	299 811 291,55
2038	2 158 014 153,09	0,14	297 110 288,93
2039	2 373 815 568,40	0,12	294 433 619,66
2040	2 611 197 125,24	0,11	291 781 064,53
2041	2 872 316 837,76	0,10	289 152 406,29
2042	3 159 548 521,54	0,09	286 547 429,65
2043	3 475 503 373,69	0,08	283 965 921,28
2044	3 823 053 711,06	0,07	281 407 669,74
2045	4 205 359 082,17	0,07	278 872 465,50
2046	4 625 894 990,38	0,06	276 360 100,95
2047	5 088 484 489,42	0,05	273 870 370,31
2048	5 597 332 938,36	0,05	271 403 069,68
2049	6 157 066 232,20	0,04	268 957 996,98
2050	6 772 772 855,42	0,04	266 534 951,96
2051	7 450 050 140,96	0,04	264 133 736,18
2052	8 195 055 155,06	0,03	261 754 152,97
2053	9 014 560 670,56	0,03	259 396 007,45
2054	9 916 016 737,62	0,03	257 059 106,48

Années	Fp	(1+r) ^p	Fp(1+r) ^p
2055	10 907 618 411,38	0,02	254 743 258,67

$$\sum_{p=1}^n F_p (1 + r)^{-p} = 10 792 022 964,31 \text{ Ariary}$$

D'où

$$VAN = 4 790 418 283,98 \text{ Ariary} > 0$$

Le Projet peut être adopté.

VIII.2.2. Indice de Profitabilité (IP)

L'indice de profitabilité (IP) permet de donner une indication de création de valeur relative.

Le Projet peut être adopté si $IP \geq 1$.

L'IP peut être calculé par la relation suivante :

$$IP = 1 + \frac{VAN}{I} > 1$$

$$IP = 1,80 > 1$$

Cela signifie que l'investissement a une rentabilité supérieure au taux exigé et que 1 Ariary investi rapporte 0.80 Ariary. De ce fait, **le Projet est rentable**.

VIII.2.3. Taux Interne de Rentabilité (TIR)

Le TIR est le taux d'actualisation qui annule la valeur actuelle nette.

La règle de décision se fait comme suit :

- Si le $TRI \geq r$, le Projet peut être adopté, car la rentabilité moyenne du Projet est au moins égale au coût des ressources qui le finance ;
- Dans le cas contraire, le Projet ne doit pas être adopté.

Après calcul, le taux interne de rentabilité est de **TIR = 15,26 % > 12%**.

Ainsi, **le Projet peut être adopté**.

VIII.2.4. Délai de Récupération du Capital Investi (DRCI)

Le délai de récupération correspond au nombre d'années au bout duquel le capital investi a pu être récupéré.

Tableau 120: Récapitulation de la DRCI

Années	Fp(1+r)^p	DRCI
2020	349 673 706,47	349 673 706,47
2021	346 523 492,90	696 197 199,37
2022	343 401 659,63	1 039 598 859,00
2023	340 307 950,98	1 379 906 809,98
2024	337 242 113,59	1 717 148 923,57
2025	334 203 896,35	2 051 352 819,91
2026	331 193 050,43	2 382 545 870,35
2027	328 209 329,26	2 710 755 199,61
2028	325 252 488,46	3 036 007 688,06
2029	322 322 285,86	3 358 329 973,92
2030	319 418 481,48	3 677 748 455,40
2031	316 540 837,50	3 994 289 292,90
2032	313 689 118,25	4 307 978 411,15
2033	310 863 090,15	4 618 841 501,30
2034	308 062 521,77	4 926 904 023,07
2035	305 287 183,74	5 232 191 206,81
2036	302 536 848,75	5 534 728 055,56
2037	299 811 291,55	5 834 539 347,12
2038	297 110 288,93	6 131 649 636,05
2039	294 433 619,66	6 426 083 255,71
2040	291 781 064,53	6 717 864 320,23
2041	289 152 406,29	7 007 016 726,52
2042	286 547 429,65	7 293 564 156,18
2043	283 965 921,28	7 577 530 077,45
2044	281 407 669,74	7 858 937 747,19
2045	278 872 465,50	8 137 810 212,69
2046	276 360 100,95	8 414 170 313,64
2047	273 870 370,31	8 688 040 683,96
2048	271 403 069,68	8 959 443 753,63
2049	268 957 996,98	9 228 401 750,61
2050	266 534 951,96	9 494 936 702,57
2051	264 133 736,18	9 759 070 438,75
2052	261 754 152,97	10 020 824 591,71
2053	259 396 007,45	10 280 220 599,16
2054	257 059 106,48	10 537 279 705,64
2055	254 743 258,67	10 792 022 964,31

Le DRCI est compris entre la 17ème et 18ème année.

En interpolant on obtient le DRCI qui est : DRCI = 17,41 ans, plus précisément, le capital investi est récupéré dans **17 ans 4 mois 28 jours**.

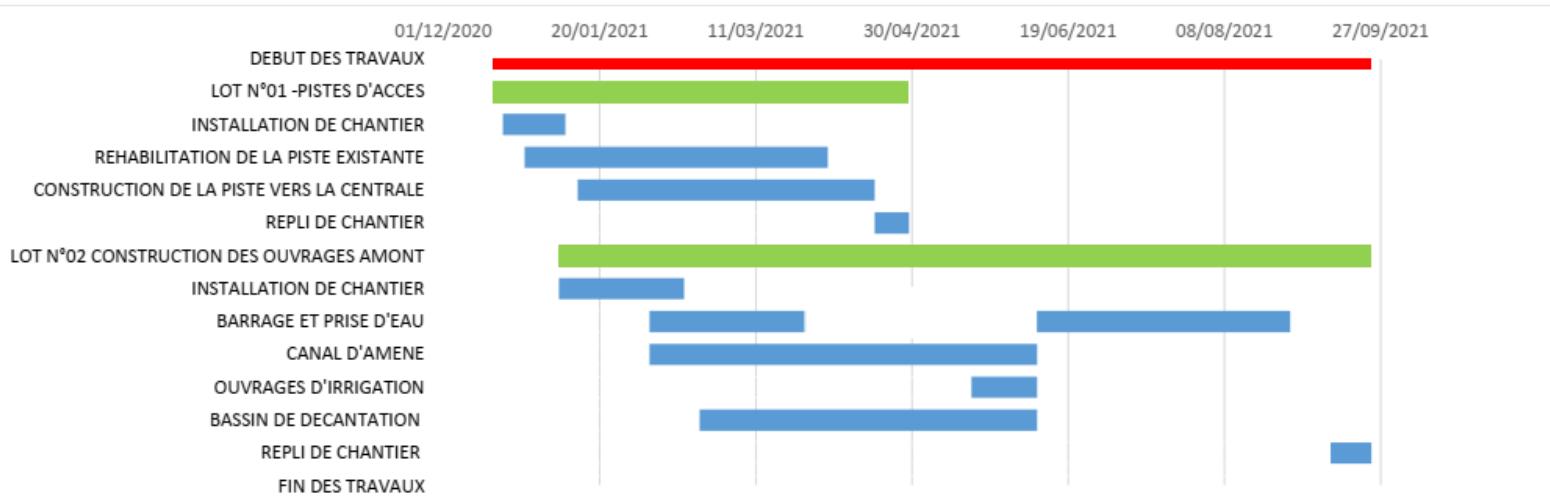
VIII.2.5. Conclusion

Tous les critères de rentabilité qu'on a étudiés se résument comme suit :

- VAN positive ;
- TIR supérieur au taux d'actualisation ;
- DRCI moins que la durée de vie des ouvrages.

Ceux-ci nous permettent d'affirmer que notre Projet peut être considéré comme étant un Projet d'investissement rentable.

Avant de terminer cet ouvrage, voici le Planning d'Exécution des travaux, estimés aux environ de dix (10) mois.



CHAPITRE IX : EVALUATION D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

IX.1 Contexte réglementaire

En se conformant à la loi n°90-033 du 21.12.1990 modifiée par les lois n°97-012 du 06.06.1997 et n° 2004-015 du 19.08.2004 portant Charte de l'environnement malagasy, l'article 10 stipule que les projets d'investissements publics ou privés susceptibles qui porte atteinte à l'environnement doivent faire l'objet soit d'une étude d'impact environnemental (EIE), soit d'un programme d'engagement environnemental (PREE), selon la nature technique, l'ampleur de ces projets et la sensibilité de leur milieu d'implantation. L'article 2 de cette loi définit l'environnement comme l'ensemble des milieux naturels et artificiels y compris les milieux humains et les facteurs sociaux et culturels qui intéressent le développement national.

L'étude d'impact environnemental peut donc se résumer en l'identification et l'analyse des effets positifs et négatifs que peut endosser un projet sur les milieux naturel, artificiel et humain où celui-ci doit être implanté ; en la prise de mesures d'atténuation des effets notamment néfastes du projet sur l'environnement.

IX.2 Analyse et évaluation des impacts :

Dans ce chapitre, nous allons évaluer tous les impacts qu'apporte le Projet Rhyviere II ; c'est à dire le Projet d'Electrification d'Andriamamovoka en général.

IX.2.1 Identification des impacts :

La prévision des impacts est l'étape la plus difficile du processus d'EIE. Les Projets de développement peuvent amorcer des chaines d'évènements complexes susceptibles d'affecter l'environnement de manière difficiles à prévoir à l'avance. Il s'avère alors pertinent d'identifier et d'analyser les impacts dans toutes les différentes phases du projet notamment :

- La phase préparatoire ;
- La phase de réalisation des travaux ;
- La phase d'exploitation
 - a. La phase préparatoire

Les impacts positifs durant la phase préparatoire sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 121: Analyse des impacts positifs dans la phase préparatoire

Sources d'impacts	Eléments/ milieux affectés	Impacts positifs prévisibles
Installation du chantier (base vie, aire de stockage des matériaux et des matériels)	Social	Création de nouvelles pistes de circulations pour les riverains
Besoin en main d'œuvre	Revenu des riverains	Augmentation des revenus pour les personnes ayant pu obtenir des emplois directs

Les impacts négatifs durant la phase préparatoire sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 122: Analyse des impacts positifs dans la phase préparatoire

Sources d'impacts	Eléments/ milieux affectés	Impacts négatifs prévisibles
Besoin en main d'œuvre	Revenu des riverains	Inflation spontanée
Sélection et/ou choix d'emplacement du site et acquisition de terrain	Propriété foncière	Plus-value foncière et risque de litiges avec les propriétés traditionnelles (la réglementation nationale ne reconnaît aucun droit aux occupants sans titre)
	Social	Risque de conflit social et d'expropriation

b. La phase de réalisation des travaux

Les impacts positifs durant la phase de réalisation des travaux sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 123: Analyse des impacts positifs dans la phase de réalisation

Sources d'impacts	Eléments/ milieux affectés	Impacts positifs prévisibles
Besoin en main d'œuvre ; Besoin de vivres et autres des ouvriers et du chantier	Revenu des riverains	Augmentation des revenus pour les personnes ayant pu obtenir des emplois directs

Les impacts négatifs durant la phase de réalisation des travaux sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 124: Analyse des impacts négatifs dans la phase de réalisation

Sources d'impacts	Eléments/ milieux affectés	Impacts négatifs prévisibles
Besoin en main d'œuvre ; Besoin de vivres et autres des ouvriers et du chantier	Revenu des riverains	Inflation spontanée
Expropriation à des fins publiques, emprise sur les terrains de cultures	Propriété foncière	Conflits sociaux ; Litiges avec les propriétés traditionnelles non enregistrées
Transport et circulation des véhicules et des équipements	Air, ambiance sonore	Bruits et vibration émis par les véhicules ; Fumées émis par les véhicules
Construction du barrage : batardeaux et détournement provisoire de l'écoulement	Eau	Contamination et pollution des eaux de surface ; Perte de biodiversité aquatique, de zones de pêche en amont et en aval du barrage ; Perturbation de la reproduction des faunes aquatiques
Installation de la ligne Moyenne Tension	Faune	Risque de collision et de mortalité entre les oiseaux et les structures de ligne et de poste
	Végétation	Destruction des couvertures végétales
Construction du canal d'améné, chambre de mise en charge, conduite forcée, bâtiment de la centrale	Sol	Contamination des sols par des produits de construction et par des divers contaminants (huiles, graisses, carburants) ; Modification et destruction de l'esthétique du paysage ; Risque d'érosion et de déstabilisation du sol (zone d'emprunt, talus de déblai ou de remblai, ...) ; Pollution (gestion des déchets de chantier)

	Air	Pollution de l'air due aux envols des poussières de ciment et des matériaux de construction ; Nuisance sonore associées aux bruits émis par les équipements de ligne et de poste
	Végétation, culture	Problèmes d'érosion et de sédimentation pouvant causer des problèmes d'ensablement des rizières et des terrains de cultures

c. La phase d'exploitation

Les impacts positifs durant la phase d'exploitation des travaux sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 125: Analyse des impacts positifs dans la phase d'exploitation

Sources d'impacts	Eléments/ milieux affectés	Impacts positifs prévisibles
Piste fonctionnelle	Soins de santé de la population	Amélioration des soins de santé via un désenclavement facilitant les affectations des services publics et une implantation plus facile du secteur privé

Les impacts négatifs durant la phase d'exploitation des travaux sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 126: Analyse des impacts négatifs dans la phase d'exploitation

Sources d'impacts	Eléments/ milieux affectés	Impacts négatifs prévisibles
Exploitation des aménagements hydroélectriques	Socio-économie	Usages conflictuels de l'eau
	Eau	Modification des régimes hydrologique et hydrique en amont et en aval de cette rivière
	Flore et faune	Risque de collision et de mortalité entre les oiseaux et les structures de ligne et de poste ;

		Perturbation du mode de vie et de la reproduction des faunes aquatiques
--	--	---

IX.2.2 Evaluation des impacts :

Cette évaluation des impacts soulignera l'importance des changements probables lors de l'aménagement du site hydroélectrique. La méthode utilisée vise à apprécier l'importance des impacts potentiels sur les composantes de l'environnement. Les impacts potentiels seront évalués à partir des quatre critères suivants :

- Durée (occasionnelle, temporaire ou permanente) ;
 - Effets (direct ou indirect) ;
 - Intensité (forte, moyenne ou faible) ;
 - Etendue (locale ou régionale)
- a. La durée :

Elle peut être subdivisée en 2 périodes :

- ✓ La période d'exécution des travaux : phase préparatoire et phase de construction ;
- ✓ La période de mise en service des infrastructures : phase d'exploitation et d'entretien.

