

LISTE DES FIGURES

Figure n°1 : Localisation de la zone d'étude.....	3
Figure n° 2 : Evolution du nombre de population dans le Fivondronana Ambatondrazaka et Moramanga.....	6
Figure n°3 : Etat actuel de la route	11
Figure n°4 : Evolution du trafic journalier sur la RN44 entre 1997 et 2001.....	13
Figure n° 5: Courbe hypsométrique.....	31
Figure n° 6: Courbe de tarage.....	37
Figure n° 7: coupe transversale d'un pont en bois.....	49
Figure n°8 : Dégradation de la superstructure.....	52
Figure n°9 : Dégradation de la superstructure et les appuis en gabion.....	53
Figure n°10: Dégradation de l'infrastructure du pont en bois au.....	53
Figure n°11 : Ensablement de canal à Mandrota PK 84+ 000	54
Figure n°12 : Coupe d'une buse en béton armé	59
Figure n° 13: Schéma de calcul de la dalle supérieure	66
Figure n°14 : Section de calcul de la dalle.....	68
Figure n°16 :Ligne d'influence de la réaction d'appuis.....	65
Figure n°17 : Ligne d'influence de la réaction d'appuis (culée).....	77
Figure n°18 : Schéma de calcul pour le cas de deux roues	75
Figure n°19 : Schéma de calcul dans le cas d'une roue jumelée.....	96
Figure n°20 : Schéma de calcul des efforts tranchants.....	98
Figure n°21 : Schéma de calcul pour une roue isolée de 3T	99
Figure n°22 : Section de la poutre principale en Té.....	101
Figure n°23 : Schéma de calcul du CRT.....	103
Figure n°24 : Schéma de calcul de la LI à la section considérée	104
Figure n°25 : Lignes d'influence de l'effort tranchant	105
Figure n°26 : Lignes d'influence du moment flechissant.....	105
Figure n°27 : Diagramme sous charge des entretoises	106
Figure n°28: Schéma de calcul de l'entretoise	101
Figure n°29 : Lignes d'influence de moments fléchissants.....	103
Figure n°30 : LI des efforts tranchants aux appuis pour l'entretoise d'about.....	105
Figure n°31 : Appareil d'appuis STUP (Procédé Freyssinet).....	118
Figure n°32: Schéma de calcul	110
Figure n°33: Actions mises en jeu pour le mur garde grève.....	114
Figure n°34 : Schéma des actions sur le mur en retour.....	126
Figure n°35 : Excentricité des éléments par rapport à l'axe du mur de soutènement.....	128
Figure n°36 : Schéma de calcul du mur de soutènement.....	122
Figure n°37 : Diagramme du moment fléchissant	123
Figure n°38 : Diagramme de l'effort tranchant.....	123
Figure n°39 : Schéma de calcul de la semelle de répartition sous culée.....	139
Figure n°40 : Diagramme de moments fléchissants	140
Figure n° 41 : Diagramme de l'effort tranchant.....	140
Figure n°42 : Schéma de calcul des sollicitations	147
Figure n°43 : Diagramme de contrainte-déformation	158
Figure n°44 : Fenêtre de calcul de la section des armatures de la poutre principale.....	159
Figure n°45 :Disposition constructive des armatures de la poutre principale.....	160
Figure n°46 : Fenêtre de calcul de la section des armatures de l'entretoise.....	167
Figure n°47: Disposition constructive des armatures de l'entretoise.....	169
Figure n°48: Disposition constructive des armatures du mur de garde-grève.....	174
Figure n°49: Disposition constructive des armatures du mur en retour	175
Figure n°50: Disposition constructive des armatures	177
Figure n°51 : disposition constructive des armatures sous culée	181
Figure n°52 : Disposition constructive des armatures du chevetre	184
Figure n°53 : Disposition constructive des armatures de la semelle sous pilier.....	186

LISTE DES TABLEAUX

Tableau n°1: Fivondronana et leurs communes	4
Tableau n°2 : Effectif de la population dans la zone d'influence.....	5
Tableau n°3: Liste de centre de santé dans la zone d'influence.....	6
Tableau n°4 : Activité du service de la santé en 1999 à Amparafaravola.....	7
Tableau n°5 :Nombre d'écoles par Fivondronana.....	7
Tableau n°6: Trafic de voyageurs et Fret.....	8
Tableau n°7 : Tonnage de marchandises et de voyageurs sur train:	9
Tableau n°8 : Situation du réseau des chemins de fer en 1998.....	10
Tableau n°9: Trafic journalier sur la R.N. 44 durant les cinq dernières années.....	12
Tableau n°10: Trafic futur jusqu'à 2020 sur la R.N. 44.....	14
Tableau n°11: Système de culture de riz dans la région d'Alaotra	15
Tableau n° 12: Production et rendement de riz par Fivondranana.....	15
Tableau n°13: Besoin en paddy de la région (unité : tonne)	16
Tableau n°14 : Production et rendement en manioc dans les 4 Fivondronana	16
Tableau n°15 : Production et rendement en maïs.....	16
Tableau n°16 : Production et rendement en haricot.....	17
Tableau n°17 : Production de pomme de terre et patate douce.....	17
Tableau n°18 : Production en arachide de la région:	17
Tableau n°19 : Production en cannes à sucre	18
Tableau n°20 : Production en Café.....	18
Tableau n°21: Répartition des superficies cultivées par spéculation (Unité : Ha).....	18
Tableau n°22 : Effectif de cheptel au niveau national	19
Tableau n°23 : Comparaison de l'effectif de cheptel.....	19
Tableau n°24: Nombre de zébus dans la zone d'influence:.....	20
Tableau n°25 : Nombre de volailles par région.....	20
Tableau n°26 : Effectif de la production en eau douce expédiée en 1999	21
Tableau n°27 : Production en chromite.....	22
Tableau n°28: Tonnage de transport de Chromite	22
Tableau n°29: Réserves minières de la Région.....	23
Tableau n°30 : Sites forestiers dans la province de Toamasina	23
Tableau n°31 : Sites forestiers dans la zone d'influence	24
Tableau n°32 : Effectifs de permis concédés pour l'exploitation forestière en 1997	24
Tableau n°33 : Le nombre d'hôtels de la région.....	25
Tableau n° 34 : Précipitation mensuelle moyenne à la station de VOHIDIALA	27
Tableau n° 35: Souffle de vent de la région.....	28
Tableau n° 36: Liste de séismes plus de 4Mm dans la région d'étude.....	28
Tableau n° 37: Superficie en fonction de l'altitude	31
Tableau n° 38 : Débit en fonction de la hauteur d'eau.....	37
Tableau n°39: Répartition des ouvrages selon leur catégorie sur la RN44.....	50
Tableau n°40: Les dégradation des petits ouvrages d'art	50
Tableau n° 41 : Liste des ponts du PK 60+000 au PK 133+ 000.....	56
Tableau n° 42 :Renseignements sur la fiche signalétique.....	70
Tableau n°43 : Procès-verbal de la visite.....	71
Tableau n°44:Dégradation du pont au PK 116+400.....	71
Tableau n°45 : Coût de la variante n°01	78
Tableau n°46: Coût de la variante n° 02	81
Tableau n°47 : Coût de la variante n°03	82
Tableau n°48 : Récapitulation des coûts de variantes	85
Tableau n°49 : Résistances caractéristiques à priori du béton	93
Tableau n°50 : Moments fléchissants par mètre linéaire suivant la longueur du pont [unité : Tm/ml]	98
Tableau n°51 : Effort tranchant pour une dalle centrale en T/ml.....	99
Tableau n°52 : Sollicitations définitives pour le hourdis console.....	100
Tableau n°53 : Sollicitations définitives sur la dalle	101
Tableau n°54 : Valeurs de CRT des surcharges	104
Tableau n°55: Efforts tranchants dus aux charges permanentes : Unité [T]	106
Tableau n°56 : Efforts tranchants dus aux surcharges [unité :T]	107
Tableau n°57: Effort tranchant résultant pour les poutres extérieures	108

Tableau n°58: Effort tranchant résultant pour les poutres intérieures : [T]	108
Tableau n°59: Moments fléchissants dus aux charges permanentes	108
Tableau n°60: Moments fléchissants dus aux surcharges.....	109
Tableau n°61 : Moments fléchissants résultants pour les poutres principales	110
Tableau n°62 : Moment fléchissant sur l'entretoise d about	114
Tableau n°63 : Sollicitations définitives	117
Tableau n°64: Sollicitations définitives pour l' entretoise intermédiaire	118
Tableau n°65 : Récapitulation des sollicitations	126
Tableau n°66 : Sollicitations sur le mur en retour.....	127
Tableau n°67 : Sollicitations sur le sommier	130
Tableau n°68 : Récapitulation des efforts.....	137
Tableau n°69 : Efforts définitifs sur le chevêtre.....	142
Tableau n°70 : Sollicitations sur la pile suivant l'axe longitudinal du pont.....	144
Tableau n°71 : Sollicitations sur la pile suivant l'axe transversal du pont	144
Tableau n°72: Récapitulation des efforts sur la pile intermédiaire transversalement.....	146
Tableau n°73: Récapitulation des efforts sur la pile intermédiaire longitudinalement	146
Tableau n°74 :Résistance au frottement latéral.....	151
Tableau n°75 : Charge nominale du pieu	151
Tableau n°76 : Valeur des charges appliquées par pieu pour $l = 12m$	151
Tableau n°77: Paramètres de calcul du pieu	155
Tableau n°78 : Sollicitations et déformations du pieu sous culée.....	156
Tableau n°79 : Sollicitations et déformations du pieu sous pilier	156
Tableau n°80: Sollicitations de la poutre principale	159
Tableau n°81 : Sollicitation des entretoises.....	166
Tableau n°82: Sollicitations de la dalle.....	170
Tableau n°83 : Sollicitations du mur garde grève :	172
Tableau n°84 : Sollicitation du mur en retour.....	174
Tableau n°85 : Sollicitations du sommier.....	176
Tableau n°86 : Sollicitation du mur de soutènement	178
Tableau n°87 :Sollicitation du chevêtre.....	171
Tableau n°88 : Sollicitations de la pile intermédiaire	174
Tableau n°89 : Sollicitation d'un pieu.....	187

LISTE DES ABREVIATIONS

ANGAP	: Association National pour la Gestion des Aires Protégées
CHD 1	: Centre Hospitalier de District Niveau 1
CHD 2	: Centre Hospitalier de District Niveau 2
CMD	: Coefficient de Majoration Dynamique
CPC	: Cahier de Prescription Commune
CRT	: Coefficient de Répartition Transversal
CSB1	: Centre de Santé de Base Niveau 1
CSB2	: Centre de Santé de base Niveau 2
CSMI	: Centre Hospitalier Maternelle et Infantile
DU	: Dispensaire Urbaine
INSTAT	: Institut National de la Statistique
KRAOMA	: Kraomita Malagasy
MEM	: Ministère de l'Energie et des Mines
MTP	: Ministère des Travaux Publics
OPM	: Optimum Proctor Modifier
P.T.R.A	: Poids Total Roulant Autorisé
PAEC	: Projet d'Appuis aux Eleveurs de Cochons
PHEC	: Plus Hautes Eaux Cycloniques
PK	: Point Kilométrique
PN	: Parc National
PTC	: Poids Total Chargé
RN	: Route Nationale
RNI	: Réserve Naturelle Intégrale
RS	: Réserve Spéciale
RNCFM	: Réseau National de Chemin de Fer Malgache
SOMALAC	: Société Malgache pour l'Aménagement du Lac Alaotra
SRI	: Système de Riziculture Intensive
STTP	: Service Territorial de Travaux Publics

SOMMAIRE

INTRODUCTION

Première partie : ENVIRONNEMENT DU PROJET

CHAPITRE I : ENVIRONNEMENT SOCIO-ECONOMIQUE

- I. APERCU DE LA RN 44
- II. SITUATION GEOGRAPHIQUE DU PROJET
- III. DELIMITATION DE LA ZONE D'INFLUENCE
- IV. ENVIRONNEMENT SOCIAL
- V. ENVIRONNEMENT ECONOMIQUE

Deuxième partie : ETUDE TECHNIQUE

CHAPITRE I: ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

- I. CLIMATOLOGIE
- II. ETUDE HYDROLOGIQUE
- III. ETUDE HYDRAULIQUE
- IV. RECAPITULATION ET CARACTERISTIQUES DU FUTUR OUVRAGE

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

- I. TRAVAUX D'INVESTIGATION IN SITU
- II. PREDIMENSIONNEMENT DES PIEUX

CHAPITRE III : ASPECT TECHNIQUE DES OUVRAGES EXISTANTS

- I. CARACTERISTIQUES GENERALES DES OUVRAGES
- II. AUSCULTATION VISUELLE ET DIAGNOSTIC DES OUVRAGES EXISTANTS

CHAPITRE IV : PROPOSITION DE SOLUTIONS

- I. GENERALITES
- II. PRINCIPES DE CHOIX
- III. PRESENTATION DE VARIANTES ET COMPARAISON
- IV. CALCUL D'ARMATURES DE LA DALLE D'UN DALOT ORDINAIRE 100x100

CHAPITRE V : SOLUTIONS PROVISOIRES

- I. ORGANISATIONS DU SUIVI DES OUVRAGES
- II. ENTRETIEN DES OUVRAGES D'ART

Troisième partie : ETUDE DU PONT DE RANOFOTSY

CHAPITRE I : COMPARAISON DE VARIANTES

- I. DESCRIPTION ET ÉTAT ACTUEL DE L'OUVRAGE
- II. CHOIX DE L'OUVRAGE DÉFINITIF

CHAPITRE II : SOLLICITATIONS DE LA VARIANTE PRINCIPALE

- I. PREDIMENSIONNEMENT
- II. HYPOTHESES DE CALCUL
- III. SOLLICITATION DE CALCUL DES ELEMENTS D'OUVRAGES

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT ET VERIFICATION

- I. HYPOTHÈSES DE CALCUL
- II. SUPERSTRUCTURE
- III. INFRASTRUCTURE

CHAPITRE IV : DEVIS QUANTITATIF ET DEVIS ESTIMATIF

- I. DEVIS QUANTITATIF
- II. DEVIS ESTIMATIF

RECOMMANDATION POUR L'EXECUTION DE L'OUVRAGE

CONCLUSION GENERALE

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	1
-------------------	---

PREMIERE PARTie : ENVIRONNEMENT DU PROJET

CHAPITRE I : ENVIRONNEMENT SOCIO-ECONOMIQUE.....	2
I. APERCU DE LA RN 44.....	2
II. SITUATION GEOGRAPHIQUE DU PROJET.....	2
II .1. Localisation géographique de la zone étudiée	2
II.2. Localisation du projet	3
III. DELIMITATION DE LA ZONE D'INFLUENCE	4
III.1. Définition	4
III.2. Délimitation de la zone d'influence	4
III.2.1. Zone d'influence directe 4	
III.2.2. Zone d'influence indirecte 4	
IV. ENVIRONNEMENT SOCIAL	4
IV.1. Définition	4
IV.2. Démographie.....	5
IV.2.1. Définition 5	
IV.2.2. Effectif de le population 5	
IV.3. Santé.....	6
IV.4. Scolarisation.....	7
IV.5. Moyen de transport	8
IV.5.1. Transport aérien 8	
IV.5.2. Transport ferroviaire 9	
IV.5.3. Transport routier 10	
a. Etat actuel de la route	10
b. Types de véhicules passant sur la RN 44	11
c. Etude du trafic	11
V. ENVIRONNEMENT ECONOMIQUE	14
V.1. Généralités.....	14
V.2. Agriculture.....	14
V.2.1. Culture vivrière 14	
a. Le riz.....	14
b. Manioc.....	16
c. Le maïs	16
d. Le Haricot.....	17

e. Pomme de terre et Patate douce.....	17
V.2.2. Culture industrielle	17
a. L'arachide	17
b. La canne à sucre	17
c. Le Café	18
V.2.3. Répartition des surfaces cultivées- Récapitulation	18
V.3. Elevage	19
V.3.1. Etat actuel de l'élevage dans la région	19
V.3.2. Elevage bovin	19
V.3.3. Elevage porcin	20
V.3.4. Volailles et autres petits élevages	20
V.4. La pêche et les ressources halieutiques	21
V.4.1. Effectif de la production	21
V.4.2. Evolution de la production de la pêche	21
V.5. Les ressources minières	22
V.6. Foresterie – Environnement – Tourisme	23
V.6.1. Foresterie – environnement	23
V.6.2. Tourisme	24
V.7. Artisanat et Industrie	25
CONCLUSION	26

DEUXIEME PARTIE : ETUDE TECHNIQUE

CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE	27
I. CLIMATOLOGIE.....	27
I.1. Pluviométrie	27
I.2. Vent.....	28
I.3. Données sismiques.....	28
I.4. Autres facteurs liés à l'estimation des débits de crue et au dimensionnement des ouvrages	28
I.4.1. Végétation	28
I.4.2. Pédologie – Géologie	29
II. ETUDE HYDROLOGIQUE.....	29
II.1. Situation géographique du bassin versant à étudier.....	29
II.2. Géomorphologie du bassin versant.....	30
II.2.1. Surface et Périmètre	30
II.2.2. Coefficient de compacité de GRAVELIUS	30
II.2.3. Rectangle équivalent	30
II.2.4. Altitude – Courbe hypsométrique	31
II.2.5. Dénivelée	32

II.2.6. Pente moyenne du bassin versant	32
II.3. Estimation des débits maximum de crues	32
II.3.1. Choix de la méthode	32
II.3.2. Etablissement des méthodes	32
II.3.3. Principe de la méthode	33
II.3.4. Cas du bassin versant de la rivière RANOFOTSY	34
a. Averse journalière de référence	34
b. Fonction de pente F(I)	34
c. Débit $Q'(P)$	34
d. Débit de crue du projet $Q(P)$	34
II.3.5. Comparaison avec la méthode classique rationnelle	35
II.4. Période de récurrence	35
III. ETUDE HYDRAULIQUE	35
III.1. Généralités	35
III.2. Détermination de la cote naturelle de l'eau	36
a. Principe de calcul	36
b. Valeur de Q en fonction de H	37
c. Courbe de tarage	37
d. PHEC	37
III.3. Le tirant d'air	38
III.4. Surélévation du niveau de l'eau	38
III.4.1. Perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques	39
a. Valeur du coefficient du débit C	39
b. Calcul de la perte de charge	39
III.4.2. Hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique $\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g}$	40
III.4.3. Perte de charge par frottement	40
III.5. Calage de l'ouvrage	40
IV. RECAPITULATION ET CARACTERISTIQUES DU FUTUR OUVRAGE	40
CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	41
I. TRAVAUX D'INVESTIGATION IN SITU	41
I.1. Objectif de reconnaissance in situ	41
I.2. Pénétrromètre dynamique	41
I.2.1. Objectifs de l'essais	41
I.2.2. Principe	42
I.2.3. Résultats	42
a. Formule des Hollandais	42
b. Résultats des essais	42

I.2.4. Analyse des résultats	43
I.3. Forage à la tarière et les essais pressiométriques	43
I.3.1. Objectifs des essais	43
I.3.2. Principe	43
I.3.3. Résultats	43
a. Résultats des sondages à la tarière	43
b. Essais pressiométriques	44
II. PREDIMENSIONNEMENT DES PIEUX	45
CHAPITRE III : ASPECT TECHNIQUE DES OUVRAGES EXISTANTS	46
I. CARACTERISTIQUES GENERALES DES OUVRAGES	46
I.1. Définition	46
I.2. Les petits ouvrages	46
I.2.1. Les buses	46
I.2.2 Les dalots	47
I.3. Les ponts	47
I.3.1. Définition	48
a. Ponts provisoires	48
b. Ponts semi-définitifs	48
c. Ponts définitifs	48
d. Ponts baileys	48
I.3.2. Pont en bois	48
a. Superstructure	48
b. Infrastructure :	49
II. AUSCULTATION VISUELLE ET DIAGNOSTIC DES OUVRAGES EXISTANTS	49
II.1. Classification des ouvrages	50
II.2. Les dégradations	50
II.2.1. Les petits ouvrages	50
II.2.2. Les ponts	52
a. Dégradation des éléments du pont PK 73 + 500	53
b. Dégradations extérieures	53
II.3. Les causes principales des dégradations	54
II.3.1. Vieillessement des matériaux	54
II.3.2. L'effet du trafic	54
II.3.3. Facteurs environnementaux	55
II.3.4. Facteurs techniques	55
II.3.5. Problèmes d'entretien	55
CHAPITRE IV : PROPOSITION DE SOLUTIONS	57
I. GENERALITES	57
II. PRINCIPES DE CHOIX	57
III. PRESENTATION DE VARIANTES ET COMPARAISON	57

III.1. Les petits ouvrages	57
III.1.1. Comparaison de variantes 58	
a. Variante 1 : Buse en béton $\phi 120$	58
b. Variante n°2 : Dalot ordinaire 100 x 100	60
III.1.2. Récapitulation et justification de choix 61	
III.2. Les ponceaux de portée inférieure à 5m.....	62
III.2.1. Comparaison de variantes 62	
a. Détermination de la quantité des matériaux	62
b. Coût de chaque variante – Devis estimatif approximatif	64
c. Comparaison de variantes.....	65
III.3. Les ponts de portée supérieure à 5m	65
IV. CALCUL D'ARMATURES DE LA DALLE D'UN DALOT ORDINAIRE 100x100.....	65
IV.1. Hypothèses	65
IV.1.1. Actions 65	
IV.1.2. Règle de calcul 65	
IV.1.3. Fissuration 65	
IV.1.4. Matériaux 66	
IV.2. Schéma de calcul.....	66
IV.3. Calcul de sollicitations	67
IV.3.1. Sous charges permanentes 67	
IV.3.2. Sous surcharges 67	
a. Coefficient de majoration dynamique	67
b. Moment fléchissant	67
IV.3.3. Moment résultant 68	
IV.4. Calcul des armatures	68
IV.4.1. Calcul à l'ELU 68	
IV.4.2. Calcul à l'ELS 69	
IV.5. Disposition constructive des armatures.....	69
CHAPITRE V : SOLUTIONS PROVISOIRES.....	70
I. ORGANISATIONS DU SUIVI DES OUVRAGES.....	70
I.1. Fiche signalétique	70
I.2. Surveillance d'un ouvrage	71
I.2.1. La surveillance continue 71	
I.2.2. L'inspection périodique 71	
II. ENTRETIEN DES OUVRAGES D'ART.....	72
II.1. L'entretien extérieur	72
II.1.1. Lutte contre l'érosion 73	
II.1.2. Protection des piles contre les corps flottants 73	
II.1.3. Nettoyage de la zone d'influence de l'ouvrage 73	

II.2. L'entretien des ouvrages.....	73
II.2.1. Petits ouvrages d'art	73
II.2.2. Ponts en bois	73
a. Remplacement des pièces hors d'usage	73
b. Remplacement de certains éléments par d'autres matériaux.....	74
II.3. Gestion de l'entretien.....	74
II.3.1. Gestion de matériels	74
II.3.2. Gestion des matériaux	74
II.3.3. Gestion des personnels	74

TROISIEME PARTIE: ETUDE DU PONT AU PK 116+400

CHAPITRE I : COMPARAISON DE VARIANTES.....	75
I. DESCRIPTION ET ETAT ACTUEL DE L'OUVRAGE.....	75
II. CHOIX DE L'OUVRAGE DEFINITIF.....	75
II.1. Définition des variantes	76
II.2. Comparaison des variantes	76
II.2.1. Hypothèses et données de base	76
a. Prix unitaire	76
b. Ratios des armatures.....	76
c. Masses volumiques.....	77
d. Surcharges d'exploitations	77
e. Coefficients de sécurité pour les conditions de travail des pieux.....	77
f. Combinaison d'actions.....	77
g. Capacité portante de pieu	78
II.2.2. Etude des variantes	78
a. Variante n°01	78
b. Variante n°02.....	83
c. Variante n° 03.....	85
II.2.3. Synthèse de variante	88
CHAPITRE IX : SOLLICITATIONS DE LA VARIANTE PRINCIPALE.....	90
I. PREDIMENSIONNEMENT	90
I.1. Superstructure	90
I.1.1. Dalle de tablier	90
I.1.2 Poutre principale	90
a. Hauteur de la poutre principale : h_t	90
b. Largeur de la table de compression : b	91
c. Epaisseur de la dalle : h_o	91
d. Epaisseur de l'âme : b_o	91

I.1.3 Trottoirs	91
I.1.4. Entretoise	91
I.1.5. Gargouille	91
I.2. Infrastructures	92
I.2.1. Appareil d'appuis	92
I.2.2. Culée	92
a. Mur de soutènement	92
b. Mur garde grève	92
c. Mur en retour	92
d. Joint	93
e. Sommier	93
f. Semelle de répartition	93
I.2.3. Pile intermédiaire	94
a. Chevêtre	94
b. Fût circulaire	94
c. Semelle de répartition	94
II. HYPOTHESES DE CALCUL	94
II.1. Règles de calcul	94
II.2. Surcharges considérées	95
II.2.1. Système de surcharge A(l) : Article 2.1. Fascicule 61A.	95
II.2.2. Système de surcharge B _C : Article 3.1. Fascicule 6.1.A.	95
II.2.3. Système de surcharge B _e	95
II.2.4. Système de surcharge B _r	96
II.2.5. Surcharge de trottoir : Article 7.1. Fascicule 61.A	96
II.2.6. Force de freinage et pression du vent	96
II.3. Combinaisons d'actions	96
II.4. Béton	96
II.5. Acier	97
II.6. Coefficient de majoration dynamique	97
III. SOLICITATION DE CALCUL DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE	98
III.1. Hourdis du tablier	98
III.1.1. Hourdis dans la partie centrale	98
a. Charge permanente (par m de la longueur du pont)	98
b. Coefficient de majoration dynamique	98
c. Moment fléchissant	98
d. Effort tranchant	102
III.1.2. Hourdis console	103
a. Charges permanentes	103

b. Surcharges	103
III.1.3. Récapitulation des sollicitations mises en jeu sur la dalle	104
III.2. Poutre principale	105
III.2.1. Caractéristiques de la section de la poutre	105
III.2.2. Charges permanentes	105
III.2.3. Coefficient de majoration dynamique	106
III.2.3. Coefficient de répartition transversale	106
a. Méthode utilisée	106
b. Répartition des charges permanentes	106
d. Calcul du coefficient de répartition transversale (CRT)	107
III.2.5. Sollicitations	108
a. Lignes d'influence	108
b. Calcul des efforts tranchants	110
c. Calcul des moments fléchissants	113
III.3. Entretoises d'about	114
III.3.1 Caractéristiques des entretoises	114
III.3.2. Actions à prendre en compte	114
a. Charges permanentes	114
b. Surcharges	115
III.3.3. Sollicitations	115
a. Moments fléchissants	115
b. Effort tranchant	118
c. Coefficient de majoration dynamique	120
d. Récapitulation des valeurs de sollicitations définitives.	121
pour l'entretoise d'about	121
III.4. Entretoises intermédiaires	121
III.4.1. Charge permanentes	121
III.4.2. Charges d'exploitations	121
III.4.3. Sollicitations	121
a. Moments fléchissants	121
b. Efforts tranchants	121
III.4.4. Coefficient de majoration dynamique	122
III.4.5. Sollicitations définitives pour les entretoises intermédiaires	122
III.5. Appareil d'appuis	122
III.5.1. Hypothèse de calcul	123
a. Elastomère en néoprène	123
b. Béton	123

III.5.2. Déformation de l'appareil d'appuis	123
a. Déplacement horizontal « u »	123
b. Angle de rotation « α »	123
III.5.3. Effort de freinage	124
III.5.4. Charges verticales	125
III.5.5. Dimensionnement en plan	125
III.5.6. Vérification	125
a. Vérification de la contrainte de compression du béton	125
b. Condition de non glissement	125
c. Dimensionnement en épaisseur	126
d. Condition de non-flambement	126
e. Limitation de contrainte de cisaillement	127
III.5.7. Récapitulation	127
III.6. Culée	127
III.6.1. Hypothèses de calcul	127
III.6.2. Mur garde grève	128
a. Inventaire des actions	128
b. Sollicitations	128
c. Récapitulation	129
III.6.3. Mur en retour	130
a. Inventaire des actions	130
b. Sollicitations	130
c. Récapitulation	131
III.6.4. Sommier	131
a. Inventaire des actions	131
b. Sollicitations produits par l'excentrement transversal des charges	132
c. Récapitulation des efforts maximaux	134
III.6.5. Mur de soutènement	134
a. Hypothèses de calcul	134
b. Inventaire des charges	134
c. Evaluation des actions	135
d. Sollicitations	136
III.6.6. Semelle de répartition	139
a. Inventaire des charges	140
b. Stabilité de la culée	140
c. Sollicitations sur la semelle	143
III.7. Pile intermédiaire	145

III.7.1. Hypothèses de calcul	145
III.7.2. Chevêtre	145
a. Inventaire des charges	145
b. Sollicitations	145
III.7.3. Fût pour pilier	146
a. Inventaire des actions	146
b. Evaluation des actions	146
c. Sollicitations	147
III.7.3. Semelle de répartition	148
a. Evaluation des actions	149
b. Etude de la stabilité de la pile intermédiaire	149
c. Sollicitations	151
III.8. Les pieux	152
III.8.1. Hypothèse de calcul	152
III.8.2. Détermination de la longueur et nombre de pieux	153
a. Hauteur d'encastrement	153
b. Facteur de portance	153
c. Charge nominale	154
III.8.3. Détermination de la force maximale admissible pour le béton du pieu - charge intrinsèque	155
III.8.4. Sollicitations	156
a. Les paramètres de calcul	156
b. Sollicitations et déplacements	158
c. Récapitulation	159
ChapITRE X : DIMENSIONNEMENT ET VERIFICATION	161
I. HYPOTHESES DE CALCUL	161
I.1. Hypothèse valables pour tous les états limites	161
I.2. Hypothèses supplémentaires pour l'E.L.S	161
I.3. Hypothèses supplémentaires pour l'E.L.U	161
II. SUPERSTRUCTURE	161
II.1. Poutre principale	161
II.1.1. Hypothèses de calcul	161
II.1.2. Sollicitations	162
II.1.3. Calcul des armatures	163
a. Armature principale	163
b. Arrêt de barres	164
c. Armature de peau	164
II.1.4. Vérification du béton	165

a. Vérification du béton	165
b. Armature transversale	165
c. Vérification de l'espacement à mi-travée :	166
d. Pourcentage minimal	166
e. Vérification de la section en appuis simple de rive	166
f. Ancrage des armatures tendues	167
g. Liaison hourdis – Nervure	167
h. Entraînement des armatures	168
i. Vérification vis à vis de l'état limite de déformation	168
II.2. Entretoise	170
II.2.1. Hypothèses de calcul	170
II.2.2. Sollicitations	170
II.2.3. Calcul des armatures	170
a. Armatures principales	171
b. Armature de peau	171
c. Armature transversale	171
II.2.4. Vérification	172
a. Vérification de la contrainte tangente aux appuis	172
b. Armatures d'âme	172
c. Vérification d'about	172
d. Disposition constructive des armatures	173
II.3. Dalle	173
II.3.1. Sollicitations	173
II.3.2. Calcul des armatures	174
a. Armatures principales	174
II.3.3. Vérifications	174
a. Vérifications de la contrainte tangente conventionnelle	174
b. Armatures transversales :	174
c. Vérification de l'entraînement des armatures	175
d. Vérification de non-poinçonnement de la dalle :	175
III. INFRASTRUCTURE	176
III.1. Mur garde grève	176
III.1.1. Hypothèses de calcul	176
III.1.2. Sollicitations de calcul	176
III.1.3. Calcul des armatures	177
a. Armatures principales :	177
b. Armatures transversales :	177

c. Armatures de peau	177
III.1.4. Disposition constructive des armatures	178
III.2. Mur en retour	178
III.2.1. Hypothèses	178
III.2.2. Sollicitations	178
III.2.3. Calcul des armatures	178
a. Armature suivant le sens horizontal (charges verticales)	178
b. Armature suivant le sens vertical (charges horizontales)	179
III.2.4. Disposition constructive des armatures	180
III.3. Le sommier	180
III.3.1. Sollicitations	180
III.3.2. Calcul des armatures	180
a. Armatures principales	181
b. Armatures transversales	181
c. Armatures de peau	181
III.3.3. Disposition constructive des armatures	181
III.4. Mur de soutènement	182
III.4.1. Sollicitation	182
III.4.2. calcul des armatures	182
a. Effet de l'effort normal excentré	182
b. Effet du moment fléchissant	184
III.5 Semelle de répartition sous culée	184
III.5.1. Calcul des armatures	184
a. Armatures principales	184
b. Armatures transversales	185
c. Armatures de peau	185
III.6. Chevêtre	185
III.6.1. Sollicitations	185
III.6.2. Calcul des armatures	186
a. Aux appuis	186
b. Pour : $x = 1m$	187
III.6.3. Disposition constructive des armatures	188
III.7. Pile intermédiaire	188
III.7.1. Sollicitations	188
III.7.2. Calcul des armatures	188
a. Calcul des armatures	188
b. Vérification de contrainte à l'ELS	188

III.8. Semelle de répartition sous la pile intermédiaire	189
III.8.1. Calcul des armatures 190	
a. Longitudinalement (Suivant l'axe longitudinal du pont)	190
b. Transversalement	190
c. Armatures de peau	190
III.8.2. Disposition constructive des armatures 190	
III.9. Pieux	191
III.9.1. Hypothèse de calcul 191	
III.9.2. Sollicitation de calcul 191	
III.9.3. Vérification vis-à-vis du flambement 191	
III.9.4. Calcul des armatures 191	
a. Armatures longitudinales.....	191
III.9.5. Vérifications 193	
a. Vérification de la contrainte moyenne de compression du béton de l'appui :.....	193
b. Vérification des contraintes tangentes.....	193
III.9.6. Armatures transversales 193	
Chapitre XI : DEVIS QUANTITATIF ET DEVIS ESTIMATIF	194
I. DEVIS QUANTITATIF.....	194
I.1. Superstructure	194
I.1.1. Poutre principale (par unité): 194	
I.1.2. Dalle (par travée) 194	
I.1.3. Entretoise(par unité) 194	
I.1.4. Trottoir (par travée) 194	
I.1.5. Revêtement (par travée) 194	
I.2. INFRASTRUCTURE (PAR UNITE).....	194
I.2.1. Mur garde grève 194	
I.2.2. Mur en retour 195	
I.2.3. Sommier 195	
I.2.4. Mur de soutènement 195	
I.2.5. Semelle sous culée 195	
I.2.6. Chevêtre 195	
I.2.7. Fût 195	
I.2.8. Semelle de répartition sous pilier 196	
I.2.9. Pieu 196	
I.3. Equipement par travée	196
II. DEVIS ESTIMATIF	196
RECOMMANDATION POUR L'EXECUTION DE L'OUVRAGE	199
CONCLUSION GENERALE	201

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION

~~L'administration coloniale a été convaincue sur l'importance de la communication et~~
des échanges qui sont liées directement aux réseaux de circulation.

Actuellement, l'Etat malgache a compris aussi la nécessité de la construction et de la réhabilitation des routes qui conditionnent le désenclavement des régions, si on veut un développement rapide et durable.

La route est l'un des moyens de transport le plus pratique à Madagascar. Elle est une artère principale liée directement à son évolution économique. Mais le besoin important en investissement routier reste un problème majeur.

La route nationale RN 44 reliant Moramanga – Vohitraivo est la seule sortie de la région d'Alaotra par voie terrestre. C'est une route en terre battue. Et le niveau de service actuel des ouvrages d'art et de la route elle-même ne permet pas une exploitation rentable de cet axe.

D'un autre côté, l'exploitation irrégulière des chemins de fer – Ligne M.L.A. entraîne l'augmentation du tonnage de la RN44 provoquant ainsi les dégradations accélérées des ouvrages d'art dont plus de 90% sont en bois qui datent plus de 20 ans. Actuellement, leur capacité portante est douteuse

Nous estimons ainsi qu'il est indispensable de remplacer ces ponts en bois par des ouvrages à caractères définitifs et de vérifier l'état actuel des buses et dalots. D'où l'objet du présent mémoire intitulé "les ouvrages d'art sur la RN44 du PK 60+000 au PK 133+000".

Le présent ouvrage se divise en trois grandes parties:

- Dans la première partie, on parlera de l'environnement socio-économique du projet, l'étude de l'évolution du trafic, l'étude hydrologique et géologique afin de mettre en exergue la potentialité économique et l'évolution du déplacement dans la zone d'influence ;
- Puis après, dans la deuxième partie, on entamera l'étude technique qui consiste à l'auscultation visuelle et diagnostic des ouvrages existants et la proposition de solutions.
- Et enfin, on fera l'étude du pont de RANOFOTSY au PK 116+400 pour illustrer notre étude.