La durée de l'impact se réfère à la période pendant laquelle le changement ou l'effet de l'activité se fera sentir :

- Elle est considérée comme permanente si le changement s'est aperçu pendant ou après la réalisation de l'activité et s'il persiste toujours au-delà de la période d'exécution des travaux ;
- Elle est temporaire si le changement se manifeste seulement pendant la période d'exécution des travaux ;
- Elle est jugée occasionnelle si l'effet est ressenti de façon intermittente sur une période de temps limitée correspondant à la réalisation de l'activité.

- b. L'effet :

Cet indicateur mesure la façon dont l'impact s'est perçu par la composante du milieu : ce qui touche **directement** la composante a un effet **direct** et **vice versa**.

c. L'intensité :

L'intensité du changement généré par un impact potentiel varie de forte à faible selon le degré de modification de la composante étudiée et si l'impact touche aux enjeux décrits précédemment.

- L'intensité est jugée **forte** si le changement est irréversible et si la modification est très importante pour la composante touchée ;
- L'intensité est **moyenne** si le changement est réversible et si la modification est partielle sans modifier de façon importante le dynamisme ou l'intégrité de la composante touchée ;
- Elle est **faible** si le changement est réversible et si la modification modifie de façon limitée un élément du milieu.

d. L'étendue :

Cet indicateur correspond à sa portée et son rayonnement spatial dans la zone d'étude.

-  **Etendue locale** : si l'impact sera ressenti au niveau de la composante du milieu affecté c'est à dire qui touche le milieu (physique ou biodiversité ou humain) situé dans le secteur des travaux ou les environs immédiats de l'activité du projet en cause ;
-  **Etendue zonale** : l'impact sera ressenti par une proportion de la population à l'intérieur de la zone d'étude sur l'ensemble ou une partie importante du site d'aménagement mais ne s'étendra pas à l'extérieur de cette zone ;
-  **Etendue régionale** : si l'impact sera ressenti au niveau de la composante ou s'étend sur l'ensemble de la commune concernée.

Le résultat des combinaisons de ces critères détermine l'importance du changement causé par une source d'impact. Elle est subdivisée en trois catégories selon le degré de gravité : **majeure**, **moyenne**, **mineure**.

Tableau 127: Evaluation des impacts négatifs sur l'eau, le sol et l'air

Composante ou milieu affecté	Impacts Potentiels	Durée	Effet	Intensité	Etendue	Importance
Eau	Contamination et pollution des eaux de surface	Temporaire	Direct	Forte	Locale	Moyenne
	Perte de biodiversité aquatique, de zones de pêche en amont et en aval du barrage	Temporaire	Direct	Forte	Zonale	Moyenne
	Perturbation de la reproduction des faunes aquatiques	Temporaire	Indirect	Moyenne	Locale	Mineure
	Modification des régimes hydrologique et hydrique en amont et en aval de cette rivière	Permanent	Direct	Moyenne	Locale	Moyenne
Sol	Contamination des sols par des produits de construction et par des divers contaminants (huiles, produits chimiques, hydrocarbures)	Occasionnel	Direct	Moyenne	Locale	Mineure
	Modification et destruction de l'esthétique du paysage	Permanent	Direct	Moyenne	Locale	Moyenne
	Risque d'érosion et de déstabilisation du sol (zone d'emprunt, talus de déblai ou de remblai, ...)	Temporaire	Direct	Forte	Locale	Moyenne
	Pollution (gestion des déchets de chantier)	Occasionnel	Direct	Faible	Locale	Mineure
Air et Ambiance sonore	Pollution de l'air due aux envols des poussières de ciment et des matériaux de construction, aux fumées émis par les véhicules	Temporaire	Direct	Moyenne	Zonale	Mineure
	Nuisance sonore associées aux bruits émis	Temporaire	Direct	Faible	Locale	Mineure

	par les véhicules et les matériels à moteur					
	Nuisance sonore associées aux bruits émis par les équipements de ligne et de poste	Permanent	Indirect	Faible	Zonale	Mineure

Tableau 128: Evaluation des impacts négatifs sur l'environnement socio-économique

Composante ou milieu affecté	Impacts Potentiels	Durée	Effet	Intensité	Etendue	Importance
Socio-économique	Usages conflictuels de l'eau	Moyen	Indirect	Moyenne	Locale	Moyenne
	Perte de terre agricole	Permanent	Direct	Forte	Locale	Majeure
	Plus-value foncière et risque de litiges avec les propriétés traditionnelles	Moyen	Indirect	Moyenne	Locale	Moyenne
	Risque de conflit social et d'expropriation	Moyen	Indirect	Moyenne	Locale	Moyenne
	Inflation spontanée due à l'augmentation des revenus pour les personnes ayant pu obtenir des emplois directs	Temporaire	Direct	Faible	Locale	Mineure

Tableau 129: Evaluation des impacts positifs

Composante ou milieu affecté	Impacts Potentiels	Durée	Effet	Intensité	Etendue	Importance
Socio-économique	Création de nouvelles pistes de circulations pour les riverains	Permanent	Direct	Forte	Zonale	Majeure
	Création d'emploi et augmentation des revenus pour les personnes ayant pu obtenir des emplois directs	Moyen	Indirect	Moyenne	Locale	Moyenne
	Amélioration des soins de santé via un désenclavement facilitant les affectations des services publics et une implantation plus facile du secteur privé	Permanent	Indirect	Moyenne	Locale	Moyenne

IX.2.3 Proposition de mesures d'atténuation et de suivi environnemental :

Tableau 130: Proposition de mesures d'atténuation et de suivi environnemental

Impacts négatifs	Mesures d'atténuation	Méthode de suivi	Calendrier	Acteurs responsable
Risque d'érosion du sol	Procéder à la stabilisation des talus (déblais et remblais) par des ouvrages appropriés (mur de pied en gabions, fossés de crête, traitement de génie végétal comme Vétiver, mimosa, etc.) par fascinage et engazonnement des talus	Constatation et mesure directe sur place	Pendant la phase de construction	Entreprise et Maître d'œuvre
	Adoucir les pentes des remblais (au moins adopter des pentes épousant la topographie naturelle)	Constatation et mesure directe sur place	Pendant la phase de construction	

	Remise en état immédiate des zones d'emprunt et des carrières	Constatation et mesure directe sur place	Pendant la phase de construction	
	Méthode d'exploitation adéquate pour éviter les érosions (exemple : ramassage des blocs de pierres)	Constatation et mesure directe sur place	Pendant la phase préparatoire	
	Impliquer la population locale par une approche participative à la protection de l'environnement contre l'érosion	IEC	Pendant la phase construction au plus tard avant la fermeture du chantier	
Contamination des sols par des produits de construction et par des divers contaminants (huiles, produits chimiques, hydrocarbures)	Eviter les fuites et les déversements des produits chimiques et des hydrocarbures dans les zones humides en prévoyant un site fixe pour l'entretien des véhicules et en limitant le trajet des engins	Constatation et évaluation du coût de l'expropriation	Pendant la phase de construction	Entreprise et Maître d'œuvre
Perte d'utilisations futures des zones de cultures	Choix de l'emplacement des ouvrages pour l'éviter et compensation	Constatation et évaluation du coût de l'expropriation	Pendant la phase préparatoire ; Pendant la phase construction	Entreprise et Maître d'œuvre

	Étant donné la possibilité d'expropriation pour cause d'utilité publique, il sera important de suivre la procédure légale qui est dictée par l'ordonnance 62 023 et son décret d'application 63 – 030 du 16/01/63		Au plus tard avant la fermeture du chantier	
Usages conflictuels de l'eau	Calculer et respecter les besoins en eau de tous les utilisateurs	Constatation et mesure directe sur place	Pendant les phases préparatoires et constructions	Entreprise et Maître d'œuvre
Modification des conditions de vie, de la circulation des espèces aquatiques	Le seuil déversant assurera le maintien du débit réservé	Constatation sur place et réglage de la vanne de vidange de gond pour régler le débit réservé pendant la période d'étiage	Pendant la phase construction et pendant la période d'étiage	Comité de suivi
Modification de l'esthétique naturelle du paysage	Peindre le bâtiment de la centrale hydroélectrique	Constatation sur place	Pendant la phase construction au plus tard avant la fermeture du chantier	Entreprise et Maître d'œuvre

CONCLUSION PARTIELLE

L'Etude Financière joue un rôle important dans l'élaboration d'un Projet.

Elle nous a permis de quantifier les travaux et d'avoir une estimation des couts relatifs à l'aménagement. Cette Etude a fait sortir une nécessite budgétaire de SIX CENT SOIXANTE TREIZE MILLION HUIT CENT VINGT TROIS MILLE TROIS CENT QUARANTE SIX Ariary (**673 823 346,00 Ariary**).

Afin de retenir un Projet, il faut assurer qu'il soit rentable. L'Etude Financière a donc été compléter par l'Etude de Rentabilité donnant la VAN positive, l' $IP>1$, le $TIR>12\%$ et le capital investi sera récupéré dans 17 ans, 4mois et 28 jours qui est largement inférieure à la durée de vie du Projet : des critères permettant d'affirmer que le Projet est rentable et peut être adopté.

Pour terminer la partie, l'Etude d'Impact Environnemental a été exprimée tant pour les impacts positifs que négatifs. Face à ce dernier, des mesures d'atténuations ont été prises afin de garder un environnement sain.

CONCLUSION GENERALE

Arrivé au terme de ce mémoire, nous avons pu constater qu'un aménagement hydroélectrique s'avère être une grande solution face à l'insuffisance d'électricité à Madagascar.

L'eau et l'électricité tiennent une importance capitale dans la vie quotidienne des habitants. Un Projet tel le nôtre nécessite l'intervention des Décideurs, d'une Equipe technique et d'un Titulaire de Travaux.

Le choix du site de ouvrages joue également un rôle de premier ordre pour avoir un bon résultat. C'est pourquoi le recueil des activités et du milieu physique de la Région a été fait.

Pour avoir la pérennité des ouvrages, le choix de la structure, le dimensionnement et la stabilité de ces derniers ne doivent pas être pris à la légère. La pratique du BAEL 91.mod 99, l'utilisation des logiciels comme AutoCAD et Robobat a été indispensable dans les calculs en Génie Civil.

On se doit de satisfaire et de convaincre les Investisseurs à contribuer de plein gré pour pouvoir mener à bien un Projet. Cependant, des Etudes de Rentabilité ont été faites après l'évaluation financière qui nous a donné le cout total du projet s'élevant à SIX CENT SOIXANTE TREIZE MILLION HUIT CENT VINGT TROIS MILLE TROIS CENT QUARANTE SIX Ariary Tout Taxe Comprise (673 823 346,00 Ariary TTC). Les Etudes nous ont montré que le Projet est stable et qu'il peut donc être adapté.

Même si le Projet est porteur d'avantages, il présente également des inconvénients pouvant nuire à l'équilibre de l'écosystème. Néanmoins, des mesures d'atténuations ont été prises.

L'élaboration de ce Mémoire exige un travail ardu mais tout compte fait, cela nous a permis d'approfondir nos connaissances tant théoriques que pratiques. Bref, les connaissances acquises durant ces années que ce soit à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo tant dans les recherches ou même dans la pratique nous ont offert une opportunité de s'initier à la vie professionnelle.

L'Energie durable devrait être une affaire nationale. Elle devrait être disponible pour tous, à tout moment et en tout lieu de manière juste et équitable.

BIBLIOGRAPHIE :

Cours à l'ESPA :

- [1]. RALAIARISON Moïse, Cours d'Entretien Routier et Cours de Géométrie et Trafic Routier (2015, 2018) ; Technologie de construction Routière et Management de Construction (2016, 2019) ;
- [2]. RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina, Cours de Routes (2014, 2017) ;
- [3]. RABENATOANDRO Martin, Cours d'Hydraulique Routière et de Fondations (2015) ;
- [4]. RANDRIANASOLO David, Cours d'Hydrologie et d'Hydraulique Générale (2016, 2019) ;
- [5]. RAZAFINJATO Victor, Cours de Résistance Des Matériaux (2015) ;
- [6]. RAKOTOARIVELO Rivonirina, Cours de Calcul Des Structures (2017, 2018, 2019) ;
- [7]. RAVAOHARISOA Lalatiana, Cours de Béton Armé (2014, 2015, 2019) ;
- [8]. RAHELISON Landy Harivony, Cours de Mécanique des sols, de Géotechnique routière, de Fondation, de Management de Construction (2014, 2015, 2016, 2017, 2018, 2019).