CHAPITRE I : ENVIRONNEMENT SOCIO-ECONOMIQUE

I. APERCU DE LA RN 44

La voie reliant la région d'Alaotra avec la ville d'Antananarivo existait déjà depuis l'époque royale. Mais ce n'était qu'une voie piétonnière. Il y avait des tracés sinueux avec des ponts provisoires en bois.

Vers 1920, l'administration coloniale procédait alors à une amélioration de ces tracés et à la réhabilitation et construction des ouvrages de franchissement en bois (90%) et en béton (10%) .

En 1984, il y avait une grande réhabilitation faite par le bureau d'étude BCEOM. Les ponts provisoires en bois étaient remplacés par des ponts semi-définitifs. Ils sont constitués par :

- des culées en gabion ou en maçonnerie de moellons
- des poutres principales en poutrelle métallique IPN dont quatre par travée d'une seule voie.
- de platelage en bois, en madriers 8x17x4m

Après le cyclone GERALDA, en 1994, la plupart des ouvrages était détruite. On avait mis en place alors des ponts baileys type MABEY pour les renforcer.

La dernière tentative de réhabilitation de la RN44 a été élaborée par l'entreprise suisse A.F.S. en 1997 mais qui n'était pas menée jusqu'au bout.

Actuellement l'entretien des ouvrages d'art est assuré par la subdivision des Travaux Publics de Moramanga et d'Ambatondrazaka.

II. SITUATION GEOGRAPHIQUE DU PROJET

II .1. Localisation géographique de la zone étudiée

La zone étudiée se trouve dans la partie Est des Hauts plateaux, à 111 km à l'Est d'Antananarivo, dans le Faritany de Toamasina. Cette zone est constituée par des plaines et des montagnes caractérisant les Hauts-plateaux de la grande île.

La RN 44 traverse deux grandes plaines: la plaine de la rivière de Mangoro ayant un altitude de 900mètres et la plaine du Lac Alaotra à 750m d'altitude par rapport au niveau de la mer. Les rivières drainent des bassins à pente relativement faible.

II.2. Localisation du projet

La RN 44 a 228 Km de long dont le PK 0+000 se trouve dans la ville de Moramanga et le PK 228+000 à Vohitraivo. Elle traverse le Fivondronanana de Moramanga –Ambatondrazaka- Amparafaravola- Andilamena. Elle se divise en deux, selon le classement de la Service Territoriale des Travaux Publics (STTP) d'Ambatondrazaka : RN 44 Nord et RN 44 Sud.

Le projet se trouve dans la RN 44 Sud, sur une longueur de 73km du PK 60+000 dans la commune d'Amboasary Gare au PK 133+000 à Vohidiala.

Ce travail de mémoire consiste d'abord à vérifier l'état des ouvrages d'art, puis on va proposer des solutions selon les types d'ouvrages.

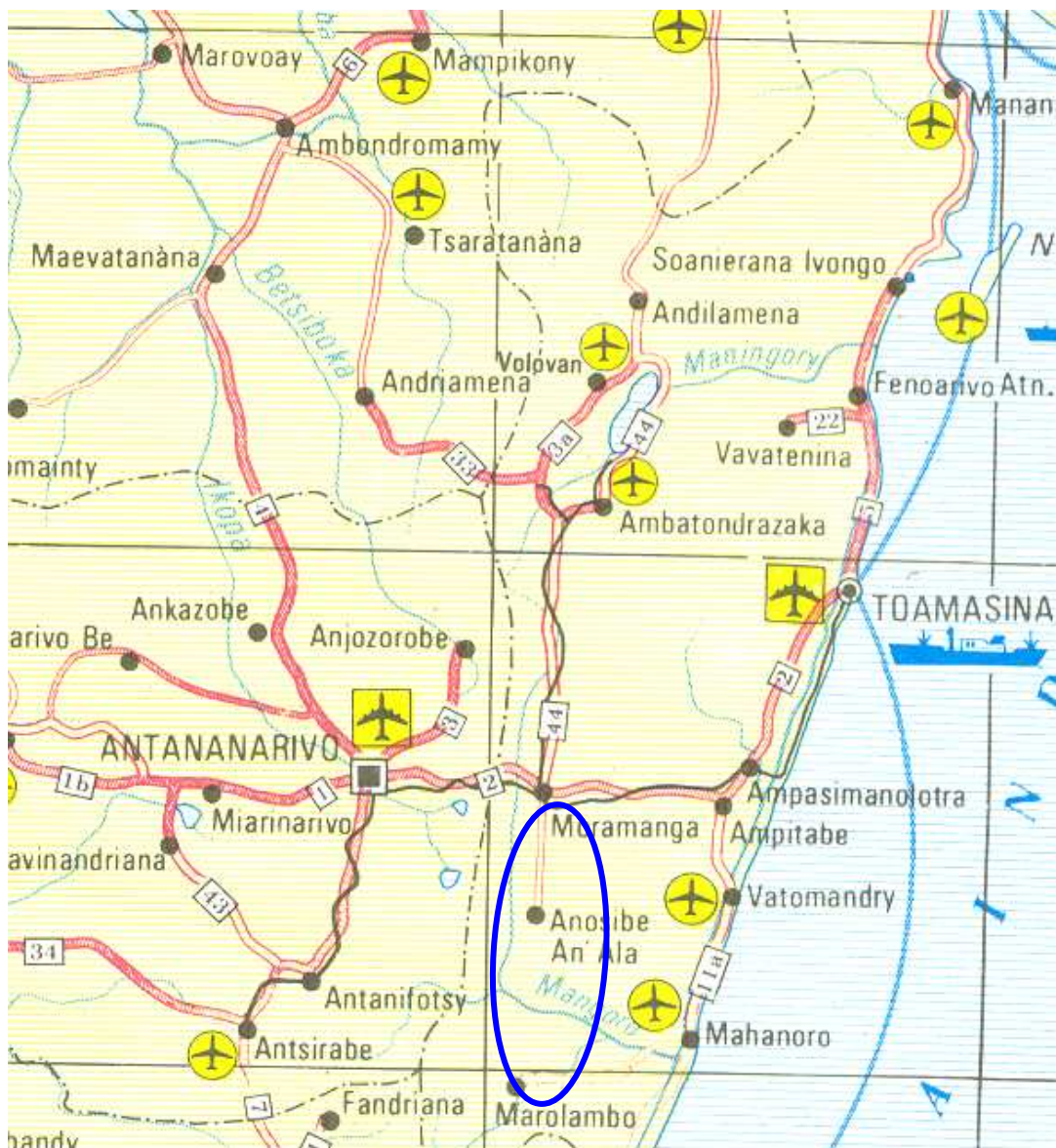


Figure n°1 : Localisation de la zone d'étude

III. DELIMITATION DE LA ZONE D'INFLUENCE

III.1. Définition

La zone d'influence est la région où la réalisation d'un projet a des effets sur le développement socio-économique.

Elle est déterminée par :

- la démographie ;
- la distance par rapport au projet réalisé ;
- les activités économiques.

III.2. Délimitation de la zone d'influence

Il y a deux catégories de zone d'influence selon l'impact du projet établi, à savoir :

- la zone d'influence directe.
- la zone d'influence indirecte.

III.2.1. Zone d'influence directe

Elle est constituée par les régions qui vont bénéficier directement des profits après la réalisation du projet.

Les Fivondronana qui remplissent ce premier critère sont: AMBATONDRAZAKA – AMPARAFARAVOLA – MORAMANGA et ANDILAMENA.

Tableau n°1: Fivondronana et leurs communes

Fivondronana	Nombre de communes
AMBATONDRAZAKA	20
ANDILAMENA	08
MORAMANGA	21
AMPARAFARAVOLA	13

Source : Service de plan Ambatondrazaka

III.2.2. Zone d'influence indirecte

C'est la zone où le tracé de la route a une influence socio-économique par les échanges inter –régions, à savoir : - ANTANANARIVO.

- TOAMASINA
- BRICKAVILLE
- MANJAKANDRIANA

IV. ENVIRONNEMENT SOCIAL

IV.1. Définition

L'environnement social est constitué par les facteurs qui conditionnent la vie sociale des gens. Il concerne surtout la démographie, les indicateurs d'accessibilité aux

infrastructures de bases et infrastructures sociales comme les infrastructures sanitaires, les écoles, les infrastructures routières et les moyens de transports.

IV.2. Démographie

IV.2.1. Définition

La démographie est la statistique concernant l'effectif de la population dans une région. Le nombre de la population permet de déterminer les besoins de la région, et de connaître l'importance du flux des gens et des échanges.

Ainsi, il est important de connaître la démographie, le taux d'accroissement de la population, le pourcentage de la population active.

A Madagascar, la proportion de la population active varie autour de 55,2% en milieu rural; elle atteint 67,2% en ville; dans la sous-préfecture d'Ambatondrazaka, elle est de 56,10% en 1999.

IV.2.2. Effectif de le population

En général, le nombre de la population évolue à une croissance constante, malgré la vulgarisation du système de planification familiale ou FISA tant en milieu rural qu'urbain.

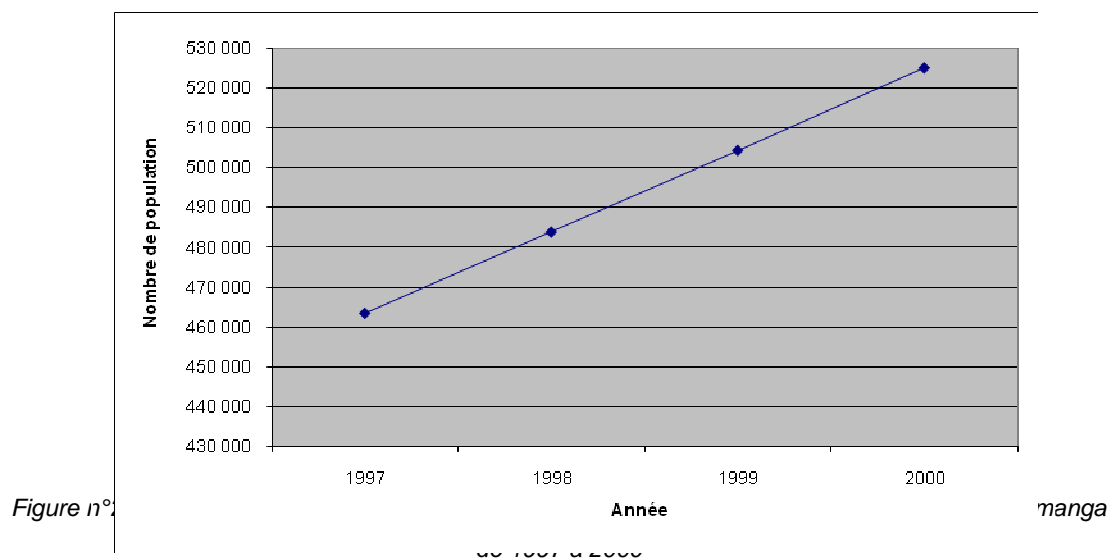
*Tableau n°2 : Effectif de la population dans la zone d'influence
de 1997 à 2000*

Fivondronana	AMBATONDRAZAKA	AMPARAFARAVOLA	ANDILAMENA	MORAMANGA
Superficie [Km ²]	6492	6966.50	7526	9850
1997	276.481	211.195	60.132	186.958
1998	291.493	229.241	65.853	192.380
1999	603.505	-	68.352	197.950
2000	321.517	-	-	203.700

Source: Service du plan de la sous-préfecture d'Ambatondrazaka

La densité de la population varie autour de 20 à 50, sauf le cas de la Fivondronana d'Andilamena qui descend à 9,08.

Le taux d'urbanisation varie autour de 17% dans la zone d'influence d'après la source donnée par l'INSTAT.



Cette figure nous montre que le nombre de population dans cette région croît de façon linéaire.

IV.3. Santé

La possibilité des gens de consulter un docteur est un indicateur de développement d'une région.

Il y a différentes catégories de centre de santé suivant les équipements sanitaires mises en place, selon le Ministère de la santé :

Tableau n°3: Liste de centre de santé dans la zone d'influence

Liste	AMBATONDRAZAKA	AMPARAFARAVOLA	ANDILAMENA	MORAMANGA
CSB1	29	22	11	24
CSB2	11	1	3	22
DU	1	-	-	1
CSMI	1	-	1	1
CHD1	-	1	-	-
CHD2	1	-	-	1

Source : Service de plan –Ambatondrazaka

Tableau n°4 : Activité du service de la santé en 1999 à Amparafaravola.

Mois	Naissance	Consultation Externe	Paludisme	Diarrhée	Infection Cutanée	Infection Buccale
Janvier	220	5.300	1.700	510	250	230
Février	170	5.200	1.600	490	260	231
Mars	198	6.200	2.250	480	246	232
Avril	219	6.400	2.400	485	248	231
Mai	260	7.200	2.100	525	248	230
Juin	270	7.300	1.800	520	248	229
Juillet	270	6.000	1.800	500	249	229
Août	298	5.000	900	490	250	229
Septembre	220	3.900	750	485	235	228
Octobre	225	4.500	850	503	249	229
Novembre	195	4.800	950	495	501	229
Décembre	125	4.00	970	495	250	229
TOTAL	2.670	66.500	18.070	5.978	3.234	2.756

Unité : Nombre de patients

Source : Service de santé d'Amparafaravola

D'après ces données, le paludisme est la maladie la plus dominante de la région. Il bat son plein du mois de janvier au mois de juillet. Cela s'explique par la présence des marécages ; les rizières sont inondées en ce moment là. La diarrhée et la dysenterie persistent toute l'année. Il en est de même pour l'infection buccale et l'infection cutanée.

IV.4. Scolarisation

Les quatre Fivondronana, dans la zone d'influence directe possèdent des centres d'éducation de base ou écoles primaires, des centres d'enseignement secondaire, et des lycées. Il y a autant d'écoles publiques que privées dans cette région.

Tableau n°5 : Nombre d'écoles par Fivondronana

Ecole	AMBATONDRAZAKA	AMPARAFARAVOLA	ANDILAMENA	MORAMANGA
E.P. Public	181	141	186	60
E.P. Privée	17	28	17	19
C.E.G. Public	13	14	18	3
C.E.G. Privée	11	5	6	1
Lycée Public	1	1	1	1
Lycée Privée	4	1	4	2

Source: Service Plan Ambatondrazaka.

Le taux de scolarisation est de :

-73,8% pour le Fivondronana d'Amparafaravola

-74,3% pour le Fivondronana d'Andilamena

On peut noter que les enfants sont scolarisés mais l'éloignement des écoles et l'insécurité les obligent à laisser l'école pendant la période de pluie. La plupart d'entre eux les quitte définitivement après la classe de 9^e.

IV.5. Moyen de transport

Le transport joue un rôle important sur le développement. Il rend harmonieux la vie sociale en assurant le déplacement des marchandises, des gens et les échanges d'expériences au niveau technologie.

L'un des potentialités de la région du Lac est la présence de divers modes de transport, en particulier le transport aérien, le transport ferroviaire et le transport routier.

IV.5.1. Transport aérien

Le Fivondronana d'Ambatondrazaka possède une piste d'atterrissage, réservée pour les twin-otter. La société AIR MADAGASCAR est le maître de ce trajet. Ce moyen de transport est très utile pour les services rapides et l'écoulement des produits à fortes valeurs spécifiques (les pierres précieuses). Il est praticable pendant toute l'année. Ainsi, il assure le désenclavement de la région en saison pluvieuse.

Il y a des vols hebdomadaires reliant AMBATONDRAZAKA – ANTANANARIVO et TOAMASINA.

Tableau n°6: Trafic de voyageurs et Fret

Trajet	Année	1995	1996	1997	1998	1999
Ambatondrazaka -- Antananarivo	Voyageurs(U)	1144	2480	2471	1622	1924
	Fret[Kg/T]	936	1702	2041	1430	894
Ambatondrazaka -- Toamasina	Voyageurs(U)	456	830	876	546	641
	Fret[Kg/T]	256	356	293	200	298

Source : AIR MADAGASCAR Antananarivo.

Malgré tous ces avantages, il ne résout pas le problème des paysans constituant les 90% de la population pour l'évacuation de leurs produits. En effet, le frais de transport est élevé par rapport au transport ferroviaire et terrestre. En plus, le tonnage est limité.

IV.5.2. Transport ferroviaire

La ligne (M.L.A.) Moramanga - Lac Alaotra , construite depuis 1914 et achevée en 1923, est un réseau qui occupe une place prépondérante pour les gens à faible revenu et pour le transport à fort tonnage comme le transport des produits agricoles, des minerais de chromite et des carburants .

Elle est sous la responsabilité de la société RNCFM et joue un rôle important sur les désenclavements de la zone du Lac Alaotra.

Tableau n°7 : Tonnage de marchandises et de voyageurs sur train:

Année	Marchandises [T]		Voyageurs [Unité]
	Chromite	Divers	
1990	153.253	30.759	326.048
1991	113.495	18.192	236.759
1992	111672	27.481	324.543
1993	133.038	28.354	237.102
1994	62.239	35.767	244.736
1995	105.330	13.199	169.581
1996	105.447	26.514	180.095
1997	119.631	9.129	189.280
1998	130.149	5.538	171.920

Source : Banque de donnée de la R.N.C.F.M.

D'après ce tableau, on remarque une diminution du tonnage des marchandises et du nombre des voyageurs à cause des services irréguliers et du mauvais état des infrastructures.

Ces dernières années, la société RNCFM est en état de soudure selon le résultat d'analyse faite. Toutes les lignes ferroviaires se trouvent dans un état délabré et ont besoin de la réhabilitation.

Le nombre de trafic ne peut pas compenser la dépense engagée pour la remise en état des lignes. Par conséquent, le réseau est actuellement en régression. Le transport de carburant qui était monopolisé par le transport ferroviaire tend actuellement à être acheminé par camions citernes. Ce n'est que le tiers de l'approvisionnement du carburant

qui reste assuré par wagon citerne, selon une source donnée par la direction régionale de la société JOVENNA à Ambatondrazaka.

La prise en main par la société Sud Africaine COMAZAR et MADA RAIL de l'exploitation du réseau des chemins de fer Malagasy donne de l'espoir pour son essor.

Tableau n°8 : Situation du réseau des chemins de fer en 1998

Désignation	Comparaison de la situation	
	Ancienne (10 ans avant)	Récente (1998)
Locomotives [Unité]	20	9
Voyageurs [Nb/An]	1.800.000	300.000
Marchandises [T/ an]	530.000	200.000

Source: Banque de donnée de la R.N.C.F.M.

IV.5.3. Transport routier

L'Etat Malagasy a consacré plusieurs projets importants à l'infrastructure sociale. Une des étapes de développement économique et social réside dans la création des liaisons routières sans négliger les ouvrages de franchissement.

La route RN44 assure la liaison avec la région du Lac Alaotra. Le Ministère responsable a limité " le poids total roulant autorisé" ou PTRA sur la route RN.44 à 16 tonnes, vu l'état de la route et de ses dépendances. Les trains doubles et articulés sont aussi interdits.

a. Etat actuel de la route

Pendant la saison sèche, la chaussée est complètement couverte de poussière. La présence des tôles ondulées est inévitable. Les déformations telles que les nids de poule, les ravinement longitudinaux et transversaux apparues pendant la saison pluvieuse limite considérablement la vitesse des véhicules à 20 - 30km/h. En saison de pluie, les canaux et les ouvrages d'assainissement sont ensablés et les ouvrages de franchissement inondés. La route devient glissante et bourbeuse. Sous le passage des poids lourds, le profil en W se dessine partout. Le tronçon en remblai autour du PK 85+000 est submergé. On y trouve aussi des gros nids de poule. Pendant cette période, les 133 km sont parcourus au bout de 48 heures pour les camions, et le frais de transport est doublé.



PENDANT LA SAISON DE PLUIE

PENDANT LA SAISON SÈCHE

PK 90+000

PK 79+600

Figure n°3 : Etat actuel de la route

b. Types de véhicules passant sur la RN 44

Les minibus et les autocars sont les plus utilisés pour le transport des voyageurs. Les véhicules particuliers sont composés de voitures tout-terrains. Le transport des marchandises est assuré par les camions plus de 10 tonnes.

Le Ministère adopte 6 catégories de véhicules pour l'étude du trafic à Madagascar:

A : Véhicule particulier

B : Familiale, bâché, minibus

C : Camion et autocar de PTC < 10T

D : Camion et autocar de PTC entre 10 T et 16T, sans remorque avec un seul essieu arrière

E : Camion de PTC >16T sans remorque, deux essieux arrières

F : Ensemble articulé, poids lourd avec remorque, train double

c. Etude du trafic

Lorsqu'on étudie l'évolution du trafic, il y a trois types d'accroissement :

☞ **Accroissement normal du trafic**

Cet accroissement se définit comme l'accroissement qui se produira même s'il n'y aura pas d'aménagement. Il est dû alors au développement économique de la région.

☞ **Trafic dérivé**

C'est le trafic attiré vers le nouveau aménagement. Il comprend des :

- trafics venant d'autres modes de transports (chemin de fer , voie aérienne) concurrent la route sur une même destination.
- trafics venant d'un autre itinéraire, par voie routière, arrivant à la même destination (AMBATONDRAZAKA, ANJOZOROBE)
- trafics venant d'autres moyens de transports sur une même route. Par exemple, une famille qui se déplaçait antérieurement en autocar et utilise des voitures particulières après l'aménagement .

La tendance du transport de carburant et des chromites vers les transports routiers fait partie de ce trafic dérivé.

☞ Trafic induit

Le trafic induit comprend le trafic des produits précédemment vendus localement, mais les facilités telles que les coûts de transport, les temps de parcours offertes par le nouvel aménagement incitent les gens à les vendre sur une autre destination. On peut prendre l'exemple des légumes qui se cultivent beaucoup dans la partie Est de la région et qu'on pourra se vendre à Moramanga, à Tamatave, ou à Antananarivo.

Les deux trafics dérivés et induits apparaissent dans un délai relativement court après le nouvel aménagement. Puis après, le trafic suit une évolution normale.

c.1. Etude de trafic passé et du trafic actuel

Le personnel du MTP faisait les campagnes de comptage routiers chaque année jusqu'à l'année 1999. Mais depuis l'année 2000, le Ministère faisait la sous-traitance à la société LOUIS BERGER INTERNATIONAL, Inc.

Il y a en général trois campagnes de comptage routier chaque année :

- Premier campagne: Février - Mars
- Deuxième campagne: Juin - Juillet
- Troisième campagne: Octobre - Novembre.

C'est à partir de ces informations qu'on va faire l'étude de trafic passé et actuel . Le tableau suivant montre cette évolution durant les cinq dernières années sur la R.N. 44.

Tableau n°9: Trafic journalier sur la R.N. 44 durant les cinq dernières années

Cat.de véhicules	Coeff. de Pond	1997	1998	1999	2000	2001
A	1	41	52	64	59	65
B	2	45	48	7	84	92
C	4	5	3	21	82	90
D	5	70	71	59	70	77
E	6	2	1	4	5	6
F	7	-	-	1	3	3
TOTAL	-	133	175	196	303	333

Sources : Ministère de Travaux Publics à Anosy

D'après ce tableau, nous constatons qu'il y a une variation irrégulière du trafic journalier. L'accroissement du trafic varie d'une année à l'autre.

Cette variation est due à :

- la dégradation de la R.N 44
- la coupure de la route en saison de pluie
- la diminution des produits rizicoles à cause de l'ensablement des rizières et la variation climatique dans la région.

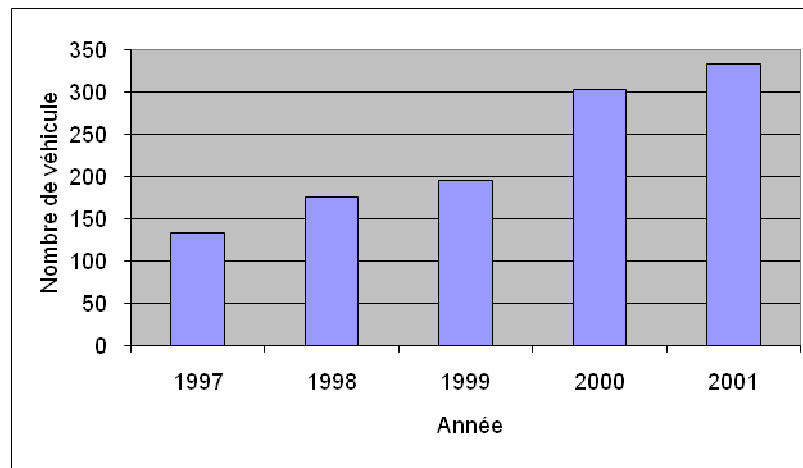


Figure n°4 : Evolution du trafic journalier sur la R.N44 entre 1997 et 2001

Remarquons que le transport de carburant et des chromites par camions évolue rapidement ces derniers temps. Néanmoins, la situation risque encore de s'empirer si le problème de détérioration des ponts n'est pas résolu.

c.2. Le trafic futur

Il y a plusieurs méthodes utilisables pour l'estimation de trafic dont la prolongation de tendance simple ou corrigée est l'une d'elles.

Cette méthode est valable quand on a de bonnes séries statistiques. En outre, la prolongation ne peut pas se faire au delà de 20 ans car le taux d'accroissement se ralentisse quand il atteint le niveau maximal. Et le résultat devient faux par des modifications des conditions économiques.

Principe de la méthode

Elle consiste à extrapoler au cours des années à venir l'évolution des trafics observée dans le passé.

D'après la figure dans le paragraphe précédent, le trafic croît exponentiellement avec un taux d'accroissement moyenne annuelle de 13,25.

Alors, la formule pour déterminer le trafic futur se présente comme suit :

$$T_n = T_0 (1+\alpha)^n$$

Où T_n : Trafic à l'année n, à compter de l'année prise comme référence

T_0 : Trafic à l'année de référence (dans notre cas : l'année 2001)

Soit $T_0=333$

α : Taux d'accroissement

n : nombre d'années par rapport à l'année de référence

Tableau n°10: Trafic futur jusqu'à 2020 sur la R.N. 44

ANNEE	2001	2005	2010	2015	2020
Trafic journalier	333	548	1.020	1.900	3.541

V. ENVIRONNEMENT ECONOMIQUE

V.1. Généralités

L'environnement économique concerne tout ce qui est lié au développement de la région - l'amélioration du niveau de vie de la population. Le relief de la région dans la zone d'influence est favorable à l'agriculture et à l'élevage grâce à la présence des deux vastes plaines fertiles du Lac Alaotra et de la rivière Mangoro. De plus, elle bénéficie des dons naturels non renouvelables des pierres précieuses comme le fameux rubis d'Andilamena et l'or; et des ressources minières comme le chrome , etc...

En outre, la présence du Lac Alaotra et les différentes réserves naturelles favorisent la section touristique. Et enfin, la ressource halieutique est une source de revenu pour la population avoisinante du Lac.

V.2. Agriculture

V.2.1. Culture vivrière

La riziculture prédomine dans les cultures vivrières, suivies de la production de céréales et de tubercules. Les grandes surfaces cultivables se trouvent à Amparafaravola – Ambatondrazaka et à Moramanga.

a. Le riz

• Types de rizicultures

D'après l'analyse effectuée dans le cadre de l'étude Filière RIZ, il y a 18 modèles d'exploitations et 6 systèmes de cultures différentes dans toute l'île. Tous ces systèmes existent au Lac Alaotra.

Tableau n°11: Système de culture de riz dans la région d'Alaotra

Système de culture	Superficie [Ha]	Pourcentage surface occupée
Riz aquatique en foule	80.000	54
Riz aquatique en semis direct	33.000	22
Riz pluvial tanety	14.000	9,5
Riz Tavy	11.000	7
Riz aquatique SRA	8.850	6
Riz aquatique SRI	1.630	1,1

Source: Banque de donnée de l'INSTAT

- Production et rendement

On a remarqué, d'après le tableau ci-dessus, que le système de riziculture intensive est peu appliqué à cause de l'absence du système de gestion et retenu d'eau. Effectivement, depuis la dissolution de la société SOMALAC dans les grands périmètres irrigués (G.P.I), le rendement des périmètres rizicoles a généralement baissé. Les mauvaises conditions d'entretien des canaux et des drains ont contribué d'une façon générale à cette situation. En plus, les superficies cultivables ont diminuées suite à l'ensablement et à l'envasement.

Tableau 12: Production et rendement de riz par Fivondranana

FIVONDRONANA		1995	1996	1997	1998	1999
Ambatondrazaka	S	35.000	37.000	39.425	40.410	-
	P	90.000	106.190	113.150	115.980	125.950
	R	2,45	2,87	2,87	2,87	-
Amparafaravola	S	42.630	43.000	44.920	46.185	46.350
	P	119.360	124.700	130.260	133.650	150.151
	R	2,80	2,90	2,90	2,89	3,24
Andilamena	S	9.000	9.150	9.425	9.705	9.760
	P	16.920	18.940	20.485	20.095	26.000
	R	1.88	2,07	2,17	2,07	2,66
Moramanga	S	28.430	35.340	36.400	37.490	37.600
	P	45.660	58.080	62.815	63.465	69.465
	R	1,60	1,64	1,72	1.69	1.85
Ensemble région	S	115.060	124.490	130.170	133.790	
	P	271.920	307.910	326.710	333.190	
	R	2,36	2,47	2.51	2,49	

S : superficie (Ha) ; P: Production [T] ; R: Rendement (T/Ha)

Source : Annuaire statistique Agricole 1999, DPPE/ Min Agri.

On remarque que le métayage est important dans le Fivondronana d'Ambatondrazaka, Amparafaravola et Andilamena ; bon nombre des propriétés de grandes superficies de rizières (plus 3 ha) n'arrivent pas à les mettre en valeur. Dans la région de Moramanga, chaque famille ne possède que 0.80 ha en moyenne et qu'elle arrive à exploiter.

- Niveau d'autosuffisance en riz

La consommation moyenne est de 145 kg / tête par an pour les consommateurs ruraux, tandis qu'en ville, elle est de 113,5kg/ tête par an. Compte tenu de cette différence, on peut établir enfin les besoins.

Tableau n°13: Besoin en paddy de la région (unité : tonne)

Fivondronana	Population	Besoin en paddy	Production en paddy	Excédent
Ambatondrazaka	225.045	48.577	126.314	77.737
Amparafaravola	199.552	35.523	150.151	114.628
Andilamena	38.552	7.851	26.000	18.149
Moramanga	204.2673	44.458	69.465	25.007
TOTAL	667.416	136.409	371.566	265.521

Source : Annuaire statistique Agricole 1998

La région est largement excédentaire en riz ; ce qui justifie son appellation de "grenier à riz" de Madagascar. Par conséquent, l'évacuation de l'excédent de production doit être assurée ; la RN44 doit y prendre part largement.

b. Manioc

Avant, le manioc est utilisé comme matière première dans les féculeries. Mais actuellement, il est un aliment complémentaire du riz pour les paysans à faible revenu. Il est utilisé aussi pour la fabrication de provendes pour le cheptel. Les Fivondronana d'Ambatondrazaka et de Moramanga sont les plus producteurs.

Tableau n°14 : Production et rendement en manioc dans les 4 Fivondronana

Année	1995	1996	1997	1998	1999
Superficie [Ha]	7.200	7.155	7325	7.720	7.635
Production [T]	63.835	61.485	63.040	62.215	66.340
Rendement [T/Ha]	8,87	8,59	8,61	8,06	8,69

Source : Annuaire statistique agricole 1999, DPEE/ Min Agri.

c. Le maïs

Comme le manioc, il est destiné à l'autoconsommation. Il occupe une grande surface à Ambatondrazaka et à Amparafaravola .

Tableau n°15 : Production et rendement en maïs

Année	1995	1996	1997	1998	1999
Superficie [Ha]	7.580	7.975	7.835	7.665	7.895
Production [T]	6.025	6.140	6.060	5.280	7.085
Rendement [T/Ha]	0,79	0,77	0,77	0,69	0,90

Source : Annuaire statistique agricole 1999, DPEE/ Min Agri

d. Le Haricot

C'est la région de Haut Mangoro qui produit le haricot.

Tableau n°16 : Production et rendement en haricot

Année	1995	1996	1997	1998	1999
Superficie [Ha]	2.575	2.541	2.595	2.590	2.600
Production [T]	2.350	2.320	2.390	2.535	2.670
Rendement [T/Ha]	0,91	0,91	0,91	0,98	1,03

Source : Annuaire statistique agricole 1999, DPEE/ Min Agri

e. Pomme de terre et Patate douce

La production est destinée au besoin familial et au marché local. Elle est présentée dans le tableau suivant:

Tableau n°17 : Production de pomme de terre et patate douce.

Année		1995	1996	1997	1998	1999
Pomme de terre	S [Ha]	315	320	320	280	285
	P [T]	990	1000	1.000	800	1290
	R[T/Ha]	3,14	3,12	3,12	2,86	4,53
Patate douce	S [Ha]	360	460	485	500	530
	P [T]	3.000	3.440	3.430	2.930	2.915
	R[T/Ha]	8,33	7,07	7,07	5,86	5,50

Source : Annuaire statistique agricole 1999, DPEE/ Min Agri

V.2.2. Culture industrielle

a. L'arachide

L'arachide est destinée à la fabrication d'huile alimentaire, et le déchet (tourteau) est utilisé comme aliment des bestiaux. C'est le Fivondronana d'Ambatondrazaka qui le cultive beaucoup. L'huile peut ravitailler les gens de la région.

Tableau n°18 : Production en arachide de la région:

Année	1995	1996	1997	1998	1999
Superficie (Ha)	2.740	2.805	2.775	2.720	2.720
Production (T)	1.745	2.105	2.075	1.965	1.980
Rendement (T/Ha)	0,64	0,75	0,75	0,72	0,73

Source : Annuaire statistique agricole 1999, DPEE/ Min Agri

b. La canne à sucre

Les cannes à sucre sont cultivées surtout dans les région d'Ambatondrazaka et d'Andilamena. Elle est destinée à la fabrication d'alcool pour la consommation locale.

Tableau n°19 : Production en cannes à sucre

Année	1995	1996	1997	1998	1999
Superficie (Ha)	2.275	2.530	2.505	2.545	2.560
Production (T)	63.225	63.765	63.885	61.700	61.665
Rendement (T/Ha)	27,79	25,20	25,50	24,24	24,09

Source : Annuaire statistique agricole 1999, DPEE/ Min Agri

c. Le Café

Le climat de la région n'est pas très favorable pour la culture de café, sauf dans la région de Moramanga qui est toujours humide. Mais la production reste faible par rapport à la production au niveau national.

Tableau n°20 : Production en Café

Année	1995	1996	1997	1998	1999
Superficie (Ha)	2.275	2.225	2.150	2.160	2.165
Production (T)	645	630	510	555	605
Rendement (T/ha)	0,28	0,23	0,24	0,26	0,28

Source : Annuaire statistique agricole 1999, DPEE/ Min Agri

V.2.3. Répartition des surfaces cultivées- Récapitulation

On va récapituler dans le tableau suivant la répartition des surfaces cultivées par spéculation dans chaque région.

Tableau n°21: Répartition des superficies cultivées par spéculation (Unité : Ha)

Fivondronana	Riz	Manioc	Maïs	Patate	Haricot	P. de terre	Arachide	C. à sucre
Moramanga	37.600	3.810	2.030	230	1.300	150	350	200
Ambatondrazaka	40.410	2.675	4.810	120	665	50	1.700	1.740
Amparafaravola	46.350	650	630	120	425	75	420	130
Andilamena	9.760	500	425	60	210	10	250	475
Ensemble de la rég.	134.120	7.635	7.895	530	2.600	285	2.720	2.545
Pourcentage [%]	84,37	4,82	4,99	0,33	1,64	0,18	1,72	1,61

Source : Annuaire statistique Agricole 1999, DPEE / Min. Agri.

En conclusion , les paysans de la région commencent à pratiquer les cultures sur Tanety et les cultures de contre –saison. Ils gèrent leur autoconsommation au profit de l'expédition vers d'autres zones : Antananarivo ou Toamasina.

V.3. Elevage

V.3.1. Etat actuel de l'élevage dans la région

Comme l'agriculture, l'élevage est aussi pratiqué dans la zone d'influence, mais de type traditionnel.

Pour mieux voir sa valeur au niveau national, on va faire la comparaison entre la production au niveau national, dans la province de Toamasina et on en déduit le pourcentage de la production dans la zone d'influence.