Revus et publications :

- [9]. Jean Resal, Poussées des Terres - Stabilités des Murs de Soutènement, 1903 ;
- [10]. Ministère de l'Equipement du Transport et du Tourisme, Direction des Routes et de la Circulation Routière, Ouvrages de Soutènement Mur 73 SETRA, 1973 ;
- [11]. H. Renaud et J. Lamirault, Béton Armé – Guide de Calcul, 1993 ;
- [12]. Zakaria EL KOMIRY, Résumé sous forme d'organigramme de la norme BAEL, 2015 ;
- [13]. ENGREF, Aide-Mémoire de Mécanique des Sols ;
- [14]. J.P. MAGNAN, Géotechnique - Mécanique des Sols et des Roches ;
- [15]. Technique des Petits Barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale ;
- [16]. François SCHLOSSER, Murs de Soutènement - Ouvrages de Soutènement ;
- [17]. MOREAU et PILOT, Etudes en vrai grandeur de la rupture en remblai sur vase, Remblai de Lanester, Mai 1973 ;
- [18]. Jean PERCHAT et Jean ROUX, Pratique du BAEL 91, cours et exercices corrigés, Eyrolles, Paris, 2000 ;

[19]. Nguyen VAN TUU, Hydraulique Routière, Ministère de la coopération et du développement, BCEOM, Paris, Janvier 1979.

Webographies :

[20]. www.GenieCivilPDF.com , Calcul des Fondations ;

[21]. www.GenieCivilPDF.com , Conception des Barrages en Béton

[22]. www.GenieCivilPDF.com , Hafid Sounny/DAH, Etudes Géotechniques pour les Barrages ;

[23]. www.GenieCivilPDF.com , Méthode de Calcul des Voiles.