Tableau n°22 : Effectif de cheptel au niveau national

CIREL	Bovins	Porcins	Ovins	Caprins	volailles
Ens. Région	296.660	46.550	3.510	80	2.506.690
Ens. Province	445.216	106.338	3.726	104	4.998.920
Ens. Madagascar	6.753.772	870.425	664.425	989.992	21.475.801

Source : Annuaire statistique agricole 1998, DPEE/ Min Agri

En terme de pourcentage, les productions dans la zone d'influence sont représentées comme suit :

Tableau n°23 : Comparaison de l'effectif de cheptel

	Bovins	Porcins	Ovins	Caprins	volailles
rapport à la province [%]	66,63	43,77	94,20	76,92	50,14
rapport à l'ens. de M/car [%]	4,39	5,30	0,50	-	11,67

Source : Annuaire statistique agricole 1998, DPEE/ Min Agri

D'après ce tableau, la sous-préfecture d'Ambatondrazaka est le principal producteur de l'élevage pour la province de Toamasina.

V.3.2. Elevage bovin

Il s'agit d'élevage extensif, de faible productivité pour le Fivondronana d'Andilamena et à l'Ouest d'Amparafaravola.

Il est surtout destiné à la traction animale requise pour la riziculture sur quelques 40.000 ha dans la partie Sud d'Amparafaravola et à Ambatondrazaka.

Dans la région de Moramanga, l'élevage bovin est lié aux travaux agricoles et destiné à la boucherie. Il pose des problèmes à cause de la pauvreté des pâturages ou "kijana", suite aux passages répétés de feux de brousse et vols de bœufs perpétrés par les "dahalo". L'élevage laitier est un peu développé dans la région.

Les principaux marchés de bestiaux se tiennent dans le Fivondronana d'Andilamena:

- Miarinarivo (2 samedis/mois, 3^e rang au niveau national)
- Andilamena (tous les lundis)
- Antanimenabaka (tous les samedis)
- Maroadabo (2 jeudis/mois)

Les animaux proviennent de la province de Mahajanga et transitent de proche en proche par ces marchés . L'écoulement se fait par transport routier vers Moramanga et Toamasina

La tannerie d'Anjeva et les artisans récupèrent les cuirs et les peaux.

Tableau n°24 : Nombre de zébus dans la zone d'influence:

	Ambatondrazaka	Moramanga	Amparafaravola	Andilamena	Total
Nombre (Unité)	9.831	9.863	10.344	1953	41,991
Pourcentage %	23,42	47,30	24.63	4,65	100

Source : Annuaire statistique agricole 1999, DPEE/ Min Agri

V.3.3. Elevage porcin

L'élevage porcin est de type traditionnel et familial. Il se trouve concentré dans les régions où les sous-produits de l'agriculture(sons, tourteaux) sont abondants et bon marché. Certains éleveurs commencent maintenant à se professionnaliser grâce au Projet d'Appui comme P.A.E.C., et conduisent à des exploitations modernisées. Pourtant, les produits vétérinaires étant très coûteux et l'état sanitaire du cheptel est loin d'être satisfaisant, surtout après la récente épidémie de peste porcine africaine.

La commercialisation des porcs se fait vers la capitale (grande surface y compris) ou vers les grandes agglomérations.

En bref, c'est une source de revenu très bénéfique pour les paysans.

V.3.4. Volailles et autres petits élevages

L'aviculture est très répandue, de type familial et traditionnel. Presque chaque famille possède au moins quelques poules, oies, canard et dindons. Cette région est très réputée pour l'élevage d'oies.

Cet activité constitue une source de revenu très appréciable, surtout les veilles de fête où les commandes affluent d'Antananarivo et de Toamasina sont nombreux.

Tableau n°25 : Nombre de volailles par région

	Moramanga	Ambatondrazaka	Amparafaravola	Andilamena	Total
Poulet	22.415	19.577	14.744	2.320	59.056
Canard	2.980	4.496	3.954	476	11.906
Oil	3.544	7.795	13.006	1.326	25.669
Dinde	151	1.643	203	4	2.006
Lapin	206	497	37	8	748

Source : INSTAT

Certains éleveurs commencent également à se spécialiser sur l'apiculture et la pisciculture.

V.4. La pêche et les ressources halieutiques

V.4.1. Effectif de la production

Les plans d'eau, les lacs, les fleuves constituent les supports aux activités de la pêche. Le Lac Alaotra, d'une superficie de 20.000 Ha est d'ailleurs le plan d'eau intérieur le plus important à Madagascar. Il se prête à différents usages : pêche, riziculture, collecte de plantes aquatiques. Il présente aussi des particularités biologiques : c'est une zone d'intérêt pour la conservation des oiseaux ou ZICO.

Les produits sont destinés à la consommation locale ou régionale, à l'état frais, séché ou fumé.

Les statistiques données par le Ministère de la Pêche et des ressources halieutiques concernant la production expédiée en 1999 sont données dans le tableau suivant:

Tableau n°26 : Effectif de la production en eau douce expédiée en 1999

PRODUCTION [T]		
Frais	Séchée / Fumée	Total
458	87	545

Source : Ministère de la pêche et des ressources halieutiques

V.4.2. Evolution de la production de la pêche

Certaines espèces autochtones ont progressivement disparu. Par contre, d'autres espèces sont apparues comme la carpe, le tilapia , l'anguille, et le fibata.

Du côté de Moramanga , les poissons d'eau douce sont surtout le tilapia , la carpe royale, les crustacées(crevettes, crabes écrevisses) ainsi que les anguilles.

La (rizi) pisciculture connaît une nette évolution grâce à divers projets. Cette activité permet non seulement d'améliorer la consommation en poissons mais aussi de procurer des revenus consistants . En effet , le suivi des activités (rizi) piscicoles pour la campagne 98/99 donne les chiffres suivants:

- Le nombre de pisciculteurs de la région 320 dont 25 rizipisciculteurs.
- Le nombre d'alevins distribués : 48.000 carpes royales
- Le taux de survie des poissons est de 70%.
- La durée de l'élevage est en moyenne de:
 - 4 mois en rizière pour 100 g.
 - 10 mois en étang pour 600 g.

Concernant la gestion du Lac, il est à noter que le Lac devrait être fermé du 15 novembre au 15 décembre, depuis 1999 suivant l'arrêté n° 10913/99 du 20/12/99 pour la protection de la reproduction des poissons.

V.5. Les ressources minières

La région de lac Alaotra et de haut Mangoro abrite des réserves abondantes en pierres précieuses et d'alliages. Mais le produit minier le plus remarquable sur sa capacité à exporter est le chromite.

Son exploitation est assurée par la société KRAOMA dans la montagne de Tampoketsa à Andriamena. La croissance en production dépend uniquement de la commande à l'étranger et de la qualité du produit.

Tableau n°27 : Production en chromite

Année	1997	1998	1999	2000	2001
Production [T]	118.540	84.799	144	128.001	60.923

Source: centre commerciale de la société KRAOMA Antananarivo.

Le chromite est acheminé par train vers Toamasina en général. Vu l'état de la voie ferrée, le transport par camion augmente de plus en plus ce dernier temps. Pourtant l'état de la route et la capacité portante des ponts ne conviennent pas surtout entre VOHIDIALA et MORAMANGA.

Tableau n°28: Tonnage de transport de Chromite

		1997	1998	1999	2000	2001
Route	Tonnage (T)	7263	2.206	1.410	15.515	9.384
	Pourcentage(%)	5,79	1,67	2,61	14,71	16,91
Ferroviaire	Tonnage (T)	118.162	130.154	52.648	89.933	46.104
	Pourcentage (%)	94,21	98,33	97,39	85,29	83,09

Source : Siège KRAOMA à Antananarivo

Notons qu'actuellement, la RNCFM assure uniquement le transport de chromite entre Morarano–Chrome et Moramanga, et ce sont les camions qui finissent le trajet jusqu'à Toamasina.

On trouve également d'autre réserves de pierres précieuses dans cette région.

Tableau n°29: Réserves minières de la Région

Fivondronana	Nom du gîte	Substance	Minéraux Caractéristiques	Tonnage	Teneur
Ambatondrazaka	Bemainty	Ni		21.000 T	1,3
	Analalava	Ni			
	Haute Anosy	Ni			
	Ampatakana	Ni			
	Ambodipaiso	Ni			
	Antsarimamelona	Ni			
Amparafaravola	Nord de l'Alaotra	SnO2	Cassiterite		1,3
Moramanga	Ambatovy	Ni, Co, Fe	Laurite Osmiridium Sperrylyté Cooperité Stibiopalladinite Ornatif	1,25MT/Ni	1,25%(Ni) 0,12%(Co) 7,32m3(Pt)
	Analamay	Ru,Ir,Os Pt, Pd ,Au			

Source : Service de la géologie / MEM

La région d'Andilamena est très connue aussi par le fameux rubis, mais on n'arrive pas à le quantifier à cause des exploitations illicites.

V.6. Foresterie – Environnement – Tourisme

V.6.1. Foresterie – environnement

Sur les bordures orientales et dans la région de haut Mangoro, la forêt dense ombrophile occupe une place notable , mais qui régresse très rapidement. Les causes probables de l'altération de la forêt sont: les coupes de bois d'œuvre, le bois d'industrie, le bois de chauffage, le charbonnage, les abattages pour construction et les cultures sur brûlis.

L'Etat Malagasy et les ONG internationaux ont créés des réserves spéciales et réserves naturelles pour la protection de la forêt et des animaux.

Tableau n°30 : Sites forestiers dans la province de Toamasina

Classement	Nombre	Superficie [ha]
Réserves spéciales	4	73,28
Réserves naturelles	2	74,388
Forêts classées	122	-
Périmètres de restauration	18	52,072
Parcs Nationaux	21	33
Stations forestiers	5	7,724

Source : ANGAP, 1996

Pour la région dans la zone d'influence, on peut trouver plusieurs sites forestiers.

Tableau n°31 : Sites forestiers dans la zone d'influence

Nom	Superficie [Ha]	Année de création	Objectif
P.N. Mantadia	9987	1989	Parc national et Réserve de la biosphère
R.N.I. Betampona	2.925	1927	Réserve scientifique
R.N.I. Zahamena	46.162	31/12/27	Réserve scientifique
R.S. Analamazaotra	865	21/06/00	

Source : SIG / ANGAP . 1996.

Malgré la destruction forestière, la forêt est une source de revenu pour la région. Elle entraîne également des flux de camions et augmente le volume de trafic dans la région et sur la R.N. 44.

*Tableau n°32 : Effectifs de permis concédés pour l'exploitation forestière en 1997
dans la région d'Alaotra et de Haut Mangoro.*

Localisation	Superficie [Ha]	Permis concédés
Moramanga	12.385	22
Ambatondrazaka	6.851	18
Amparafaravola	450	3
TOTAL	19.686	43

Concernant le revenu : 10.119 m³ ont procuré 12.891.252.999 Fmg de recettes.

Du fait de l'absence de scierie industrielle ou de menuiserie, les exploitants commercialisent des bois débités ou semi-travaillés. On les transporte vers Antananarivo ou Toamasina pour l'exploitation directe.

Le reboisement industriel de la société FANALAMANGA joue également un grand rôle dans l'économie de la région et même national.

V.6.2. Tourisme

Les réserves naturelles et aires protégées abritant les espèces particulières telle que le Bandro, l'Ankolahindrano, le canard sauvage, intéressent les touristes à visiter cette région.

Concernant les infrastructures touristiques, cette région possède des différents hôtels

et

restaurations.

Tableau n°33 : Le nombre d'hôtels de la région

Fivondronana	Nombre d'Hôtel	Nombre de chambre
Ambatondrazaka	5	31
Amparafaravola	2	17
Moramanga	9	108
Andilamena	0	0

Source : Min. Tourisme.

V.7. Artisanat et Industrie

Les industries de fabrications de matériels agricoles et les industries de transformation des produits agricoles sont les plus nombreux dans cette région.

Selon nos enquêtes sur terrain, on peut citer les infrastructures économiques suivantes:

- Les décortiqueries , les rizeries (SILAC à Manakambahiny, Sociétés ROGERS à Amparafaravola, LAZA à Ambatondrazaka, SORIFEMA à Vohidiala, RAMAHANDRY à Andilanatoby.
- Les huileries locales à base de l'arachide à Ambatondrazaka
- Les menuiseries en bois (AVOTRA) et en métal à Ambatondrazaka
- Ateliers de construction des matériels agricoles (ZINA à Anosindrafilo, DADAMANANA à Ambatosoratra, ARMAND à Andranomandeha).
- Les sociétés de distributeurs de semence CALA relayé par le CMS d'Anosiboribory.

On trouve aussi de petites entreprises transformant les matières en produit pour les besoins quotidiens et la construction.

- Fabrication de tuile, brique artisanale : Entreprise CHAUX POUZZOLANE à Ambatondrazaka
- Boulangerie et Pâtisserie.
- Garage Auto.

CONCLUSION

La population active variant autour de 56,10 % constitue un élément indispensable pour le développement de cette région.

La région du Lac Alaotra est une zone à forte potentialité économique basée sur l'Agriculture, l'élevage. Ces activités couvrent les 90 % de la source de revenu de la région. Le riz prend la première place, suivi par les autres cultures vivrières telles que manioc, maïs, haricot, ..., l'élevage bovin et porcin ainsi que les cultures industrielles. La pêche reste artisanale. Les investisseurs cherchent à créer des industries liées à l'agriculture entre autres :

- Industrie de fabrication des matériels agricoles
- Rizeries
- Industrie de transformation alimentaire

Le secteur tourisme est peu développé.

D'après notre étude, on a tiré les faits suivants:

- L'insécurité et la maladie restent un obstacle majeur pour le développement
- La vulgarisation de la nouvelle technique agricole est insuffisante.
- Les collecteurs achètent à petit prix les produits faute des moyens de transports pour l'évacuation.

On remarque aussi une augmentation du trafic sur la RN44.

Bref, le développement socio-économique entrepris dans cette région ne peut être atteint sans aménagement des infrastructures routières, y compris la remise en état des ouvrages d'assainissement et ouvrages de franchissement.

CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

Les problèmes liés à l'eau surgissent en tout point : traversée de grandes rivières, franchissement de petits cours d'eau, écoulement des eaux pluviales, passage sur zones inondables.

Pour préserver les ouvrages d'assainissement et de franchissement, il faut maîtriser ces problèmes qui sont étroitement liés à la climatologie, l'hydrologie et l'étude hydraulique sur cette région.

I. CLIMATOLOGIE

Il est important de connaître les caractéristiques climatiques de la région que l'on veut aménager pour deux raisons principales :

- Elle permet de déterminer le débit à l'aide de l'étude hydrologique. L'exploitation de ces données guide le dimensionnement de l'ouvrage après le calcul hydraulique.
- Elle conditionne aussi l'exécution des travaux.

I.1. Pluviométrie

Le régime hydrologique d'un cours d'eau est soumis à l'influence de différents facteurs dont le principal est la pluviométrie. Elle est liée à l'influence d'une cellule océanique de haute pression appelée « Anticyclone de l'océan Indien » à Madagascar.

La formation de l'averse orageuse d'origine convective et les cyclones sont les facteurs qui provoquent les cours exceptionnels dans cette région. La saison de pluie se divise en deux exactement :

- la saison de pluie du mois de Novembre au mois d'Avril ;
- la saison sèche du mois d'Avril au mois d'octobre.

Le tableau suivant indique la précipitation mensuelle moyenne de la station de VOHIDIALA :

*Tableau n° 34 : Précipitation mensuelle moyenne à la station de VOHIDIALA
entre 1989 à 1999*

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Pluie [mm]	322,7	193,1	171,7	49,1	4,9	0,8	2,0	1,1	1,0	0,9	27,6	410,2	1185,1
Pourcentage/an	27,23	16,29	14,49	4,14	0,41	0,07	0,17	0,09	0,08	0,08	2,33	34,61	100
Nombre de jours	18	13	15	3	2	1	1	2	3	1	1	11	

Source : Service de la Météorologie à Ampandrianomby

D'après ce tableau, la quasi-totalité des pluies est concentrée sur les six mois de période de pluie (99,31% de la pluviométrie annuelle). Il ne pleut pratiquement pas du mois de mai à octobre.

I.2. Vent

Le souffle de vent dans cette zone est assez fort. Cependant, il reste à peu près constante pendant toute l'année. C'est le passage des cyclones tropicaux qui entraîne le souffle exceptionnel. Pendant le passage du cyclone Gloria, il a atteint 70km/h.

Tableau n°35: Souffle de vent de la région

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moy. de vent max [km/h]	36,3	32,5	28,1	25,9	24,0	32,4	27,1	26,9	30,0	35,4	34,5	34,8
Max de Pointe [km/h]	82	68	55	55	55	68	68	65	68	68	68	68

Source : Service de la Météorologie d'Ampandrianomby

I.3. Données sismiques

Les conditions sismiques ne sont pas à craindre, pour Madagascar. Cela n'empêche pas de les connaître vu l'importance des ouvrages d'art et leur durée de service, afin d'éviter toutes les incertitudes.

Tableau n° 36: Liste de séismes plus de 4Mm dans la région d'étude

Date	04.05.89	05.06.89	02.07.90	30.08.90	04.02.91	28.02.95	21.03.96	26.06.96	26.08.96
Latitude	19 35	18 40	18 79	17 87	18 44	18 35	18 21	18 46	17 91
Longitude	48 80	48 31	49 00	49 00	48 86	48 58	48 67	48 51	48 04
Prof. [km]	18	18	20	35	18	22	27	16	30
Magnitude [Mm]	4,0	4,4	4,0	4,1	4,1	4,3	4,6	4,9	4,3

I.4. Autres facteurs liés à l'estimation des débits de crue

et au dimensionnement des ouvrages

I.4.1. Végétation

La masse d'étude est constituée par le SAVOKA : touffes d'herbes épaisses à cause de la culture sur brulis, le tavy et les feux de brousses. Par conséquent, il y a latéralisation du sol et constitution de carapace stérile. Le phénomène d'ensablement et d'envasement seront inévitables. Ce qui provoque le débordement dans les canaux, les rivières et dans les petits cours d'eau ; même les rizières sont aussi victimes.

I.4.2. Pédologie – Géologie

Le sol et le sous-sol interviennent à l'écoulement par leur perméabilité. Le sous-sol y est peu perméable grâce à la présence d'une couche latéritique qui, après sa saturation devient imperméable.

La présence des précipitations modérées à caractère continu entraîne la saturation du sol qui, en s'associant avec l'effet d'une dépression tropicale provoque une crue de faible probabilité.