ANNEXE A :
CARTES

Annexe A.1 : Carte de rivière Haute Matsiatra

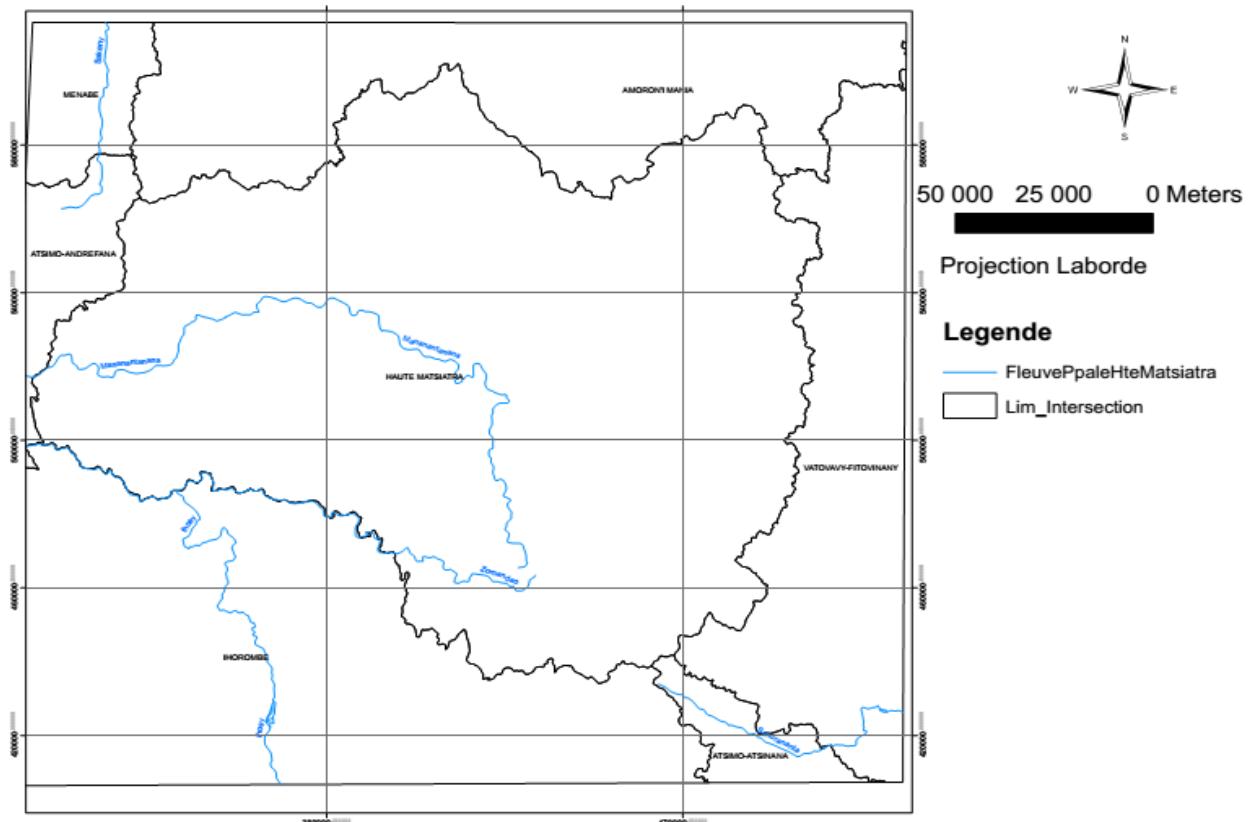


Figure A. 1: Carte de rivière Haute Matsiatra

Annexe A.2 : Flore de Madagascar

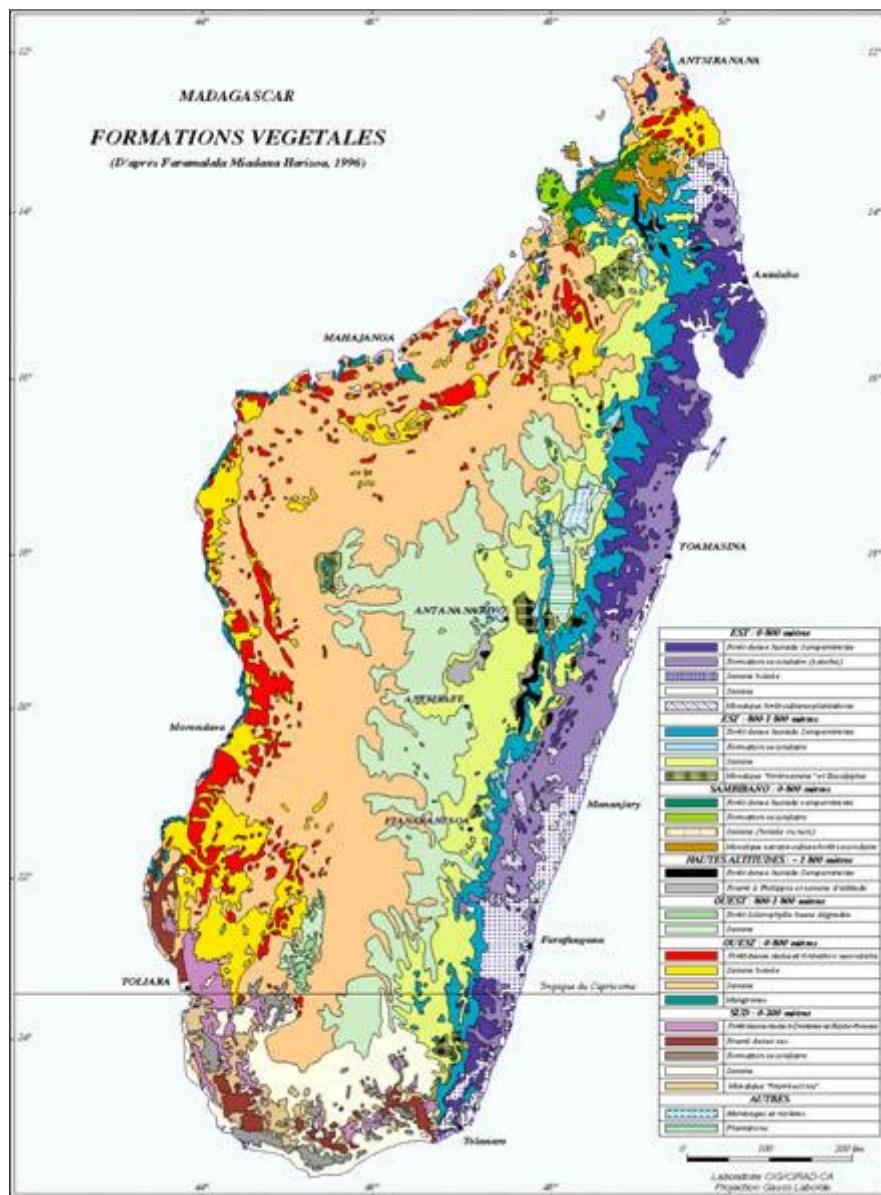


Figure A. 2: Flore de Madagascar

Annexe A.3 : Carte Fert-Cap Malagasy en Haute Matsiatra

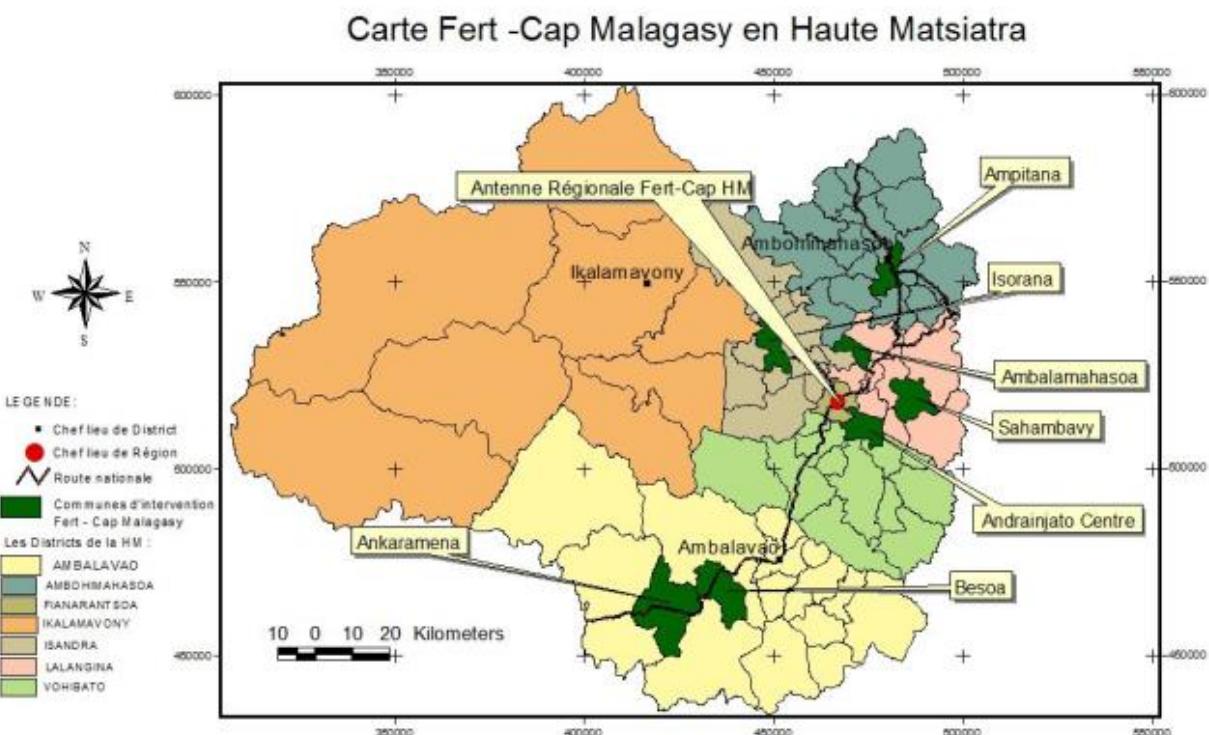


Figure A. 3: Carte Fert-Cap Malagasy en Haute Matsiatra

Annexe A.4 : Relief et Réseau hydrographique du Bassin d'Ifaninfrona

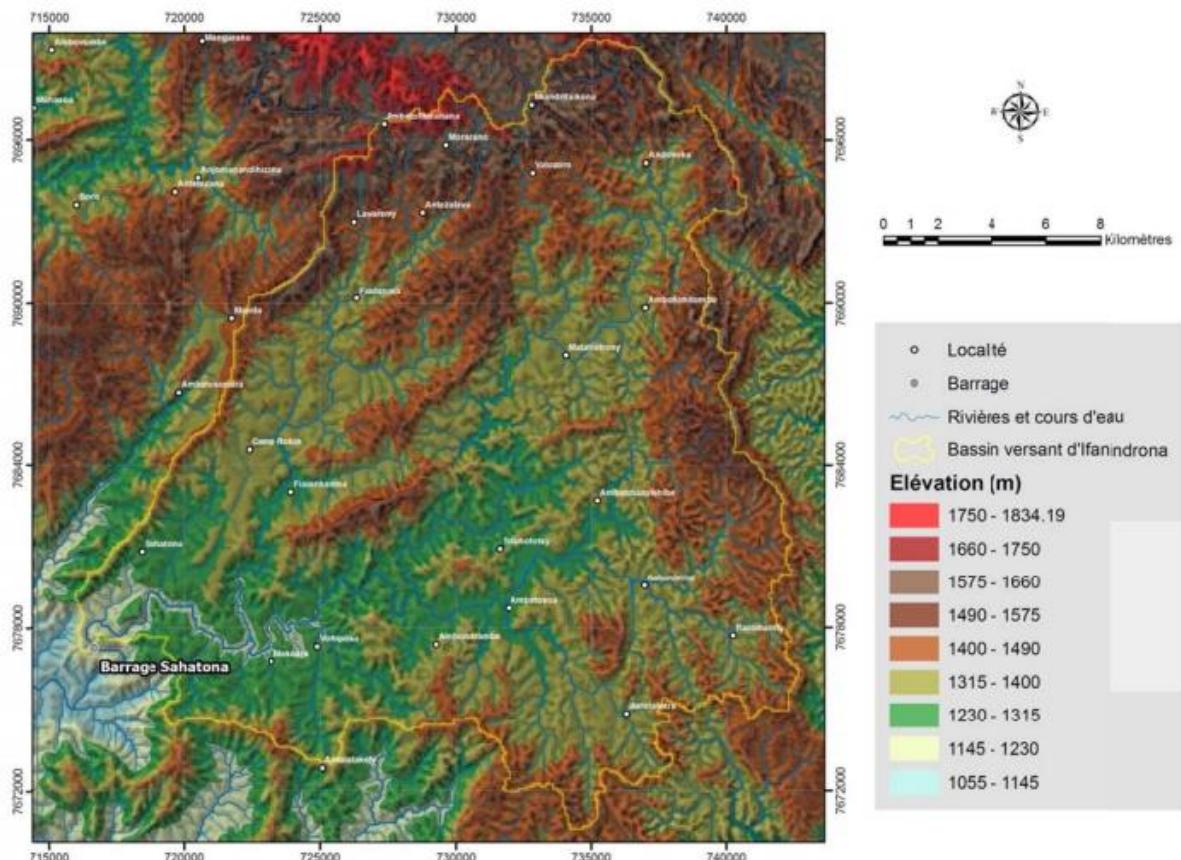
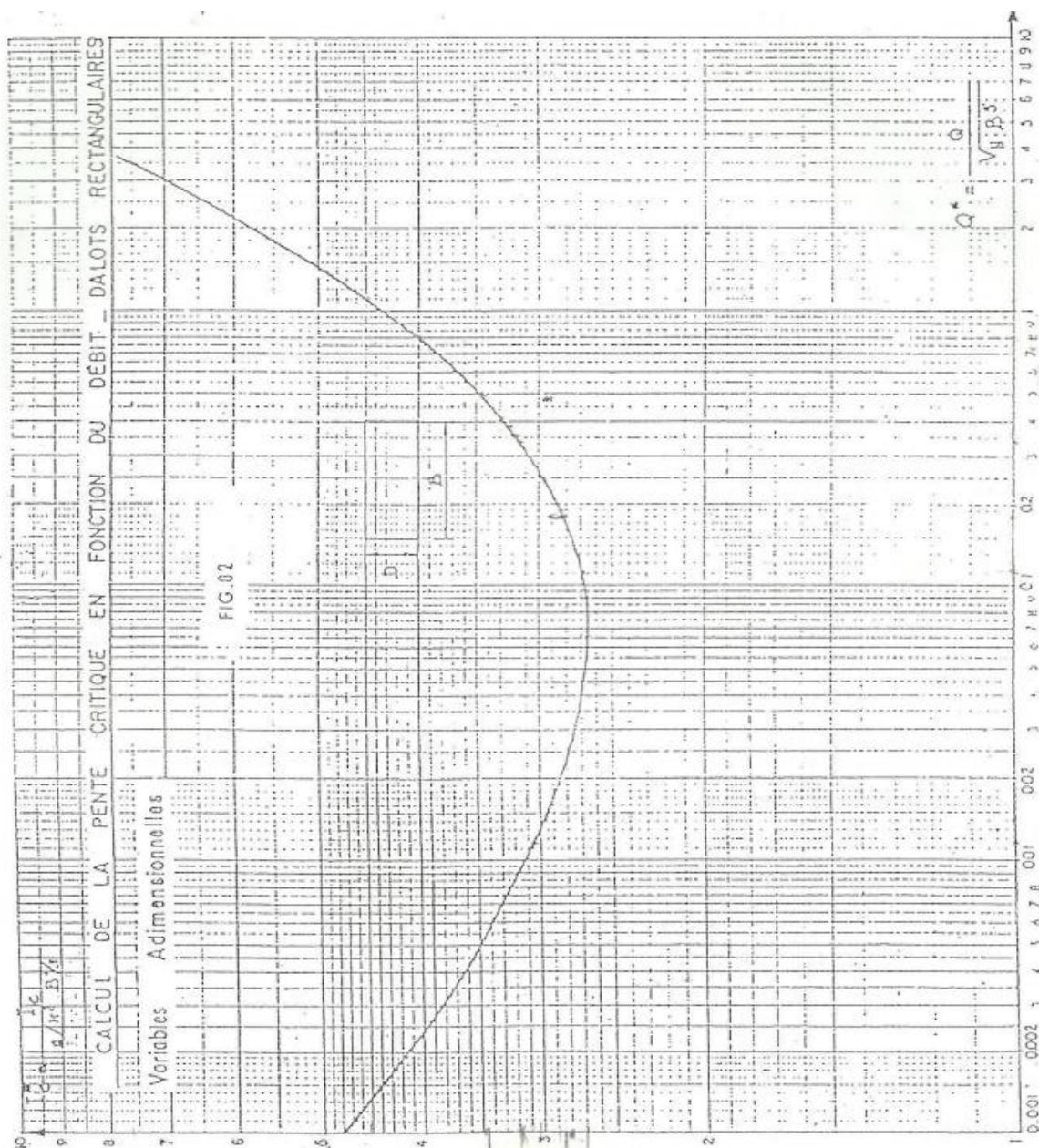


Figure A. 4: Relief et Réseau hydrographique du Bassin d'Ifaninfrona

ANNEXE B :
ASSAINISSEMENTS

Annexe B.1 : Abaque de calcul de la pente dans un dalot

Calcul de la pente critique en fonction du débit. Dalots rectangulaires.

Figure B. 1 : Abaque de calcul de la pente dans un dalot

Annexe B.2 : Abaque de calcul de la vitesse dans un dalot

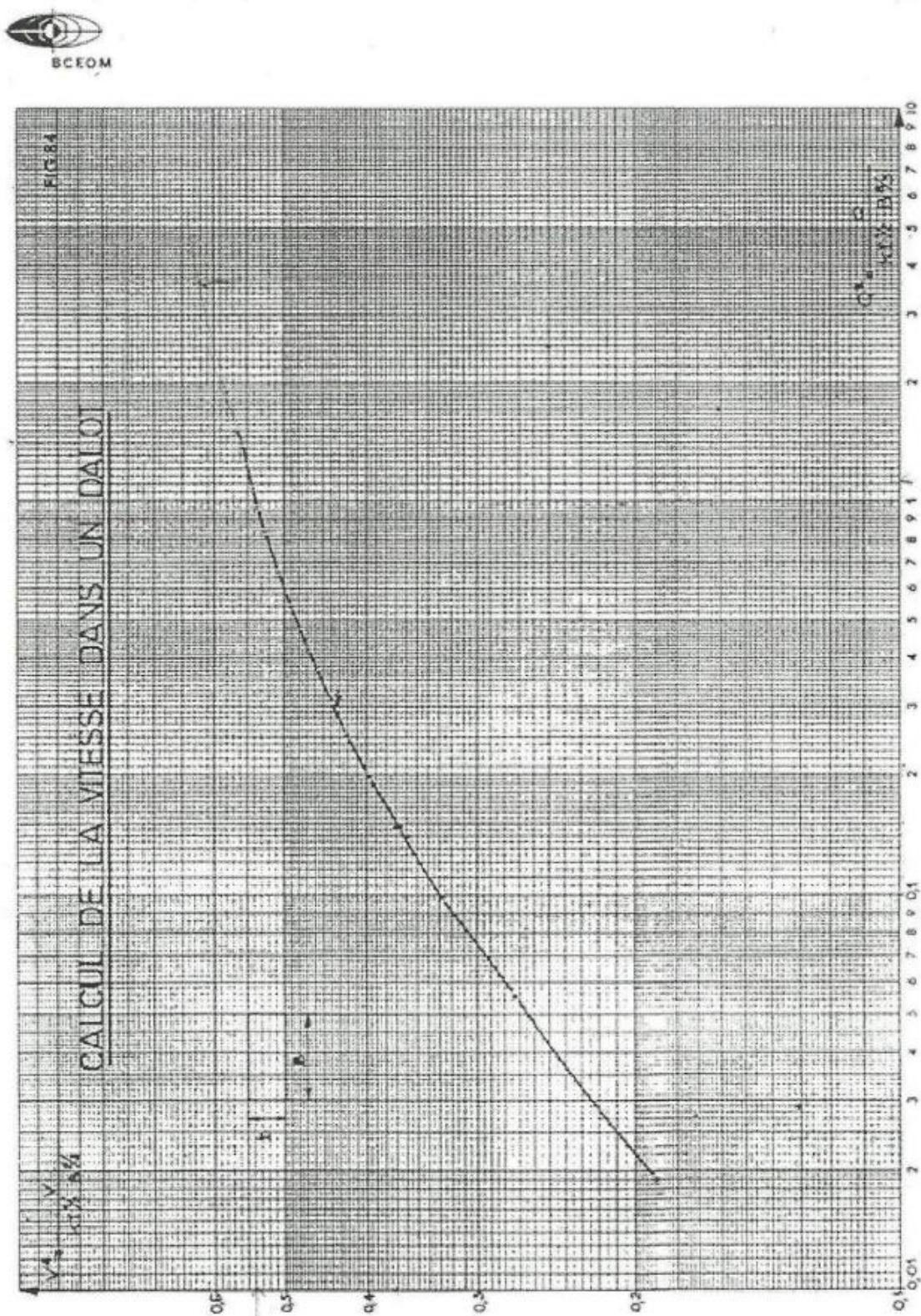


Figure B. 2: Abaque de calcul de la pente dans un dalot

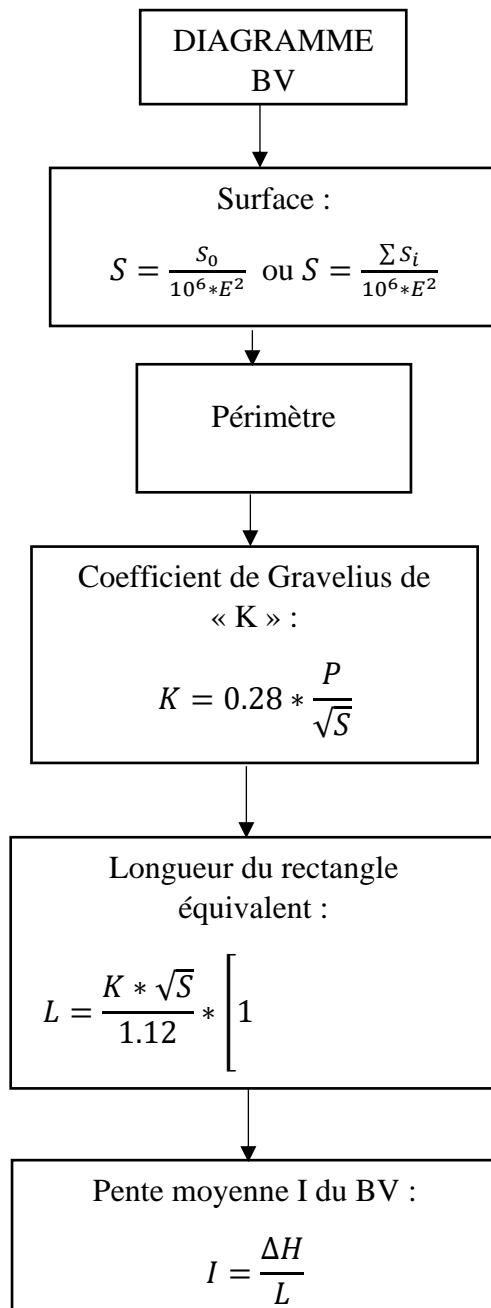
Annexe B.3 : Coefficient de rugosité k**Tableau B. 1:** Coefficient de rugosité k

Caractéristiques de la surface d'écoulement	v_{aff} avec profondeur d'eau		K avec état de surface		
	0,40	0,10	Bon	Passable	Mauvais
Sol sableux	0,5	0,6	50	50	40
Sol argileux :					
- Compact	1,0	1,2	59	56	-
- Lâche	0,7	0,85	56	53	-
Revêtement en bois	8,0	10,0	100	83	71
Revêtement en béton :					
- Lisse	13,0	16,0	83	77	-
- Rugueuse	6,5	8,0	71	67	56
Maçonnerie :					
- En pierres jointoyées	6,5		75	67	62
- En pierres sèches	2,5		50	45	37
Gazonnage	1,5	1,8	33	33	29