A Madagascar, les averses orageuses et les cyclones se succèdent pendant la saison pluvieuse.

II. ETUDE HYDROLOGIQUE

L'étude hydrologique permet de déterminer le débit de crue à l'exutoire du bassin versant. Une crue dépend principalement de la géomorphologie de ce bassin et le climat de la région.

Pour les besoins de l'hydrologie, MADAGASCAR peut être divisé en un certain nombre de régions géographiques de superficies très différentes. Il y a neuf types de régimes hydrologiques à Madagascar :

- le régime du Nord ou de la montagne d'Ambre ;
- le régime du Nord-Est ;
- le régime de TSARATANANA ;
- le régime de la côte-Est ;
- le régime des Hauts-Plateaux ;
- le régime du Nord-Ouest ;
- le régime du Centre-Sud ;
- le régime Sahélien du Sud.

Nos bassins versants se trouvent dans le régime de Hauts - Plateaux. On va se référer à l'étude du bassin versant de la rivière RANOFOTSY dont l'exutoire se trouve au PK 116+400 de la RN44.

II.1. Situation géographique du bassin versant à étudier

La rivière RANOFOTSY est l'ensemble de différentes sources telles la rivière d'Ampanimavo, Beambiaty, Ampasindava et Andohan'Antsontsona. Elle est un affluent du fleuve MANINGORY, présentant un bassin versant situé :

- du Nord au Sud entre les parallèles 18°00'S et 18°08'S ;
- de l'Ouest à l'Est entre les méridiens 48°15'E et 48°21'E.

L'altitude de l'exutoire par rapport au niveau de la mer est de 843m.

II.2. Géomorphologie du bassin versant

Ce bassin versant a une faible superficie avec des crues modérées étant donné la présence des rizières et des marécages jalonnant son parcours. Il est allongé du Nord au Sud.

II.2.1. Surface et Périmètre

La mesure de la surface se fait sur une carte topographique à l'échelle 1/100.000, à l'aide d'un planimètre, après avoir délimité le bassin versant. En faisant la moyenne de plusieurs mesures, on trouve $S = 53,25 \text{ km}^2$. Le périmètre est mesuré à l'aide d'un curvimètre sur cette même carte, tel que $P = 38,5 \text{ km}$.

II.2.2. Coefficient de compacité de GRAVELIUS

Ce coefficient dépend de la forme du bassin versant. On compare ce bassin versant avec une surface circulaire de même caractéristique que lui par le rapport de leur périmètre : c'est la valeur du coefficient de GRAVELIUS (K).

Pour un bassin circulaire $K = 1$

La formule nous donne $K = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}}$ Ainsi, $K = 0,282 \frac{P}{\sqrt{S}}$

On trouve $K = 1,49$

Comme K est supérieur à 1, le bassin versant a alors une forme allongée.

II.2.3. Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est un rectangle ayant la même surface, même périmètre, et même répartition hypsométrique que le bassin versant étudié.

En désignant par :

L : la longueur du rectangle équivalent

l : la largeur

On a $P = 2 (L + l)$

$S = L \times l$

En fonction de la surface et du coefficient de compacité, la longueur du rectangle équivalent peut s'écrire :

$$L = K \frac{\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \left(1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2 \right)^{0,5} \right] \quad \text{et } l = \frac{S}{L}$$

On peut obtenir $L = 16,07 \text{ km}$ et $l = 3,31 \text{ km}$

II.2.4. Altitude – Courbe hypsométrique

Le bassin versant est constitué par plusieurs montagnes dont les sommets sont tels que :

- Ampiakarantelo	1115m
- Ambanja	1021m
- Ankaraoka	1261m
- Antevankambaka	1197m

En d'autre terme, la courbe hypsométrique définit plus précisément le relief du bassin versant. C'est une courbe de surface en fonction de l'altitude.

La méthode consiste à mesurer la surface entre deux courbes de niveaux différentes sur la carte à l'aide d'un planimètre.

Tableau n° 37: Superficie en fonction de l'altitude

Altitude [m]	Surface partielle [km ²]	Surface cumulée [km ²]	Surface partielle [%]	Surf. cumulée [%]
+1294	0	0	0	0
1200 – 1294	1,50	1,5	2,82	2,82
1100 – 1200	4,26	5,76	7,99	10,81
1000 – 1100	15,84	21,60	29,73	40,54
900 – 1000	17,90	39,50	33,60	74,14
843 - 900	13,78	53,28	25,86	100

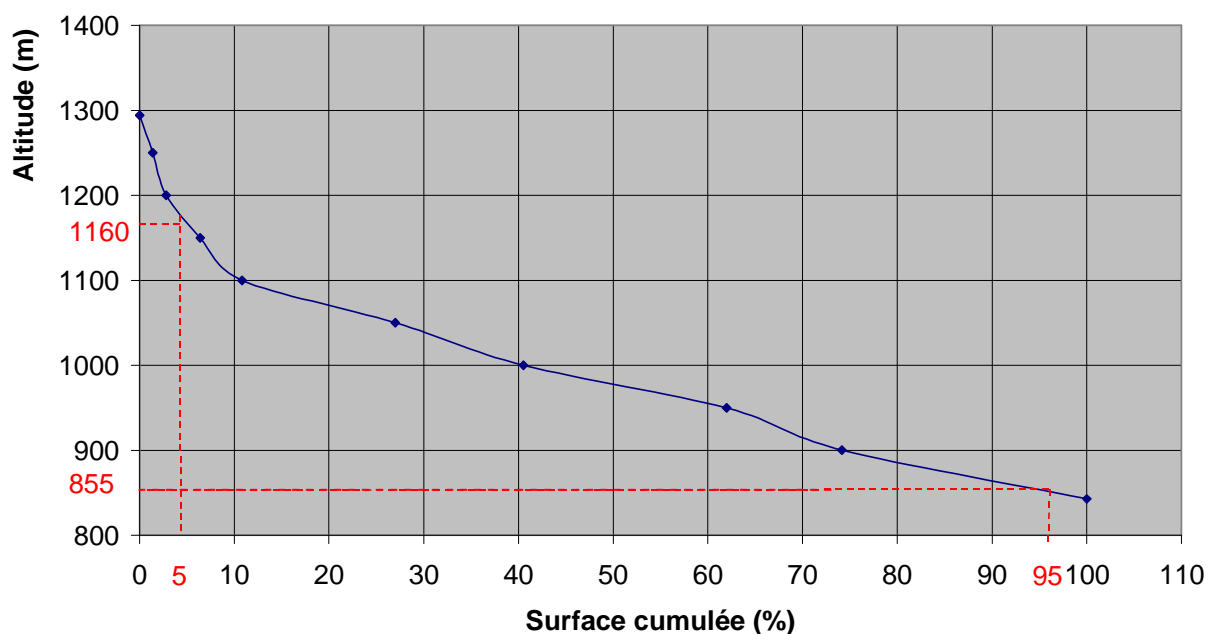


Figure n°5: Courbe hypsométrique

II.2.5. Dénivelée

La dénivelée est la différence d'altitude entre la cote la plus haute et la cote la plus basse du bassin versant. La formule donnant cette dénivelée est :

$$DH = H_5 - H_{95}$$

Avec DH : la dénivelée

H_5 : cote de la surface occupant 5% de la surface totale

H_{95} : cote de la surface occupant 95% de la surface totale.

Sur la courbe hypsométrique, on a :

$$H_5 = 1160\text{m}$$

$$H_{95} = 855\text{m}$$

Ainsi la dénivelée DH est égale à 305m.

II.2.6. Pente moyenne du bassin versant

Soit I la pente moyenne du bassin versant

$$\text{Alors } I = \frac{DH}{L}$$

D'où, on a $I = 18,98\text{m/km}$

II.3. Estimation des débits maximum de crues

II.3.1. Choix de la méthode

Les rivières et les cours d'eau rencontrés suivant l'axe du projet ont des crues de faible débit. Il n'y a plus des grands fleuves qu'on doit franchir sur la RN44 du PK 0+000 au PK 133+000 d'après notre descente sur terrain.

La surface des bassins versants ne dépasse pas 200km^2 . De ce fait, on applique la méthode de Louis DURET pour estimer le débit maximum de crue de fréquence rare.

II.3.2. Etablissement des méthodes

La surface de nos bassins est comprise en général entre 10km^2 et 200km^2 .

- Jusqu'à 10km^2 , la méthode BCEOM nous donne la relation pour déterminer les débits de crues.

$$Q(P) = 0,278 S C i(P)$$

Où S : la surface du bassin versant en km^2

$i(P)$: intensité de pluie en mm/h, de l'averse de durée t_u de même fréquence P que le débit Q, en m^3/s , cherché.

C : coefficient de ruissellement

- A partir de 200km², l'analyse statistique relative aux grands bassins permet de définir les débits de crue par la relation :

$$Q(P) = 0,025 S^{0,8} I^{0,32} H(24, P) \left(1 - \frac{36}{H(24, P)}\right)^2$$

Dans laquelle intervient :

- la surface S en km² ;
 - la pente I en m/km ;
 - la pluviométrie journalière H(24), de même fréquence I que le débit Q, en m³/s, cherché ;
 - un coefficient de ruissellement $C = \left(1 - \frac{36}{H(24, P)}\right)^2$.
- Pour l'intervalle de surface, on applique une loi moyenne du même type que celle relative aux grands bassins versants. Elle est vérifiée à ses extrémités par les deux méthodes précédentes en employant les même paramètres. On a :

$$Q(P) = C^{te} S^\alpha I^{0,32} H(24, P) \left(1 - \frac{36}{H(24, P)}\right)^2$$

Où le coefficient α dépend de H(24, P). Il est défini par les valeurs des débits Q(P) à 10km² et 200km².

L'influence des paramètres dans cette formule peut se transformer par la relation suivante :

$$Q(P) = F(I) Q'(P)$$

Dans cette relation :

F(I) : désigne la fonction de pente, lue sur l'Abaque

Q'(P) : le débit maximum correspondant à une surface S, H(24, P) de référence pour

F(I) = 1

II.3.3. Principe de la méthode

Les différentes étapes à suivre pour l'estimation des débits maximum de crue sont :

- Détermination des caractéristiques géomorphologiques du bassin versant c'est à dire la surface, le périmètre, les caractéristiques hypsométriques, le coefficient de compacité de GRAVELIUS, la pente moyenne du bassin versant ;
- Choix de l'averse journalière H(24, P) sur des cartes pluviométriques trouvées en annexe4 en fonction de la situation du bassin versant. Ces cartes pluviométriques de H(24) se différencient suivant la fréquence P voulue.

- Détermination du coefficient de pente $F(I)$. La pente moyenne à Madagascar est $I = 8\%$ qui correspond à $F(I) = 1$. Pour les autres pentes, on lit $F(I)$ sur l'abaque en annexe2.
- Estimation du débit $Q'(P)$ en fonction de $H(24, P)$ de référence et de la surface du bassin. La valeur de $Q'(P)$ se lit aussi sur une abaque en annexe3.
- Enfin, le calcul de la valeur des débits $Q(P)$ en faisant le produit de $Q'(P)$ et de $F(I)$ trouvés ci-dessus.

II.3.4. Cas du bassin versant de la rivière RANOFOTSY

En récapitulant les valeurs dans le [§ II.2.], on a les caractéristiques suivantes :

Surface	$S = 53,28\text{km}^2$
Périmètre	$P = 38,50\text{km}^2$
Dénivelée	$D_H = 305\text{m}$
Longueur	$L = 16,07\text{km}$
Pente moyenne	$I = 18,98\text{m/km}$
Coefficient de compacité de GRAVELIUS	$K = 1,49$

a. Averse journalière de référence

Selon la situation du bassin versant, les cartes nous indiquent :

$$H(24, 25) = 164\text{mm}$$

$$H(24, 50) = 195\text{mm}$$

$$H(24, 100) = 223\text{mm}$$

b. Fonction de pente $F(I)$

Pour $I = 18,98\text{m/km}$, on a $F(I) = 1,32$

c. Débit $Q'(P)$

Ce débit correspond à une fonction de pente $F(I) = 1$.

Et on trouve :

$$Q'(25) = 181 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q'(50) = 228 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q'(100) = 271 \text{ m}^3/\text{s}$$

d. Débit de crue du projet $Q(P)$

C'est le débit correspondant à une fonction de pente $F(I) = 1,32$ de la pente réelle du bassin.

$$Q(25) = 239 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q(50) = 301 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q(100) = 358 \text{ m}^3/\text{s}$$

II.3.5. Comparaison avec la méthode classique rationnelle

Selon la méthode classique rationnelle, les débits de crues pourront être estimés par l'application de la formule ci-dessus sur le même bassin versant de la rivière RANOFOTSY :

$$Q = 0,278 C i S$$

Soient $t(c)$: le temps de concentration

$i(t)$: intensité de pluie en mm/h pendant le temps (t)

Dans cette formule :

C : désigne le coefficient de ruissellement

i : l'intensité de l'averse provoquant le débit maximum, en (mm/h)

S : la surface du bassin versant en (km^2)

On prend le même coefficient de ruissellement que dans la formule précédente.

Pour une fréquence donnée en un lieu considéré:

$$t(c) = 76 \left(\frac{S}{I} \right)^{0,75} \quad \text{D'où } t(c) = 402 \text{mm}$$

Comme le temps de concentration est supérieur à 3H, alors :

$$i(t) = 28 t^{-0,76} i(60)$$

Avec $i(60) = 0,22 H(24, P) + 56$

Compte tenu que $H(24, 25) = 164 \text{mm}$

D'où $i(60) = 22 \text{mm/h}$

$$i(t_c) = 27 \text{mm/h}$$

Ce qui donne $Q(25) = 244 \text{ m}^3/\text{S}$

Etant donnés que $H(24, 50) = 195 \text{mm}$ et $H(24, 100) = 223 \text{mm}$, les débits $Q(50)$ et $Q(100)$ sont :

$$Q(50) = 283 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q(100) = 321 \text{ m}^3/\text{s}$$

On trouve alors une comptabilité de ces résultats en comparant les deux méthodes.

II.4. Période de récurrence

Vu l'importance de l'ouvrage, son étude sera menée en fonction du débit cinquantennal tel que : $Q = Q(50) = 301 \text{m}^3/\text{S}$.

III. ETUDE HYDRAULIQUE

III.1. Généralités

Le dimensionnement d'un pont implique la fixation de très nombreux paramètres en particulier du site, des caractéristiques du cours d'eau, du service à assurer.

Etant donné que la mise en place d'un ouvrage perturbe l'écoulement naturel d'un cours d'eau, il importe alors de prévoir les effets du passage d'une crue donnée lorsque le pont sera construit :

- surélévation du niveau de l'eau ;
- Débordement important en amont ;
- Affouillement du lit de cours d'eau.

III.2. Détermination de la cote naturelle de l'eau

Pour un ouvrage hydraulique le long de l'axe de la route, plusieurs formules dérivant de la formule de CHEZY permettent d'obtenir avec une approximation acceptable, le niveau de crues. La formule la plus usitée est celle de MANNING-STRICKLER pour laquelle :

$$Q = V S = K R^{2/3} I^{1/2} S$$

Où $V = K R^{2/3} I^{1/2}$

Avec V : la vitesse moyenne en m/s

K : Le coefficient de rugosité en $s^{-1}.m^{-1/3}$

R : le rayon hydraulique en m

$$R = \frac{S}{P}$$

Où S : la section mouillée en m^2

P : le périmètre mouillé en m

I : la pente moyenne du lit de rivière en m/m

Notre mesure a donné $I = 0,017m/m$

Le coefficient de rugosité K dépend de l'état des berges et du fond. Sa détermination est quelque peu subjective. Le tableau en annexe donne la valeur à adopter pour K suivant le cas.

Ici, on peut prendre $K = 25$: cours d'eau naturel.

Les paramètres S , P , R sont fonctions de la hauteur d'eau H et m (fruit des berges).

a. Principe de calcul

Il consiste à donner à H une valeur arbitraire et de calculer le débit Q correspondant. On refait le calcul jusqu'à ce qu'on obtient une valeur de H qui donne le débit Q à évacuer.

b. Valeur de Q en fonction de H

Tableau n°38 : Débit en fonction de la hauteur d'eau

Hauteur H[m]	Surface S [m ²]	Périmètre P [m]	Rayon R [m]	$R^{2/3}$	Vitesse V [m/s]	$I^{1/2}$	Débit Q [m ³ /S]
1	44	46	0,957	0,971	3,164	0,1304	139,23
2	88	48	1,830	1,498	4,880		429,68
1,5	66	47	1,404	1,254	4,088		269,78
1,6	70,4	47,2	1,492	1,305	4,260		299,56
1,61	70,84	47,22	1,500	1,310	4,272		302,61
1,605	70,62	47,21	1,496	1,308	4,268		301,08

c. Courbe de tarage

A l'aide de ce tableau, on peut construire la courbe dit de tarage ; c'est une courbe reliant le débit en fonction de la hauteur d'eau H selon la formule de MANNING – STRICKLER.

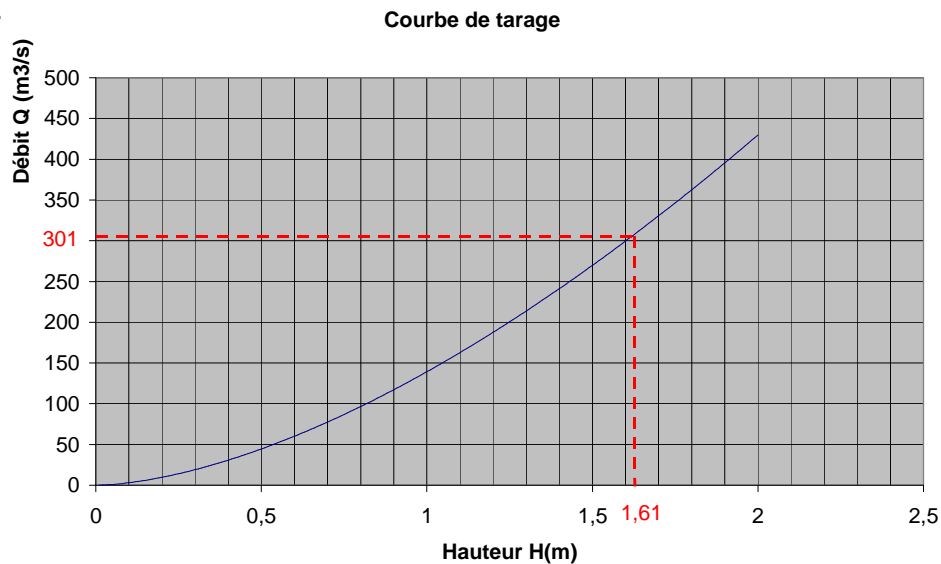


Figure n°6: Courbe de tarage

D'après cette courbe, on trouve $H = 1,61\text{m}$ la hauteur d'eau correspondant au débit $Q = 301 \text{ m}^3/\text{s}$, on constate que cette hauteur d'eau correspond à l'ouverture actuel de l'ouvrage.

d. PHEC

La PHEC est obtenue par la somme de la hauteur d'eau H trouvée ci-dessus et de la cote du niveau plus bas du lit de rivière au-dessous de l'ouvrage.

$$\text{PHEC} = 843 + 1,61 = 844,61\text{m}$$

III.3. Le tirant d'air

Ce tirant d'air permet de diminuer le risque partiel ou total d'obstruction au-dessous du pont, de ce fait il est obligatoire de le prévoir pour le dimensionnement d'un pont.

Effectivement, un cours d'eau charrie souvent des débris, corps flottants, branchages, souches, etc. . . qui peuvent boucher l'ouverture en s'accrochant sur l'ouvrage et le mettent en danger d'être en charge.

Comme nous sommes en zone savane et le pont mesure moins de 50m, on adopte alors un tirant d'air égal à 1,50m.

III.4. Surélévation du niveau de l'eau

La surélévation ΔZ due à la présence de l'ouvrage de franchissement est déterminée par le théorème de BERNOULLI :

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2g C^2 S_0^2} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} + \Delta h_f$$

Où Q : le débit de crue du projet en m³/S

g : l'accélération de la pesanteur en m/s²

C : le coefficient de débit (sans dimension)

S₀ : le débouché du pont correspondant au débit Q en m²

α : le coefficient sans dimension représentant la distribution des vitesses dans la section considérée

V_{AM} : la vitesse moyenne en amont en m/s

Δh_f : la perte de charge par frottement en m

ΔZ : la surélévation de la ligne d'eau entre l'amont et l'aval en m.

$$\Delta Z = Z_{AM} - Z_{AV}$$

Cette surélévation est constituée par trois facteurs :

- $\frac{Q^2}{2g C^2 S_0^2}$: perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont.
- $-\frac{\alpha V_{AM}^2}{2g}$: hauteur d'eau correspondante à la pression dynamique en amont.
- Δh_f : Perte de charge par frottement.

Comme la rivière RANOFOTSY ne présente qu'un seul lit à l'emplacement de l'ouvrage, le coefficient de transfert amont T_{AM} est égal au coefficient de transfert au droit du pont T_O.

Par conséquent, le coefficient de transfert relatif m est tel que :

$$m = 1 - \frac{T_{AM}}{T_O} \quad \text{Or } T_O = T_{AM} = K R^{2/3} S = 2320 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{D'où } m = 0$$

III.4.1. Perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques

a. Valeur du coefficient du débit C

$$C = C_C C_E C_P C_F C_y C_x C_S$$

Où C_C : coefficient de contraction dépendant de b/B_O et m

C_E : coefficient dû aux conditions d'entrée

C_P : coefficient dû à la présence des piles

C_F : coefficient dû à l'influence du nombre de froude

C_y : coefficient dû à l'influence du profondeur relative de l'eau au droit du pont.

C_x : coefficient dû à l'excentrement du pont par rapport à l'écoulement majeur.

C_S : coefficient dû à la submersion

On prévoit un pont à culées verticales sans mur en aile, remblais talutées à 1/1, et un cas avec une pile intermédiaire en pile pleine cylindrique.

On trouve les valeurs suivantes d'après la bibliographie n°8 :

$$\begin{array}{ll} C_C = 1 & C_y = 1 \\ C_P = 0,996 & C_{Ex} = 1 \\ C_F = 1,12 & C_S = 1 \end{array}$$

$$\text{D'où } C = 1,116$$

b. Calcul de la perte de charge

Après avoir trouvé, le coefficient du débit C , on peut calculer la perte de charge due

aux caractéristiques hydraulique $\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2}$.

$$Q = 301 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$S_0 = 70,84 \text{ m}^2$$

$$\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} = 0,74 \text{ m}$$

III.4.2. Hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique $\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g}$

$$\text{On a } \alpha = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^3} \times \sum \frac{T_{iAM}^3}{S_{iAM}^2} = 1$$

Alors $\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} = 0,92m$

III.4.3. Perte de charge par frottement

Elle se calcule par la formule suivante :

$$\Delta h_f = L_{AM} \left(\frac{Q}{AM} \right)^2 + b \left(\frac{Q}{T_0} \right)^2$$

Où L_{AM} désigne la distance entre l'ouvrage et une section amont suffisamment loin des perturbations provoquées par l'ouvrage. On prend en général $L_{AM} = B_O = 44m$ par une formule empirique (cf. biblio. Hydraulique routière).

D'où $\Delta h_f = 0,93m$

On aura donc finalement $\Delta Z = 0,72m$

III.5. Calage de l'ouvrage

Pour un pont définitif, la superstructure doit être loin de dangers causés par les corps flottants et la submersion.

Le calcul de la cote des sous-poutres (CSP) est donc :

CSP = Cote de crue du projet sous le pont + tirant d'air + surélévation du niveau de l'eau due au pont.

Ainsi, nous avons :

$$CSP = 844,61 + 1,50 + 0,72$$

$$CSP = 846,83m$$

IV. Récapitulation et caractéristiques du futur ouvrage

En récapitulant, le futur ouvrage pourra avoir ainsi les caractéristiques suivantes :

- Il est implanté au même endroit, sur la même axe que l'ancien ouvrage ;
- La cote des sous - poutre CSP est égale à 846,83m.
- Les poutres principales sont soit en BA soit en BP ;
- Le tablier est prévu pour deux voies à l'égard de l'importance économique de cette route et le nombre important du trafic.
- On adopte une pile intermédiaire cylindrique.

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

A Madagascar, le « Laboratoire Nationale de Travaux Publics et Bâtiments » ou LNTPB assure en grande partie les sondages et les forages, ainsi que tous les essais concernant les sols en vue de résoudre les problèmes géotechniques.

Pour l'étude du pont au PK 116+400, on va utiliser les essais effectués par le LNTPB au droit de ce dernier. C'est le seul pont qui possédait des données géotechniques sur cet axe. Elles étaient nécessaires pour la fondation de l'ouvrage semi-définitif actuel en fût métallique ancré jusqu'au substratum.

Les autres ponts n'ont bénéficiés aucune étude géotechnique particulière. Ce sont des ouvrages provisoires en bois.. Dans la plupart des cas, le substratum n'était pas loin de la surface.

I. TRAVAUX D'INVESTIGATION IN SITU

L'étude a été menée à partir des investigations du site par la réalisation des essais in situ comprenant :

- les sondages au pénétromètre dynamique ;
- les sondages au pressiomètre de MENARD dans la tranche de sol meuble.

I.1. Objectif de reconnaissance in situ

La reconnaissance in-situ permet principalement de :

- donner les caractéristiques géotechniques et pédologiques du site ;
- vérifier la stabilité élastique de l'ouvrage.

I.2. Pénétromètre dynamique

L'essais au pénétromètre dynamique est un essai facile.

I.2.1. Objectifs de l'essais

L'essai permet d'apprécier :

- la succession des différents couches du terrain ;
- l'homogénéité de la couche ;
- la position de la couche résistante.

I.2.2. Principe

On enfonce dans le sol par battage un train de tige muni à son extrémité d'une icône ou d'une pointe. Le battage se fait à l'aide d'un mouton de masse M tombant en chute libre sur une hauteur H . On note le nombre de coups capable d'enfoncer le train de tige. La résistance dynamique se traduit par une courbe après l'interprétation des résultats.

I.2.3. Résultats

a. Formule des Hollandais

La résistance dynamique est obtenue par la formule des Hollandais :

$$q_d = \frac{M}{M + T} \frac{M g H}{A e}$$

Dans cette formule

M : la masse du mouton

T : la masse du train de tige avec les accessoires

H : la hauteur de la chute du mouton

A : Section de la pointe de la plus grande section de la cône.

e : enfoncement par coup de mouton

$$e = \frac{h}{N}$$

h : la hauteur enfoncée sous N coups

g : accélération de la pesanteur

b. Résultats des essais

Trois (03) points de sondage au pénétromètre dynamique type BORRO B2, notés Pd1 , Pd2 et Pd3 et totalisant 43m ont été répartie le long de l'ouvrage : une au niveau de chaque culée et une au milieu de la rivière.

Les résultats sont présentés sous forme de diagramme donnant la résistance dynamique « q_d » en Mpa en fonction de la profondeur « Z » en mètre. On remarque que le site est formé de trois couches dont :

- Une résistance dynamique constante moyenne jusqu'à 5,00 mètres.

$$3 < q_d < 8 \text{ MPa}$$

- Une couche de bonne résistance entre 5,00m à 12,00m

$$6 < q_d < 10 \text{ Mpa}$$

- Une résistance dynamique très performante à partir de 12,00m jusqu'à 14,00m.

$$14 < q_d < 20 \text{ MPa}$$

Le refus dynamique persiste à partir de 14,60m de profondeur selon l'endroit.

I.2.4. Analyse des résultats

Ces résultats montrent que la couche porteuse est au-delà de 12 mètres, ce qui nécessite une fondation profonde pour la pile et les culées.

Cette résistance permet en outre de définir la nature des différentes couches du sol rencontrées. Pourtant, cette estimation n'est pas facile voire incertaine en milieu cohérent et sur le sol fin saturé. Il est nécessaire de faire d'autres essais.

I.3. Forage à la tarière et les essais pressiométriques

Le sondage à la tarière mécanique/manuelle et l'essai pressiométrique se font successivement.

I.3.1. Objectifs des essais

Le sondage à la tarière permet de définir la coupe géologique du terrain tandis que l'essai pressiométrique donne les caractéristiques mécaniques de chaque couche. Elle permet d'obtenir une relation entre contrainte et déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

I.3.2. Principe

Une tarière descendue dans le sol par rotation va refouler le sol rencontré. Ainsi, l'identification de ces échantillons remaniés permet d'obtenir la stratigraphie du sol en place et le niveau de la nappe phréatique.

L'essai pressiométrique doit être réalisé immédiatement après l'exécution du forage. Il s'agit d'introduire une sonde cylindrique dilatable radiale à l'emplacement désirée, en perturbant le moins possible le volume du sol devant être sollicité. Une fois la sonde mise en place, des paliers de pressions de valeurs croissantes sont appliquées pendant une durée déterminée.

I.3.3. Résultats

Deux sondages ont été faites au niveau de deux culées, notées par Pr_1 et Pr_2 .

a. Résultats des sondages à la tarière

Le contexte géologique du site se résume comme suit :

- dans les quatre premiers mètres, nous rencontrons de l'argile limoneuse rosâtre qui constitue la couche de moyenne résistance ;
- allant de 4m à 12m, on remarque une couche d'argile sableuse jaunâtre de bonne résistance.

b. Essais pressiométriques

Cet essai permet d'obtenir les paramètres suivants :

- le module de déformation du sol « E » en MPa ;
- la pression limite « P_l » en MPa.

b.1. Module de déformation du sol

Il est donné par la formule suivante :

$$E = 2(1 + \nu)(V_o + V_m) \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

Où V_o : le volume de la cellule à vide de la sonde

V_o = 593 cm³ dans la pratique

V_m : le volume moyenne d'eau injectée à la pression P_m

ν = 0,33 coefficient de poisson

ΔP : Différence de pressions

ΔV : Différence de volumes

b.2. La pression limite « P_l »

On a : $P_l = P_m - (P_{im})_{750cm^3} + (H + h - h_o) \gamma_w$

Où P_{im 750cm³} : la pression propre de la déformation du sol

750cm³ : volume de la sonde.

P_m : la pression limite brute lue sur la courbe pressiometrique

H : Cote de la sonde en cours d'essai (milieu de la cellule de mesure) par rapport au terrain naturel au droit du forage

h : niveau du manomètre de mesure par rapport au terrain naturel au bord du forage.

h_o : cote du milieu de la cellule de mesure par rapport au manomètre de mesure en cours d'étalonnage.

γ_w = 1g/cm³ : poids volumique de l'eau

b.3. Résultats des essais

Les résultats reçus sont :

- Pour une profondeur de 0,00 à 4,00m

$$0,75 < P_l < 0,98 \text{ MPa}$$

$$12,08 < E < 28,02 \text{ MPa}$$

- allant de 4,00m à 12,00 mètres :

$$1,11 < P_l < 1,79 \text{ MPa}$$

$$11,53 < E < 32,32 \text{ MPa}$$

II. Prédimensionnement des pieux

On va dimensionner les pieux dont leur profondeur peut descendre jusqu'à 15m (le niveau du substratum).

Ainsi le diamètre moyen d'un pieu varie entre $0,60 < \phi < 1,20\text{m}$.

Prenons $\phi_p = 0,80\text{m}$: le diamètre courant.

CHAPITRE III : ASPECT TECHNIQUE DES OUVRAGES EXISTANTS

On va décrire dans ce chapitre les structures et les dimensions des différents ouvrages d'art du PK 60+000 au PK 133+000 ainsi que leur état actuel, selon notre descente sur terrain et à partir des données recueillies auprès du Ministère des Travaux Publics (M.T.P)

I. Caractéristiques générales des ouvrages

I.1. Définition

Nous englobons dans la dénomination « petits ouvrages » les ouvrages constitués par les dalots et les buses, qu'ils servent au franchissement des cours d'eau ou à l'assainissement et les différencions des « grands ouvrages » qui sont les ponts.

Un pont est composé de la superstructure c'est à dire le tablier et les poutres principales et de l'infrastructure constituée par les piédroits et les fondations superficielles ou profondes.

I.2. Les petits ouvrages

I.2.1. Les buses

Les buses sont des éléments préfabriqués de diamètres et longueurs standardisées : $\phi 600$, $\phi 800$, $\phi 1000$, $\phi 1200$... ; de longueur 1m

Deux types de buses sont couramment utilisés actuellement sur la RN44 :

- les buses en béton
- les buses métalliques circulaires

Les buses en béton sont fabriquées localement en maints pays, mais il n'en est pas de même pour les buses métalliques qui devront être importées.

Elles sont utilisées exclusivement dans des sections où l'on dispose d'une épaisseur suffisante de remblais (un minimum de 0,80 m de remblai est nécessaire au-dessus de la buse) et peuvent être utilisées avec une hauteur de remblais élevée.

Le choix du diamètre des buses varie suivant les besoins. Mais les buses en béton dépassent rarement un diamètre de 1,20 m, sinon leur poids devient un problème pour leur mise en place.

Néanmoins, il est préférable d'adopter de diamètre supérieur à 0,80m afin de permettre le nettoyage ou le curage des buses qui risquent souvent d'être obstruées partiellement par les dépôts de sédiments et des pierres charriées par les eaux.

Les débits admissibles sont donc variables et peuvent être très élevés dans le cas d'une batterie de buses.

Mise en place des buses

Buses en béton :

Elles se montent en général de l'aval vers l'amont. Les éléments juxtaposés sont liés par de coulis de ciment.

Buses métalliques :

Les buses métalliques sont des éléments en demi-tonneau fabriqués avec des tôles ondulés galvanisées. Elles sont d'abord assemblées avant d'être montées par élément de 1,00m. La liaison entre éléments juxtaposés se font avec des boulons.

I.2.2 Les dalots

Comme les buses, les dalots existent aussi en trois types selon leur mode d'exécution :

- les dalots ordinaires constitués par des piédroits verticaux en maçonnerie de moellons fondés sur semelle ou sur radier général et sur lesquels repose en appuis simple une dalle en béton armé.
- Les dalots cadres dans lesquels la dalle, les piédroits et le radier constituent une structure rigide en béton armé..
- Les dalots portiques analogues aux dalots cadres mais sans radier (piédroits fondés sur semelles).

Evidemment, les dalots sont en béton armé et présentent une section rectangulaire BXD ou carrée.

Ce sont des ouvrages sous chaussées qui ne nécessitent qu'une faible épaisseur de remblai ou aucun remblai, selon les charges considérées pour le dimensionnement de la dalle.

On dit qu'on a "une dalle de roulement " s'il n'y a pas de remblai au-dessus de la dalle,, dans le cas contraire on est en présence d' "une dalle supérieure ".

Les dalots sont en général destinés pour les débits élevés (dépassant $10\text{m}^3/\text{s}$)

Les dimensions de l'ouverture de ces petits ouvrages d'art sont données par calcul hydraulique, les épaisseurs et les armatures de la dalle, des piédroits et du radier sont déterminées par le calcul en béton armé, et leur longueur dépend de la largeur de la chaussée.

I.3. Les ponts

En général, les ponts sont classés en trois catégories suivants la qualité des matériaux constituant leurs éléments :

- Ponts provisoires
- Ponts semi-définitifs
- Ponts définitifs

I.3.1. Définition

a. Ponts provisoires

Les ponts provisoires sont constitués par des matériaux périssables, peu coûteux comme le bois. Ces ponts sont bien adaptés aux petits et moyens franchissements des routes secondaires. Leur durée de vie est estimée à 5ans. Leurs éléments constitutifs sont construits à l'aide des bois.

b. Ponts semi-définitifs

Ces ponts sont constitués par des superstructures provisoires en bois mais

l'infrastructure est déjà définitif (pieu métallique, chevêtre en béton armé, pile et culée en béton ou en maçonnerie de moellons).

Ce choix de variante est dû parfois à l'insuffisance de l'enveloppe financière destinée à un projet. La superstructure est remplaçable et sa ruine ne met pas l'ouvrage tout entier en péril.

c. Ponts définitifs

Ce sont des ponts en béton armé ou en béton précontraint , ponts métalliques ou ponts mixtes constitués par l'acier et le béton. Leur durée de vie peut atteindre jusqu'à 100ans, selon leur importance.

Quand le tracé de la route est définitivement fixé et la circulation devient plus intense, il faut remplacer les ponts provisoires par des ponts définitifs.

d. Ponts baileys

Ces ponts font partie des ouvrages provisoires. Ils sont rapides et faciles à installer et faciles à démonter aussi. Ils sont destinés surtout au renforcement des ouvrages endommagés par les cataclysmes naturels. C'est avantageux puisqu'ils peuvent avoir de longue portée en s'appuyant sur les appuis déjà existant ou même sur sol naturel de bonne portance.