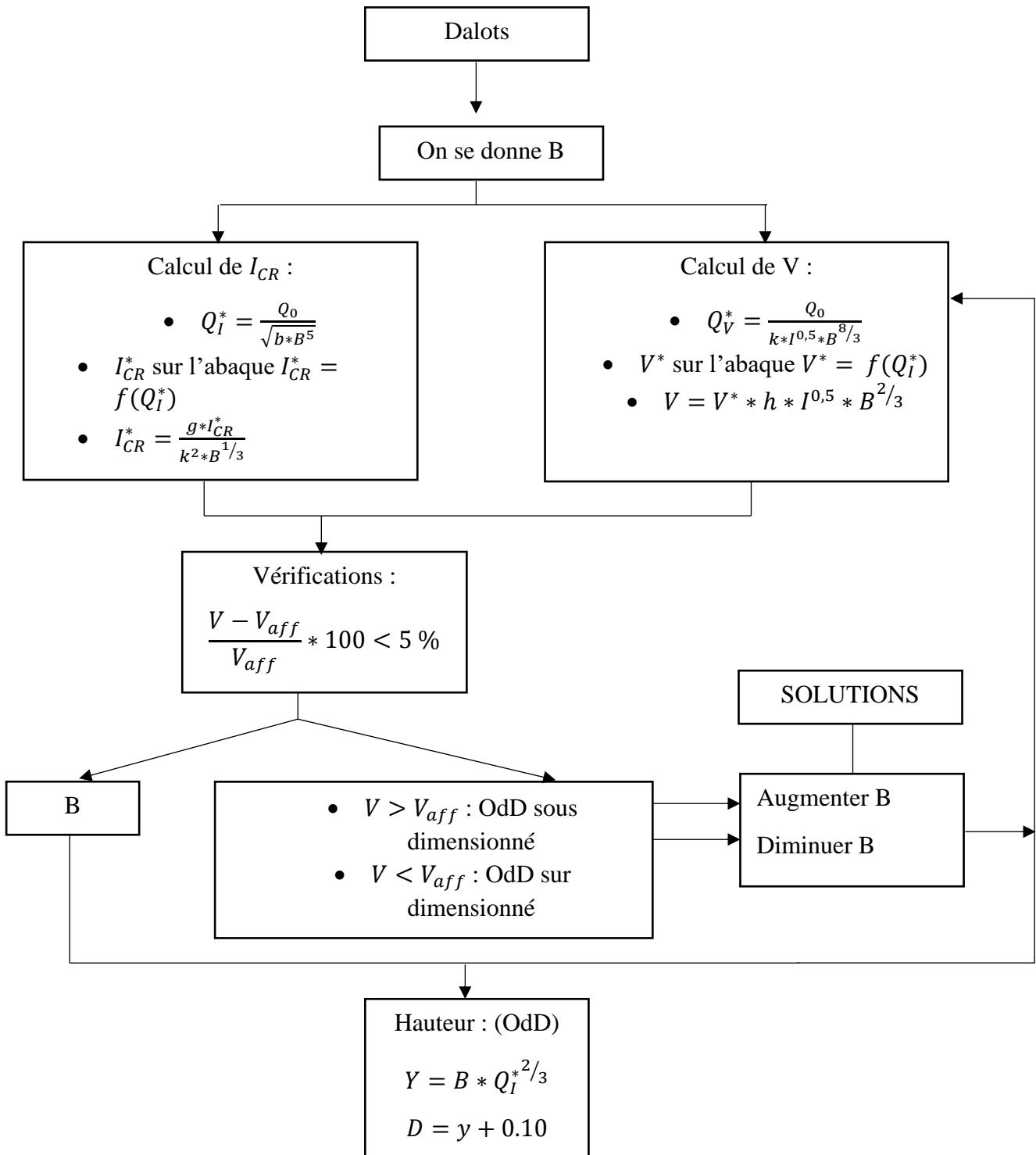
Annexe B.4 : Coefficient de ruissellement**Tableau B. 2 : Coefficient de ruissellement**

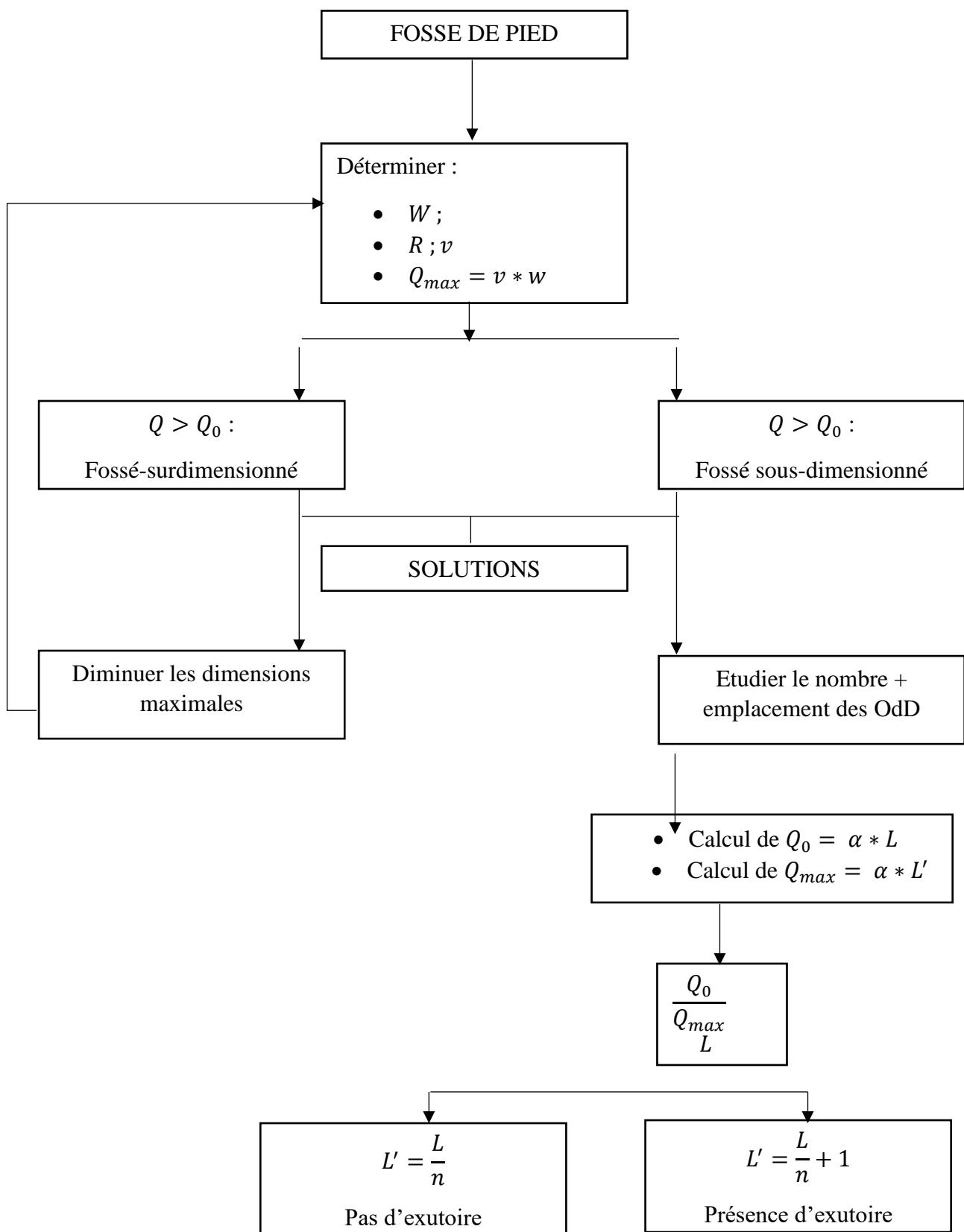
Nature de la couverture végétale	Valeur de C								
	Petit bassin de 0 à 10 ha présentant une pente de				Bassins moyens de 10 à 40 ha présentant une pente de				
	Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%	Plus de 30%		Moins de 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30%	Plus de 30%
Plateformes et chaussées de routes	0,95	-	-	-	-	-	-	-	-
Terrains dénudés ou végétations non couvertes	0,80	0,85	0,95	0,95	0,70	0,75	0,80	0,85	
Brousse clairsemées	0,75	0,80	0,90	0,90	0,52	0,60	0,72	0,80	
Brousse dense	0,70	0,75	0,85	0,85	0,30	0,36	0,42	0,50	
Foret ordinaire	0,30	0,50	0,60	0,70	0,13	0,20	0,25	0,30	
Grande forêt primaire	0,20	0,25	0,30	0,40	0,15	0,18	0,22	0,25	

Annexe B.5 : DIAGRAMME DE CALCUL D'UN BASSIN VERSANT



Annexe B.6 DIAGRAMME DE DIMENSIONNEMENT D'UN DALOT



Annexe B.7 DIAGRAMME DE DIMENSIONNEMENT D'UN FOSSE DE PIED

ANNEXE C :
BETON ARME

Annexe C.1 Valeur de μ_1 , β_1 et k**Tableau C. 1:** Valeur de μ_1 , β_1 et k

μ_1	β_1	k	P_1	μ_1	β_1	k	P_1	μ_1	β_1	k	P_1
0,5222	0,680	1,600	76,80	0,0394	0,770	0,148	5,12	0,0087	0,860	0,048	1,01
0,4498	0,682	1,382	65,95	0,0381	0,772	0,144	4,93	0,0084	0,862	0,047	0,97
0,3940	0,684	1,215	57,61	0,0368	0,774	0,140	4,76	0,0081	0,864	0,046	0,94
0,3498	0,686	1,082	51,00	0,0356	0,776	0,137	4,59	0,0078	0,866	0,045	0,90
0,3139	0,688	0,975	45,63	0,0344	0,778	0,133	4,43	0,0075	0,868	0,044	0,87
0,2842	0,690	0,886	41,19	0,0333	0,780	0,129	4,27	0,0072	0,870	0,043	0,83
0,2591	0,692	0,812	37,45	0,0322	0,782	0,126	4,12	0,0070	0,872	0,042	0,80
0,2377	0,694	0,746	34,26	0,0312	0,784	0,123	3,98	0,0067	0,874	0,041	0,77
0,2193	0,696	0,691	31,51	0,0302	0,786	0,120	3,84	0,0064	0,876	0,039	0,73
0,2032	0,698	0,642	29,11	0,0292	0,788	0,117	3,70	0,0061	0,878	0,038	0,70
0,1890	0,700	0,600	27,00	0,0282	0,790	0,114	3,58	0,0059	0,880	0,037	0,67
0,1764	0,702	0,562	25,13	0,0273	0,792	0,111	3,45	0,0057	0,882	0,037	0,65
0,1652	0,704	0,528	23,47	0,0265	0,794	0,108	3,33	0,0055	0,884	0,036	0,62
0,1551	0,706	0,498	21,97	0,0256	0,796	0,105	3,22	0,0052	0,886	0,035	0,59
0,1460	0,708	0,472	20,63	0,0248	0,798	0,103	3,11	0,0050	0,888	0,034	0,57
0,1378	0,710	0,446	19,41	0,0240	0,800	0,100	3,00	0,0048	0,890	0,033	0,54
0,1303	0,712	0,423	18,30	0,0232	0,802	0,097	2,90	0,0046	0,892	0,032	0,52
0,1233	0,714	0,403	17,28	0,0225	0,804	0,095	2,80	0,0044	0,894	0,031	0,49
0,1170	0,716	0,384	16,35	0,0218	0,806	0,093	2,70	0,0042	0,896	0,030	0,47
0,1112	0,718	0,366	15,49	0,0211	0,808	0,091	2,61	0,0040	0,898	0,029	0,45
0,1058	0,720	0,350	14,70	0,0204	0,810	0,088	2,52	0,0038	0,900	0,029	0,43
0,1008	0,722	0,335	13,97	0,0197	0,812	0,086	2,43	0,0034	0,905	0,027	0,38
0,0962	0,724	0,321	13,29	0,0191	0,814	0,084	2,35	0,0030	0,910	0,025	0,33
0,0919	0,726	0,308	12,65	0,0185	0,816	0,082	2,27	0,0026	0,915	0,023	0,29
0,0878	0,728	0,296	12,06	0,0179	0,818	0,080	2,19	0,0023	0,920	0,021	0,25
0,0840	0,730	0,284	11,51	0,0173	0,820	0,078	2,11	0,0020	0,925	0,019	0,22
0,0805	0,732	0,273	10,99	0,0168	0,822	0,076	2,04	0,0017	0,930	0,018	0,19
0,0771	0,734	0,263	10,51	0,0162	0,824	0,075	1,97	0,0015	0,935	0,016	0,16
0,0740	0,736	0,254	10,05	0,0157	0,826	0,073	1,90	0,0012	0,940	0,015	0,13
0,0710	0,738	0,245	9,62	0,0152	0,828	0,071	1,83	0,0010	0,945	0,013	0,11
0,0682	0,740	0,236	9,22	0,0147	0,830	0,069	1,77	0,0008	0,950	0,012	0,09
0,0656	0,742	0,228	8,84	0,0142	0,832	0,068	1,71	0,0007	0,955	0,010	0,07
0,0630	0,744	0,221	8,47	0,0137	0,834	0,066	1,65	0,0005	0,960	0,009	0,05
0,0606	0,746	0,214	8,13	0,0133	0,836	0,065	1,59	0,0004	0,965	0,008	0,04
0,0584	0,748	0,207	7,81	0,0128	0,838	0,063	1,53	0,0003	0,970	0,007	0,03
0,0562	0,750	0,200	7,50	0,0124	0,840	0,062	1,48	0,0002	0,975	0,005	0,02
0,0542	0,752	0,194	7,21	0,0120	0,842	0,060	1,42	0,0001	0,980	0,004	0,01
0,0522	0,754	0,188	6,93	0,0116	0,844	0,059	1,37	0,0000	0,990	0,002	0,00
0,0504	0,756	0,182	6,66	0,0112	0,846	0,057	1,32				
0,0486	0,758	0,177	6,41	0,0108	0,848	0,056	1,27				
0,0469	0,760	0,171	6,17	0,0104	0,850	0,055	1,23				
0,0453	0,762	0,166	5,94	0,0101	0,852	0,053	1,18				
0,0437	0,764	0,161	5,72	0,0097	0,854	0,052	1,14				
0,0422	0,766	0,157	5,51	0,0094	0,856	0,051	1,10				
0,0408	0,768	0,153	5,31	0,0090	0,858	0,049	1,05				

Annexe C.2 : Nuance d'aciels**Tableau C. 2:** Valeurs en combinaisons

Nuance MPa	Combinaisons durables ou transitoires				Combinaisons accidentielles			
	f_e/γ_s	$\varepsilon_{se} \%$	α limite	μ limite	f_e/γ_s	$\varepsilon_{se} \%$	α limite	μ limite
Fe E 215	189	0,935	0,789	0,429	215	1,075	0,765	0,422
Fe E 235	204	1,022	0,774	0,425	235	1,175	0,749	0,418
Fe E 400	348	1,739	0,668	0,392	400	2,000	0,636	0,379
Fe E 500	435	2,174	0,617	0,371	500	2,500	0,583	0,358

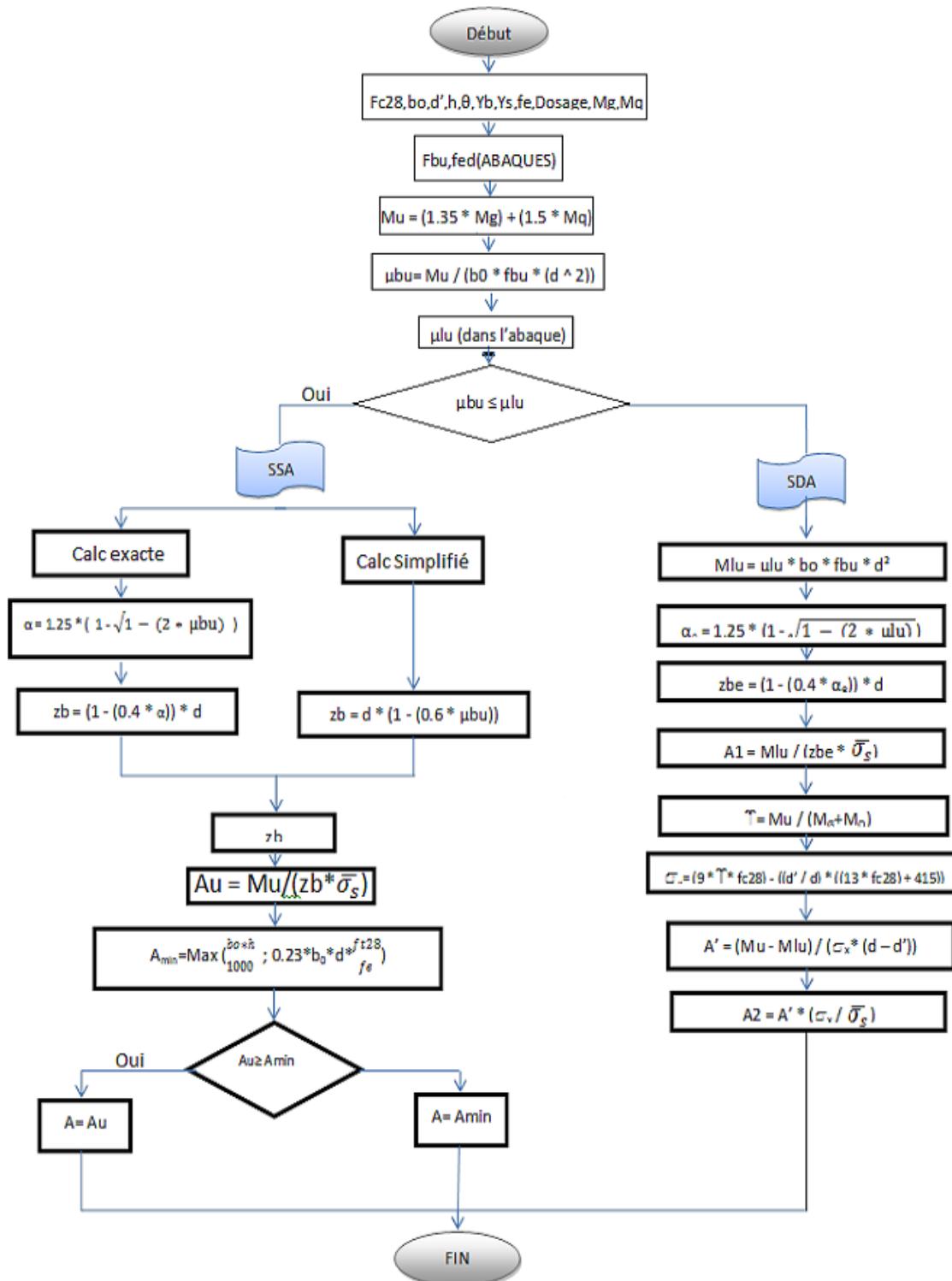
Annexe C.3 : Valeur de $110\sqrt{\eta f_{c28}}$ **Tableau C. 3:** Valeur de $110\sqrt{\eta f_{c28}}$

f_{c28} [MPa]	f_{c28} [MPa]	$\eta=1$	$\eta=1,3$	$\eta=1,6$
20	1,8	147,6	163,3	186,7
25	2,1	159,4	181,8	201,6
30	2,4	170,4	194,8	251,6
35	2,7	180,8	206,1	228,6
40	3,0	190,5	217,2	241,0
95	3,3	199,8	217,8	25,8

Annexe C.4 : Tableau des sections, poids et périmètres nominaux des armatures**Tableau C. 4 :** Tableau des sections, poids et périmètres nominaux des armatures

Φ [mm]	SECTIONS [cm ²]										Φ [mm]	poids [kg/m]	P.N [cm]
	1 barre	2 barres	3 barres	4 barres	5 barres	6 barres	7 barres	8 barres	9 barres	10 barres			
5	0,196	0,392	0,589	0,785	0,98	1,18	1,374	1,57	1,77	1,96	5	0,154	1,57
6	0,283	0,565	0,848	1,13	1,414	1,696	1,979	2,26	2,54	2,83	6	0,222	1,86
8	0,503	1,00	1,508	2,01	2,513	3,016	3,518	4,02	4,52	5,03	8	0,394	2,51
10	0,785	1,57	2,356	3,14	3,92	4,71	5,498	6,28	7,07	7,85	10	0,616	3,14
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,92	9,05	10,18	11,31	12	0,887	3,77
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39	14	1,208	4,4
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,16	14,07	16,08	18,10	20,11	16	1,578	5,03
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,17	31,42	20	2,466	6,28
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	25	3,853	7,85
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	32	6,313	10,05
40	12,57	25,13	37,7	50,27	62,83	75,4	87,96	100,53	113,1	125,66	40	9,954	12,57

Annexe C.5 : ORGANIGRAMME DE CALCUL EN FLEXION SIMPLE

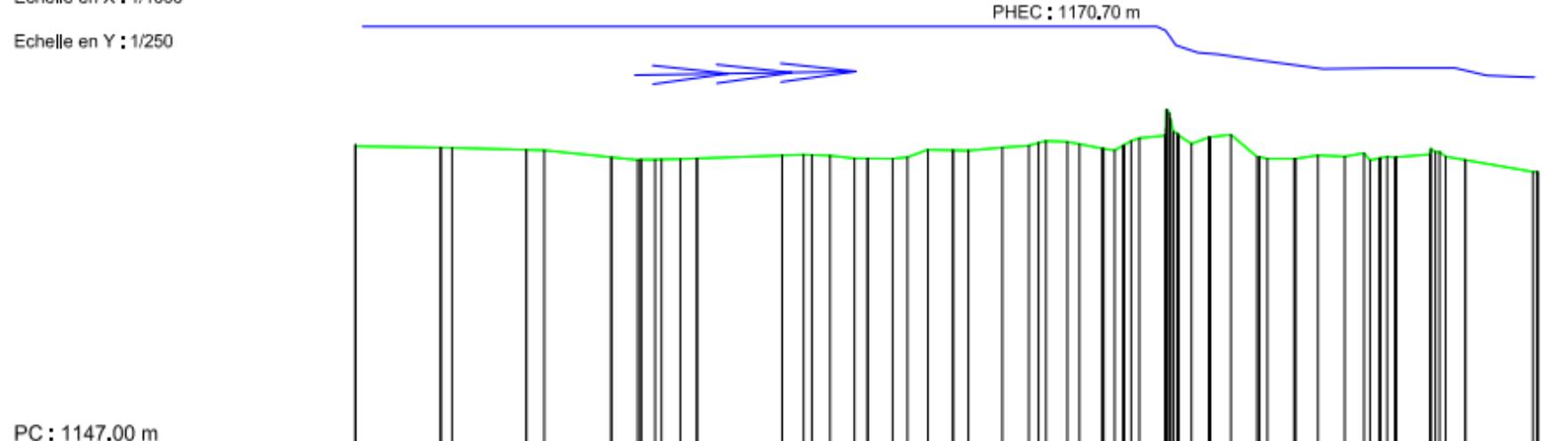


ANNEXE D :
PLANS

Annexe E.1 : Profil en long de la rivière Ifanindrona sur les zones du barrage

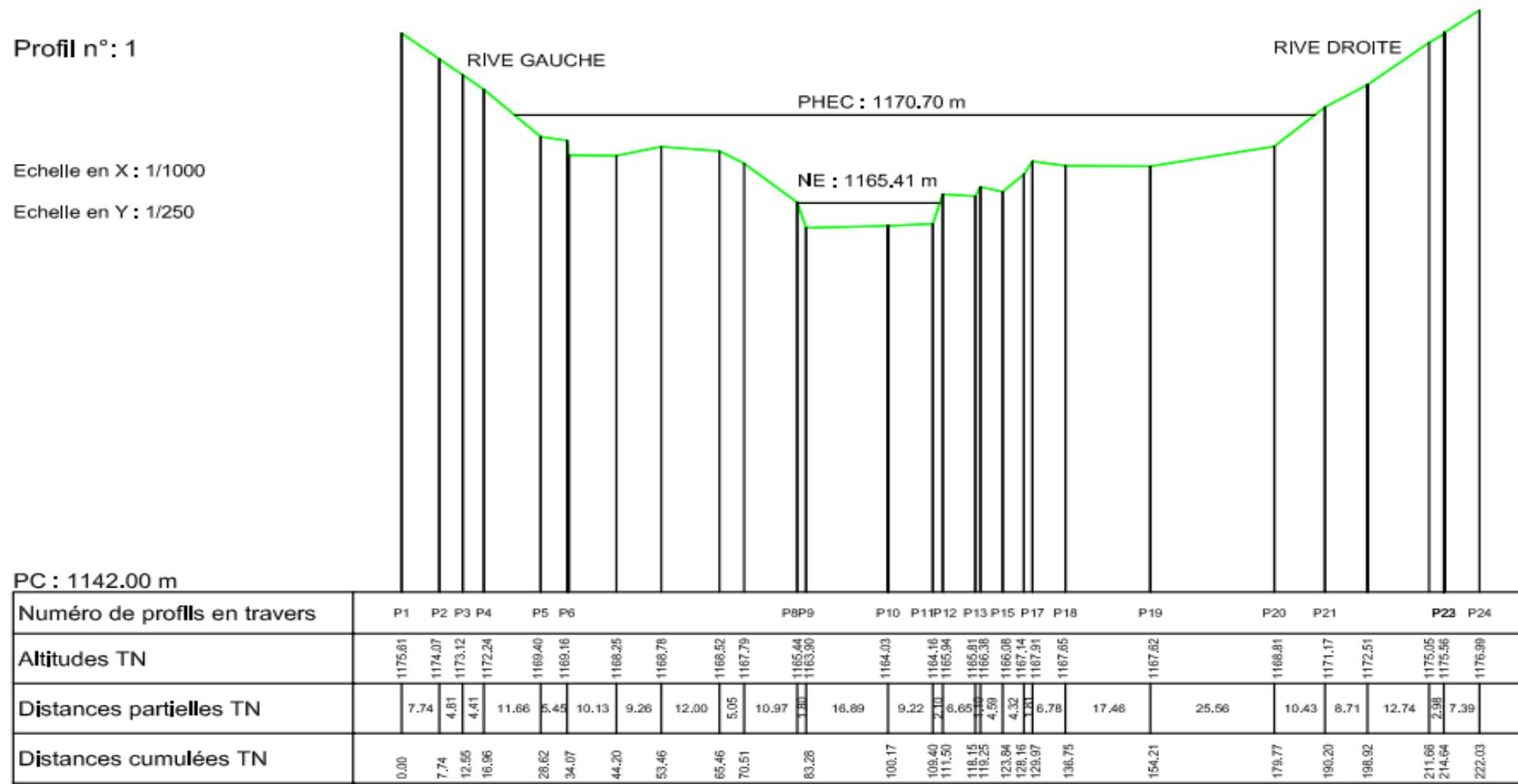
Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/250

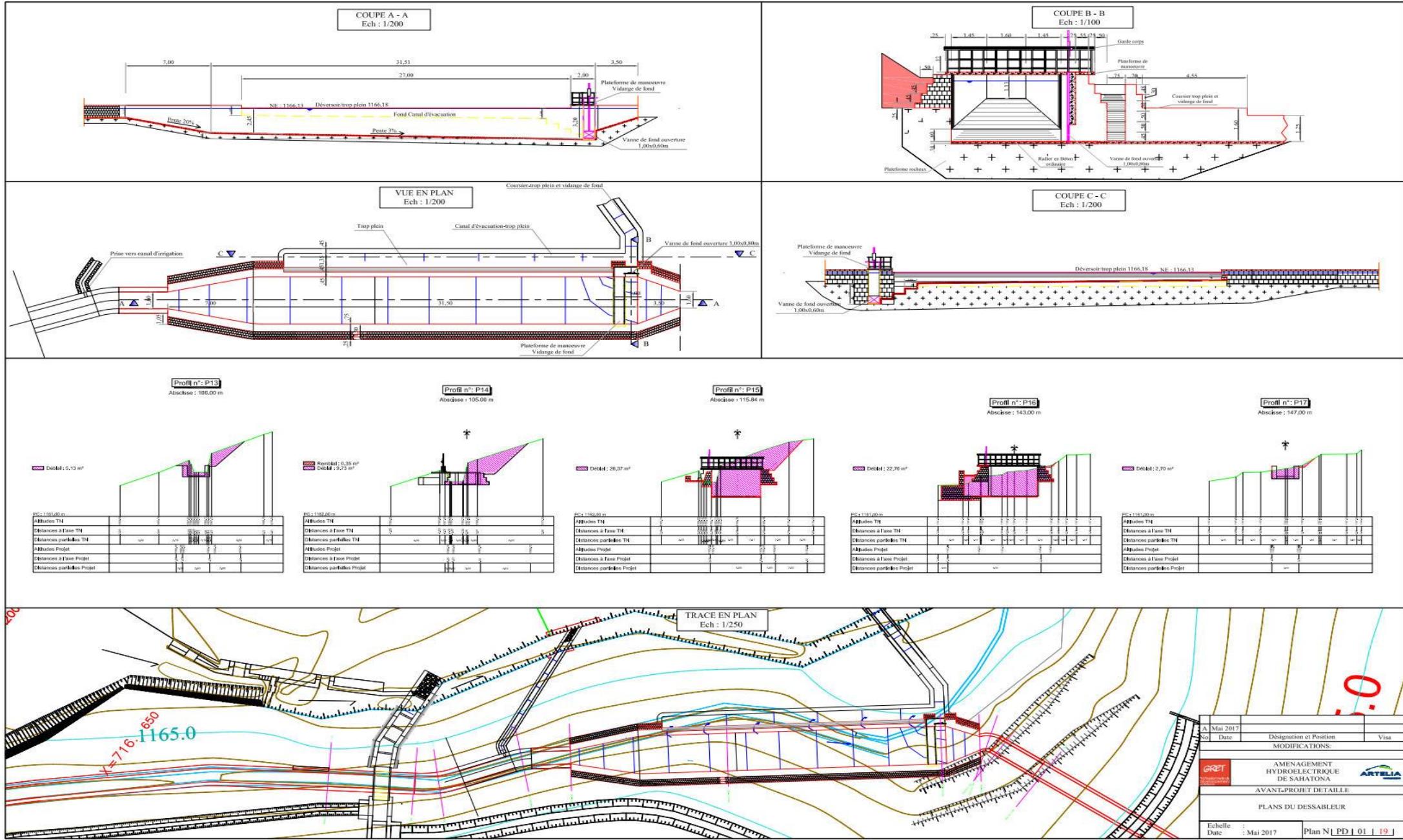


PC: 1147.00 m

Annexe E.2 : Profil en travers en amont du barrage de la rivière Ifanindrona



Annexe E.3 : Tracé en plan, Vu en Plan et Coupe du Bassin de décantation



Annexe E.4 : Coupe transversale du barrage

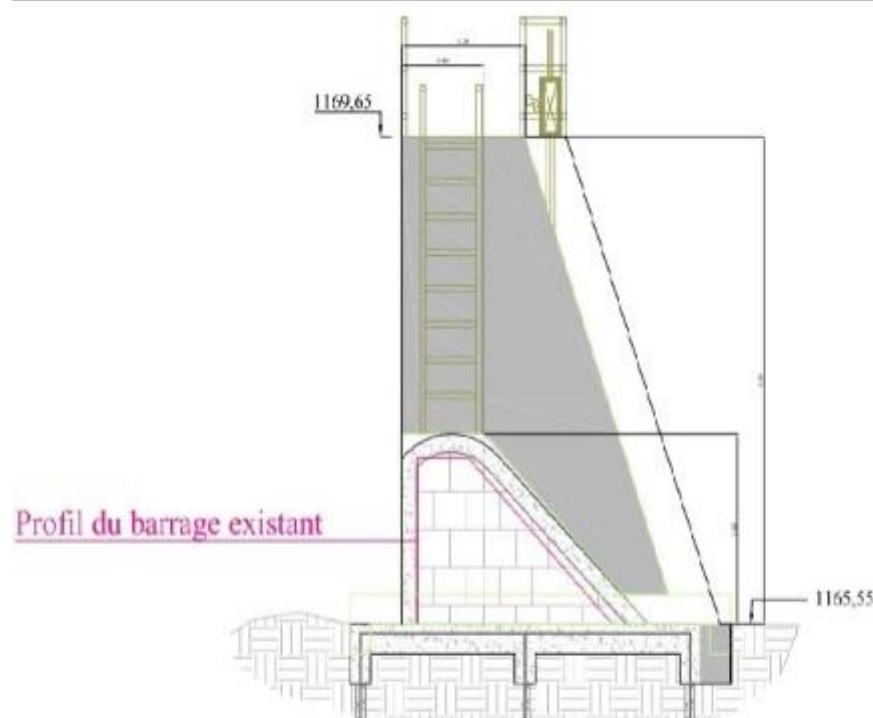


Figure E.4 : Coupe transversale du barrage

Annexe E.5 : Coupe longitudinale du barrage

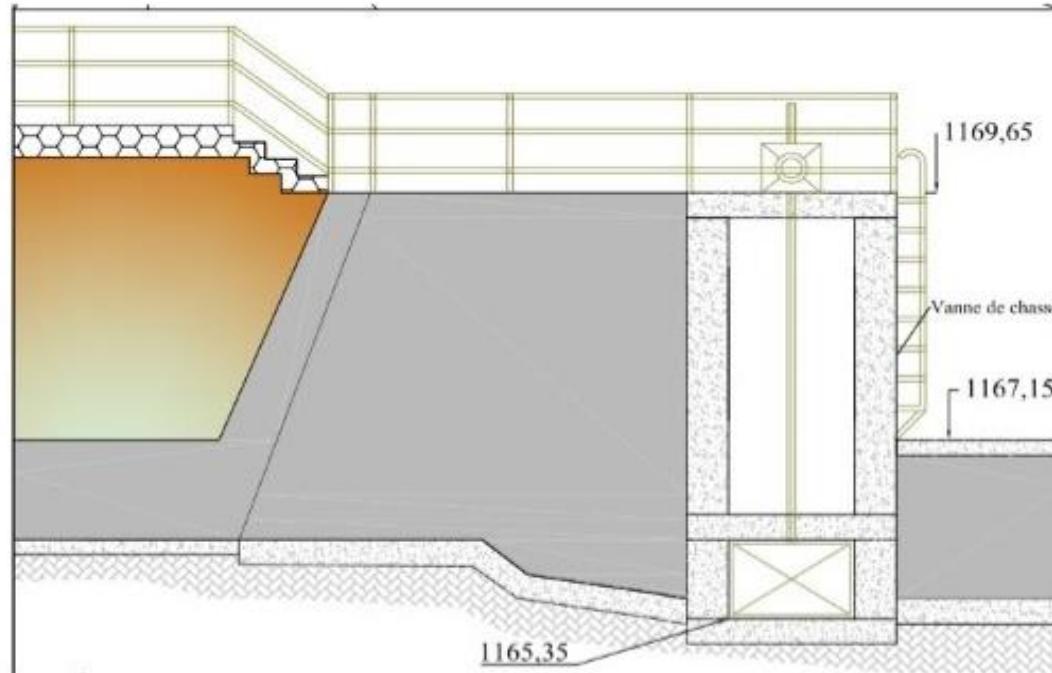
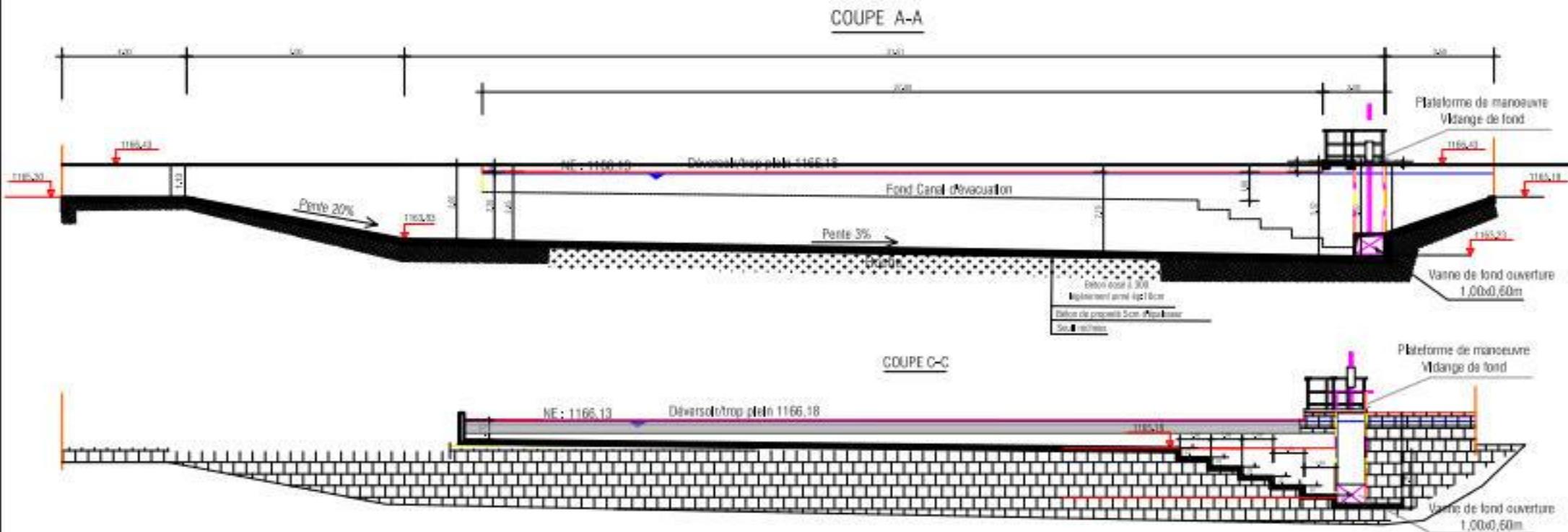


Figure E.5 : Coupe longitudinale du barrage

Annexe E.6 : Coupe longitudinale du Bassin de Décantation



TRAVAUX DE CONSTRUCTION DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL DE LA MICROCENTRALE HYDROÉLECTRIQUE D'ANDRIAMAMOVOKA SUR LA RIVIÈRE FANINDRONA, COMMUNE RURALE DE SAHOTANA

Article N° : PL-DS.02
Indice : Date : 11/06/18
Date : 25/02/18 Edt : 1/150

Dessiné par :
Poly

BASSIN DE DECANTATION

Vérifié par :

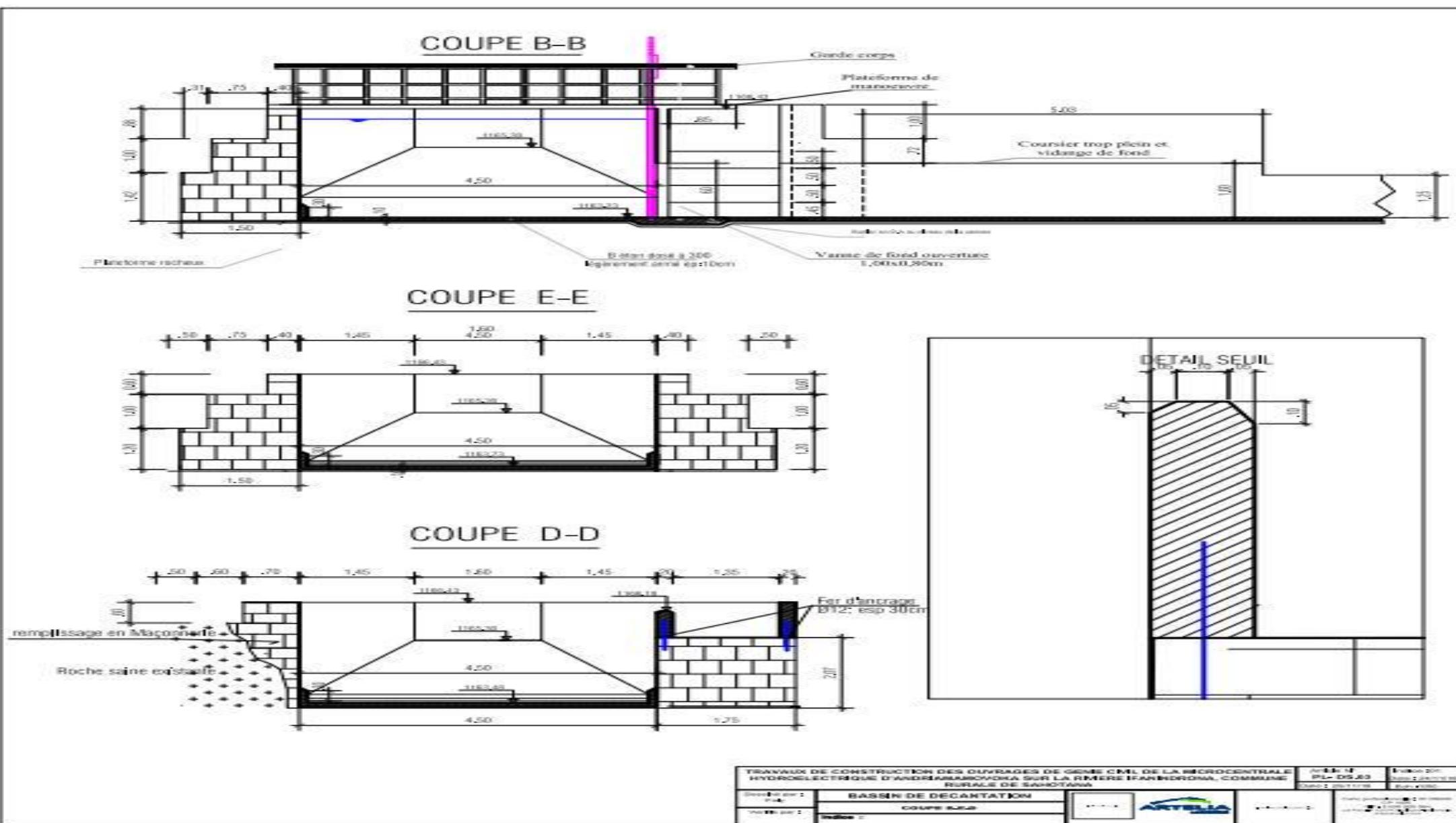
COUPE A-A et C-C

Indice :

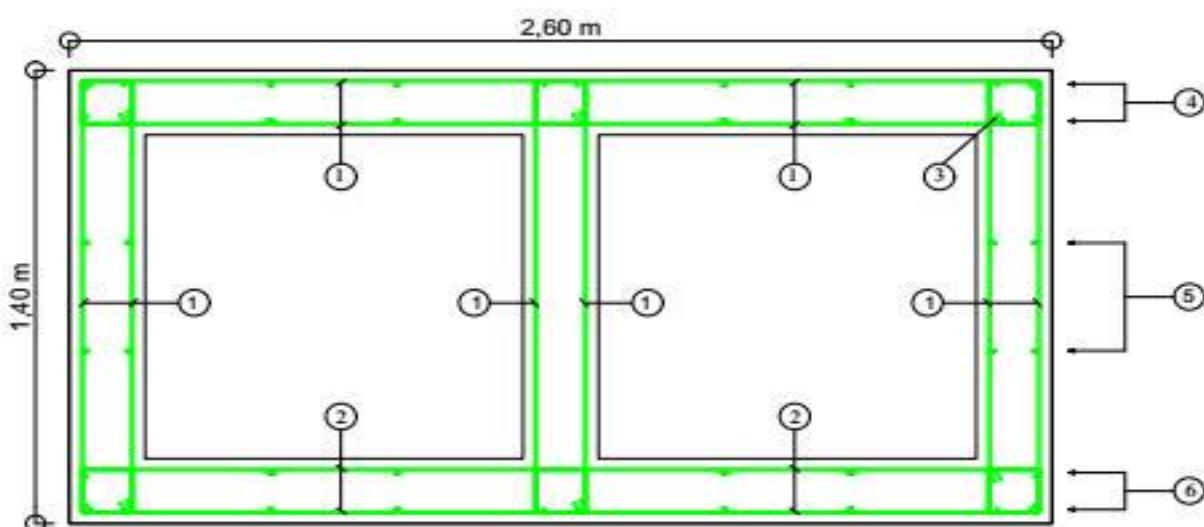


Carte professionnelle : 00199886
CP 1085
NIF : 5.000.000-984
La Poste : 00199886
www.artelia.com

Annexe E.8 : Coupe Transversale du Bassin de Décantation



Annexe E.9 : Plans de Ferraillage du dalot double cadre



N°	Armature	Forme	Longueur developée
1	6HAB	0,10 m - 2,50 m - 0,10 m	2,76 m
2	5HAB	0,10 m - 2,50 m - 0,10 m	2,76 m
3	6HAB	0,12 m - 0,12 m	0,64 m
4	4HA10	0,00 m	0,00 m
5	4HA10	0,00 m	0,00 m
6	5HA10	0,00 m	0,00 m

Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo	Prénom:	Antsa
Dalot 2 x 1,00 x 1,00 de la piste Sahatona	Date	25/11/2020
 Plan de ferraillage	BTP M2	Plan n°01
Enrobage : e = 3cm		Ech: $\frac{1}{20}$

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	i
SOMMAIRE	ii
LISTE DES TABLEAUX.....	iii
LISTE DES FIGURES.....	vi
LISTE DES ABREVIATIONS	viii
LISTE DES NOTATIONS.....	xi
LISTE DES UNITES	xiii
INTRODUCTION GENERALE.....	1
PARTIE I : CONTEXTES PRELIMINAIRES.....	1
CHAPITRE I : GENERALITES DU PROJET	2
I.1 Introduction.....	2
I.2 Différents intervenants.....	2
I.2.1 Le Groupe décideur	2
I.2.2 Le Groupe d'études	3
I.2.3 L'Entreprise titulaire des travaux ou ETT	4
I.3 Etudes du projeteur dans ce mémoire	4
Chapitre II : CHOIX DU SITE DE L'OUVRAGE.....	5
II.1 Cadrage de l'étude.....	5
II.2 Monographie de la zone d'influence	7
II.3 Données de base de l'étude détaillée.....	17
II.3.1 Données Topographiques.....	17
II.3.2.1 Le levé des détails de la zone d'intérêt pour l'Etude	17
II.3.2.2 Le levé des détails des profils en travers de la rivière Ifanindrona	18
II.3.2 Données Géotechniques.....	19
II.4 Hydrologie.....	22
II.4.1 Pluviométrie.....	22
II.4.2 Bassin versant	22
II.4.3 Débit de crue à évacuer	23
CONCLUSION PARTIELLE.....	27
Partie II : CONCEPTION TECHNIQUE.....	27
Chapitre III : CHOIX DE LA STRUCTURE DE L'OUVRAGE DE DERIVATION ET DES OUVRAGES ANNEXES	28

III.1 Ouvrage de dérivation	28
III.1.1 Définition.....	28
III.1.2 Choix du type de barrage à adopter	28
III.1.2.1. Barrage en terre.....	28
III.1.2.2. Barrage en enrochement.....	29
III.1.2.3. Barrages mobiles.....	30
III.1.2.4. Barrage en béton	31
III.1.3 Type de barrage retenu pour le projet.....	33
III.2 Ouvrages.....	34
Chapitre IV : OUVRAGES HYDRAULIQUES.....	35
IV.1 Ouvrages d'assainissement de la piste	35
IV.1.1. Pré dimensionnement.....	35
IV.1.2. Dimensionnement du fossé rectangulaire maçonneré :.....	36
IV.1.3. Dimensionnement du dalot double	36
IV.2 Ouvrage de dérivation	40
IV.2.1 Pré dimensionnement.....	40
IV.2.1.1. Hauteur du barrage H_B ou Hauteur normale de retenue $H(NNE)$	41
IV.2.1.2. Hauteur normale de plus haute eaux $H(NPHE)$	41
IV.2.2 Calcul hydraulique sur le ressaut	42
IV.2.2.1. Vitesse critique.....	42
IV.2.2.2. Débit spécifique	43
IV.2.2.3. Hauteur critique	43
IV.2.2.4. Hauteur conjuguée	43
IV.2.2.5. Nombre de Froude	43
IV.2.3 Dimensionnement du barrage et du radier	44
IV.2.3.1. Longueur du radier aval	44
IV.2.3.2. Longueur du bassin d'amortissement dans le radier aval	44
IV.2.3.3. Longueur du radier en amont.....	44
IV.2.3.4. Calcul de la longueur de fuite l_f	45
IV.2.3.5. Vérification selon LAME.....	46
IV.2.4 Récapitulation :	47
IV.3 Ouvrages annexes du barrage.....	47
IV.3.1. Seuil déversant	47
IV.3.2. Canal d'améné	51
IV.3.3. Première prise d'irrigation	54
IV.3.4. Descente d'eau	56
IV.3.5. Pont canal	57

IV.3.6.	Dessableur	58
IV.3.7.	Décharge latérale.....	60
IV.3.8.	Coursier rapide.....	60
IV.3.9.	Canal dissipateur.....	61
	CONCLUSION PARTIELLE.....	62
	Partie III : CALCUL GENIE CIVIL.....	61
	Chapitre V : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES EN BETON ARME	62
V.1	Barrage	63
V.1.1	Voile de couverture du seuil	63
V.1.2	Plateforme de manœuvre	68
V.1.3	Piles de la vanne de chasse	77
V.1.4	Ecran de la vanne de chasse	82
V.1.5	Semelle du mur de protection de la rive droite	87
V.2	Pont canal	97
V.3	Bassin de décantation	103
V.4	Plateforme de manœuvre du dessableur.....	107
V.5	Dalot double cadre de la piste	116
V.5.1	Prédimensionnement	116
V.5.2	Évaluation des charges	119
V.5.3	Récapitulation des charges appliquées sur le dalot	123
V.5.1	Calculs des sollicitations	124
V.5.2	Récapitulations des sollicitations	130
V.5.3	Sollicitation aux états limites	130
V.5.4	Calcul des armatures	132
V.5.5	Vérification des contraintes à l'ELS	135
V.5.6	Calcul de ferraillage du piédroit centrale BE	137
V.5.7	Vérification de l'effort tranchant.....	139
V.6	Décharge latérale.....	141
	Chapitre VI : ETUDES DE STABILITE	146
	Partie I : BARRAGE	146
A)	Seuil du barrage.....	146
1-	Bilan des forces.....	146
2-	Calcul de sous pression W :	147
3-	Calcul du poids propre du barrage G :	148
4-	Calcul du poids propre du radier et ses parafoilles $G_{R,P}$:	148
5-	Calcul de la poussée de l'eau au-dessus du radier P_e :	148
6-	Calcul de la poussée hydrostatique de l'eau d'un côté amont du barrage P :	149

7-	Calcul de la force de butée Ep :	149
8-	Récapitulation des forces agissant sur le barrage :	150
9-	Vérifications des stabilités et des contraintes du sol de fondations	150
10-	Vérification de la stabilité au renversement.....	151
11-	Vérification de la stabilité au glissement	151
12-	Contrainte ultime d'adhérence Acier-Béton	152
13-	Contrainte admissible.....	152
14-	Force de canne utiles.....	152
a)	Section minimale des armatures de la canne	153
b)	Section d'armature de la canne à prendre	153
c)	Longueur de scellement minimal.....	153
d)	Longueur de scellement réel	153
15-	Vérification de la contrainte du sol de fondation	154
16-	Vérification de la stabilité élastique.....	154
17-	Récapitulations.....	156
B)	Mur de protection de la rive droite	156
1)	Inventaire des charges appliquées au mur	156
2)	Hypothèses	157
a)	Hypothèses générales de calcul	157
b)	Modèle de calcul	157
c)	Poids volumique des matériaux	158
3)	Etude de stabilité par tranche	158
a)	Charges de stabilisation	158
b)	Surcharges d'exploitation	158
c)	Coefficients de sécurité.....	159
PARTIE II : BASSIN DE DECANTATION		161
A.	Partie à l'entrée et à la sortie du bassin.....	162
B.	Le corps du bassin de décantation	168
C.	Le trop plein.....	168
PARTIE IV : ETUDES FINANCIERES ET IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX.....		169
Chapitre VII : COUT DU PROJET.....		170
VII.1.	Devis descriptif.....	170
Série 00.	INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER	170
Série 01.	TERRASSEMENTS ET TRAVAUX PREPARATOIRES.....	171
Série 02.	Bétons Armés et Maçonneries	173
Série 03.	Ouvrages métalliques, vantelleries et ferronneries	175
Série 04.	Peintures.....	176

VII.2. Details quantitatif	177
VII.3. Devis estimatif.....	181
VIII.1.1. Sous détails de Prix :	181
VIII.1.2. Exemple de sous détails de prix	183
VII.4. Devis quantitatif et estimatif.....	183
VII.5. Récapitulation du D.Q.E.....	189
CHAPITRE VIII : ETUDES DE RENTABILITE DU PROJET.....	190
VIII.1 Eléments financiers :	190
VIII.1.1. Cout total du Projet.....	190
VIII.1.2. Amortissement annuel des immobiliers	192
VIII.1.3. Plan de financement.....	192
VIII.1.4. Recette d'exploitation.....	193
VIII.1.5. Dépense ou Charge d'exploitation	194
VIII.1.6. Fond de Roulement Initial	194
VIII.1.7. Résultat net	194
VIII.1.8. Cash-flow Fp	195
VIII.2 Etudes de rentabilité :	195
VIII.2.1. Valeur Actuelle Nette (VAN).....	195
VIII.2.2. Indice de Profitabilité (IP)	197
VIII.2.3. Taux Interne de Rentabilité (TIR)	197
VIII.2.4. Délai de Récupération du Capital Investi (DRCI).....	198
VIII.2.5. Conclusion	199
CHAPITRE IX : ETUDES D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	200
IX.1 Contexte règlementaire	200
IX.2 Analyse et évaluation des impacts :	200
IX.2.1 Identification des impacts :	200
IX.2.2 Evaluation des impacts :	204
IX.2.3 Proposition de mesures d'atténuation et de suivi environnemental :	208
CONCLUSION PARTIELLE.....	211
CONCLUSION GENERALE	212
BIBLIOGRAPHIE :	213
ANNEXE A : CARTES	I
ANNEXE B : ASSAINISSEMENTS	VI
ANNEXE C : BETON ARME.....	XIV
ANNEXE D : PLANS	XIX

Auteur : ANDRIAMANGATIANA Antsa Harinala

Adresse : Lot B 61 Cité Akany Sambatra Itaosy

Téléphone : +261 33 05 550 08

E-mail : antsabtpblue@gmail.com



Titre du mémoire :

« ETUDES DE DIMENSIONNEMENT ET DE STABILITE DES OUVRAGES DE LA RIVIERE IFANINDRONA-SAHA TONA, REGION HAUTE MATSIATRA »

Nombre de pages : 212

Nombre de tableau : 130

Nombre de figures : 81

RESUME

L'insuffisance en électricité est un problème qui perdure à Madagascar. Notre pays dispose d'un potentiel hydroélectrique considérable mais largement inexploité.

Le présent ouvrage vise à promouvoir l'utilité d'un aménagement hydroélectrique dans la Région Haute Matsiatra. Pour arriver à cette finalité, des ouvrages de génie civil doivent être implantés.

Le contenu de ce mémoire fait enchaîner l'étude socioéconomique de la Zone d'Influence, les Etudes Hydrologique et Hydraulique ainsi que le dimensionnement des ouvrages. Ces derniers doivent être pérennes tout en restant économiques. C'est pourquoi, des Etudes de Stabilité et de Rentabilité ont été faites. L'Evaluation d'Impacts Environnementaux termine ce travail.

ABSTRACT

Insufficient electricity is a continuing problem in Madagascar. Our country has considerable but largely untapped hydroelectric potential.

This book aims to promote the usefulness of hydropower development in the Matsiatra Region. In order to achieve this goal, civil engineering works need to be implemented.

The contents of this dissertation link together the socio-economic study of the Zone of Influence, the Hydrological and Hydraulic Studies and the sizing of the structures. The latter must be sustainable while remaining economical. This is why Stability and Profitability Studies have been carried out. The Environmental Impact Assessment completes this work.

Mots clés : Dimensionnement, stabilité, ouvrages de génie civil, ouvrages hydrauliques, aménagement hydroélectrique.

Keywords : Sizing, sustainability, civil engineering works, hydraulic works, hydropower development.

Rapporteur : Monsieur RABENATOANDRO Martin