Cependant le confort n'est pas assuré puisque son niveau est un peu haut par rapport au niveau de la route. On trouve souvent des tassements des remblais d'accès.

I.3.2. Pont en bois

On guide maintenant notre étude sur les ponts en bois, puisque bon nombre des ouvrages de franchissements est encore en bois sur cet axe.

a. Superstructure

La superstructure d'un pont en bois est constituée par :

- un platelage en bois
- des poutres métalliques ou en bois.

- Le platelage :

Le platelage est constitué par des madriers transversaux légèrement espacés pour que l'air puisse circuler entre eux, recouverts par des madriers longitudinaux formant les bandes de roulement.

Les assemblages entre les madriers et les poutres se font à l'aide des boulons ou tire-fond . Les clous ont en effet tendance à s'arracher sous l'effet de la circulation et la mobilité des madriers crée alors des dangers graves pour les usagers.

- Les poutres :

On utilise des poutres métalliques en IPN ou IPE. Elles sont placées deux à deux sous les traces de roues de véhicules. La dimensionnement de ces poutres dépend de la portée du pont.

b. Infrastructure :

La superstructure se repose sur des culées en maçonnerie de moellons ou en gabion dans le cas des ouvrages semi-définitifs.

Pour les ouvrages provisoires, elle est placée sur des pieux en bois.

La résistance aux charges verticales et horizontales dépend du diamètre de pieux et de leur fiche. Pour avoir une fiche suffisante, les pieux seront battus jusqu'au refus à l'aide d'une sonnette mécanique.

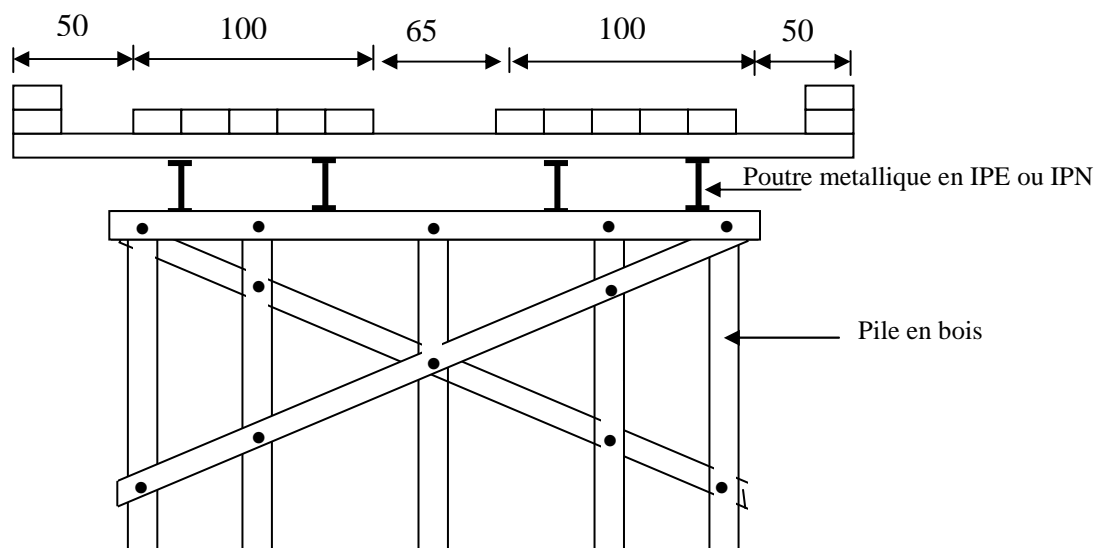


Figure n°7: coupe transversale d'un pont en bois

ii. Auscultation visuelle et diagnostic des ouvrages existants

On verra dans ce paragraphe les différentes catégories des ouvrages d'art le long de notre axe d'étude, puis on fera une étude sur l'état actuel de ces ouvrages.

II.1. Classification des ouvrages

Lors de notre descente sur terrain, les ouvrages rencontrés peuvent se classer sous deux grandes catégories :

- les petits ouvrages d'art comprenant les buses et les dalots
- les ponts et ponceaux

Tableau n°39: Répartition des ouvrages selon leur catégorie sur la RN44
du PK 60 + 000 au PK 133 +000

Cat.	Petits ouvrage			Pont					
	Buses		Dalots	Bois			Baileys		Semi-définitif
	Métallique	En béton		<5m	5-10m	>10m	5-10m	>10m	>10m
Nombre	47	40	79	7	13	4	1	6	2
Total	87		79	24			7		2
	166			33					

II.2. Les dégradations

Nous avons l'occasion de voir de près l'état de ces ouvrages pendant la période sèche au mois de septembre 2002 et pendant la période de pluie à la fin du mois de décembre 2002. Nous répertorions les dégradations fréquentes de nombreux ouvrages :

- les dégradations des éléments de l'ouvrage
- les dégradations extérieures

II.2.1. Les petits ouvrages

Les principales dégradations que nous avons constatées visuellement au cours de notre visite sur site sont :

- l'ensablement
- la détérioration des matériaux
- L'affouillement

On va les détailler dans le tableau suivant,

Tableau n°40: Les dégradations des petits ouvrages d'art

<i>Dégradation</i>	Description	Evolution	causes	PK
Ensablement	Alluvions et sable transportés par les eaux de ruissellement pendant la période de pluie et reposés sur le fond des ouvrages	<ul style="list-style-type: none"> - Perturbation du fonctionnement de l'ouvrage - Obstruction des buses ou dalots 	<ul style="list-style-type: none"> - Insuffisance de la pente longitudinale de l'ouvrage - Dessableur non curé - Petite dimension du dessableur 	Presque tous les ouvrages d'assainissement et de franchissement
Obstruction	Ouverture bouchée des ouvrages	Ouvrage hors d'usage	- suite de l'ensablement non entretenu	121 + 200
Affouillement	Affouillement au niveau du radier des dalots	<ul style="list-style-type: none"> - Instabilité de l'ouvrage - Destruction totale de l'ouvrage - Coupure de la route 	<ul style="list-style-type: none"> - Absence de para fouille - Absence d'aménagement en amont de l'ouvrage 	73 + 165
	- Trous a l'entrée des dalots de franchissement			103 + 000
	Affouillement en aval de l'ouvrage :	<ul style="list-style-type: none"> - Instabilité de l'ouvrage - Instabilité du talus - Eboulement des talus - Coupure de la route 	<ul style="list-style-type: none"> - Absence d'aménagement en aval de l'ouvrage 	Sur les routes en profil mixte
	- Trous à la sortie de l'ouvrage			108 + 430

Fissures	Fissuration sur la dalle des dalots : - Perpendiculaire à l'axe longitudinal de la chaussée	<ul style="list-style-type: none"> - Problème d'assainissement routier - Perturbation de l'écoulement de l'eau - Destruction de l'ouvrage - Coupure de la route 	<ul style="list-style-type: none"> - Insuffisance du remblai - Surcharge des camions 	63 + 937
	Fissuration sur les buses en béton			Surtout sur les parties en profils de remblais 68 + 019 ; 83 + 037 ; 84 + 484
Rouille sur les buses métalliques	Abrasion jointe à la corrosion résultant d'eau agressive acide de la région	<ul style="list-style-type: none"> - diminution de la capacité portante des buses - accélération des déformations et des dégradations 	<ul style="list-style-type: none"> - Insuffisance de l'anti-oxydation - Vieillessement de buses 	Surtout les franchissements où il y a toujours de l'eau 63 + 166 ; 73 + 005
Déformation des buses métalliques	- Aplatissement des buses circulaires	<ul style="list-style-type: none"> - Diminution de l'ouverture d'ouvrage - Mal fonctionnement de l'ouvrage 	<ul style="list-style-type: none"> - Faible hauteur de remblai - Baisse de la capacité portante des buses 	73 + 161 ; 123 + 200 ; 72 + 448
	- Aplatissement total	<ul style="list-style-type: none"> - Destruction totale de l'ouvrage - Coupure temporaire de la route - Perturbation de l'écoulement de l'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - Rouille suite de la déformation - absence de contrôle et d'entretien 	74 + 547
Inexistence des guides roues		- Insécurité des usagers	- Insuffisance de la longueur d'ouvrage par rapport à la largeur de la chaussée.	78 + 674 86 + 560
Renversement du mur en tête des ouvrages	Le mur est poussé par le remblai et les pneus de camion	- Désordre de l'ouvrage et destruction de l'ouvrage de tête	- insuffisance du compactage de remblai technique	86 + 058
Ouvrages Inutiles	Les fossés latéraux n'existent pas à cause des végétations	- Perte économique	Insuffisance d'entretien routier	67 + 130

II.2.2. Les ponts

Pour les ponts, les dégradations les plus fréquents se trouvent sur la superstructure.. Mais on peut trouver aussi des dégradations au niveau de l'infrastructure et des dégradations extérieures : berges , lit de rivières ensablé.

D'après l'ingénieur responsable de la subdivision de travaux Public à Moramanga , , son équipe remplace le platelage en bois des ponts sur la RN 44 tous les trois mois au minimum.

a. Dégradation des éléments du pont

Nombreux sont les dégradations observées au cours de la visite sur terrain.

- L'arrachement des madriers formant les bandes de roulement est constaté presque sur tous les ponts en bois. Leurs fixations ne sont pas suffisantes , ce qui accélère la dégradation de la superstructure.



PK 77 + 700



PK 89 + 100

Figure n°8 : Dégradation de la superstructure

- La largeur du pont se rétrécit à cause de cette défaillance au niveau de la superstructure. En plus, la sécurité des usagers de cette route n'est plus assurée parce que les panneaux de signalisation indiquant l'état de ces ponts ne sont pas visibles que de près
- L'entraxe des bandes de roulement très écartée oblige les véhicules légers à passer sur le platelage transversal. (PK 89 + 100).
- Les actions excessives de l'eau et de l'air sur les mailles des gabions entraînent leur désordre. Ils ne peuvent pas assurer leurs fonctions.



Figure n°9 : Dégradation de la superstructure et les appuis en gabion

PK 89 + 600 (Ambodirano)

Ce pont d'Ambodirano a créé la coupure de la RN 44 pendant la période de pluie de l'année précédente ; les camions ont dû emprunter une déviation. On a observé un grand boubier à l'entrée du pont.

- Le bois de différents éléments du pont est pourri en même endroit.



Figure n°10: Dégradation de l'infrastructure du pont en bois au

PK 73 + 500

C'est à peine si ce chevêtre ainsi que les piles supportent les charges de camions.

b. Dégradations extérieures

- Le phénomène d'ensablement des canaux sont le plus fréquent. Le lit de la rivière monte et l'ouverture nécessaire pour évacuer le débit devient insuffisante. Il y a débordement en amont des ouvrages.



Figure n°11 : Ensablement de canal à Mandrota PK 84+ 000

Au PK 84+000, le niveau du fond du canal est plus haut que celui de la chaussée. Le pont de 5,00m en ce point kilométrique ainsi que la route sont immergés. Et la route est coupée quand il y a une forte pluie.

- Concernant les ponts baileys, le remblai d'accès se tasse ce qui provoque des problèmes pour les voitures de taille basse.

II.3. Les causes principales des dégradations

A part le vieillissement de ces ponts, plusieurs facteurs sont à l'origine de ces dégradations :

- Facteurs environnementaux
- Facteurs techniques
- Effets du trafic
- Insuffisance des entretiens
- Problèmes au niveau de la subdivision de travaux publics.

II.3.1. Vieillissement des matériaux

Ces ponts en phase de la fatigue générale, ne peuvent plus assurer leur fonction. La vétusté de ces ouvrages est due à la corrosion des mailles de gabion et la décomposition des pieux en bois.

II.3.2. L'effet du trafic

Il est nécessaire de rappeler d'abord les efforts occasionnés par le passage des véhicules sur les ouvrages :

- il y a l'effort vertical égal au poids des véhicules amplifié par le coefficient de majoration dynamique.
- Et l'effort horizontal dû au freinage, et les frottements entre les pneus et la superstructure du pont.

Le trafic est un facteur principal à la dégradation des ponts sur cet axe. En effet, il est composé en grande partie par des poids lourds chargés plus de 16 Tonnes . Le passage répété de ces camions va finir par fatiguer rapidement les bois , se traduisant par l'écrasement des bois sur les bandes de roulement et sur le platelage transversal.

En résumé, les ponts en bois ne correspondent plus au trafic sur la RN 44

II.3.3. Facteurs environnementaux

- La présence des feux de brousse dans la région accélère le phénomène d'ensablement et d'envasement des canaux. Pendant la période de crue, l'ouverture des ouvrages devient insuffisante pour l'évacuation des eaux de ruissellement. Ce qui provoque le débordement en amont des ponts.

- Le passage successif de l'eau de pluie, du soleil, et la présence permanente des poussières et des boues participent à l'accélération de la détérioration du bois
- Les eaux de ruissellement acides transportant des sols latéritiques est l'un des facteurs qui attaquent les buses métalliques et les mailles de gabion et entraînant leur corrosion.

II.3.4. Facteurs techniques

- ***Les ouvertures trop faibles des petites ouvrages d'art rendent difficile leur entretien , en particulier leur curage . De nombreuses buses ont une diamètre 60cm ou même 40cm (PK 66+853 et PK 122+100) et de dalots 50x50 .***
- La hauteur de remblai au- dessus des buses et des dalots diminue progressivement au fil de temps . Devant supporter des charges de plus en plus élevées des camions , des fissurations apparaissent au niveau des buses et des dalles et entraînant la déformation des buses métalliques.

II.3.5. Problèmes d'entretien

En visitant les garages de Subdivision des Travaux Publics de Moramanga et d'Ambatondrazaka, on a l'impression dans un dépôt de ferraille.

Auparavant, ces services sont dotés de matériels plus perfectionnés pour l'entretien routier et de ses dépendances tels que : camions bennes , chargeuses, pelles mécanique, camions citernes, niveleuses, compacteurs, bouteurs, les voitures de liaison (4X4). Mais Ils disparaissent petit à petit au fil du temps à cause de la mauvaise gestion et du problème de pièces de rechange.

Actuellement on ne voit plus même des voitures de liaison. Et les responsables ne peuvent pas faire régulièrement la surveillance et l'entretien de ces ouvrages. Or pour les petits ouvrages, l'entretien courant est très important, le moindre défaut de fonctionnement tel que l'obstruction et l'ensablement pouvant entraîner des conséquences graves pour les terrassement et la chaussée.

Pour les ponts, on a du mal même au remplacement des platelages et des bandes de roulement en bois.

Tableau n°41 : Liste des ponts du PK 60+000 au PK 133+ 000

N°	PK	Type pont			Long. [m]	Rivière	Observations
		Platelage	Culées	Poutre			
1	62+000	Bois		Métallique	11,80		Etat moyen
2	66+200	Bois		Métallique	5,20		
3	66+400	P. baileys			21,33m	SAHAPAINGO	
4	67+100	P. baileys	Gabion		15,24	RANOFASIKA	
5	67+150	Bois	Bois	Métallique	5,00		
6	69+700	Bois	Gabion	Métallique	8,40	MAROATY	
7	70+500	Bois	Gabion	Métallique	7,00	BEKATSAKA	
8	73+500	Bois	Gabion - bois	Métallique	10,85		Désordre du gabion
9	77+700	Bois	Gabion	Bois	6,80	RANOMADIO	Culée gabion renversée
10	78+600	P. baileys			21,33	RANOFOTSY	Ouverture insuffisante
11	81+400	P. baileys			7,00	ANTOKAZO	Appuyé sur pont en bois
12	81+600	Bois	Bois	Bois	5,00		
13	81+700	Bois	Gabion	Métallique	6,40		
14	84+000	Bois			5,00		Ensablé total – Submersible en saison de pluie
15	85+870	Bois	Gabion	Métallique	10,60		
16	89+100	Bois		Métallique	5,50		Mauvais état
17	89+200	Bois	Bois	Métallique	6,00		Déjà réhabilité
18	89+200	Bois	Bois	Métallique	5,80		Etat moyen
19	89+600	Bois		Métallique	6,20	AMBODIRANO	
20	90+300	Bois		Métallique	3,00		Mauvais état
21	90+800	Bois	Maçonnerie M	Métallique	11 .50		Bon état
22	90+950	P. baileys			17 .50	ANDRANOMAVO	Appuyé sur pont en bois
23	91+050	bois		Bois	5.00		Mauvais état
24	91+100	Bois	Gabion	Métallique	6,00		Désordre du gabion
25	91+850	Bois	Fut métallique	Métallique	12.50		
26	95+200	Bois	Gabion	Métallique	9.00		Maille de gabion rouillée
27	95+450	Bois	Maçonnerie M	Métallique	5.00		Platelage en mauvais état
28	104+950	Bois		Métallique	9.20		Platelage très dégradé
29	114+400	Bois	Gabion	Métallique	7,70		
30	114+450	P. baileys			21,00		
31	116+400	Bois	Fut métallique	Métallique	48,00	RANOFOTSY	
32	125+050	Bois		Métallique	3.00		Etat moyen
33	129+030	P. baileys			18.00		

CHAPITRE IV : PROPOSITION DE SOLUTIONS

I. GENERALITES

Dans ce présent chapitre, on va essayer de donner des solutions adéquates selon l'aspect des ouvrages obtenu dans le chapitre précédent .

A l'égard de la technologie de construction dans le domaine de génie civil, les Ingénieurs en tant que concepteurs élaborent architecturalement l'ouvrage envisagé selon leurs utilités et le milieu du projet.

Dans notre cas, les ouvrages sont groupés suivant :

- leur nature ;
- leur ouverture et/ou leur portée.

II. PRINCIPES DE CHOIX

Le choix de l'ouvrage techniquement admissible dépend principalement du coût de construction. A chaque catégorie d'ouvrages, on propose des variantes. Puis on fait la comparaison de ces variantes sur leurs coûts et la validation de leur mise en œuvre.

III. PRESENTATION DE VARIANTES ET COMPARAISON

On va grouper en trois catégories les ouvrages :

- les petits ouvrages de franchissement et d'assainissement ;
- les ponceaux en bois ayant une portée inférieure à 5,00m ;
- les ponts de portée supérieure à 5,00m.

Pour les parties en remblai, le rehaussement du niveau de la chaussée est nécessaire avant la mise en place des ouvrages correspondants. Comme le cas du tronçon de route entre le PK 78+000 au PK 92+000, il devient submersible pendant la période de pluie. La chaussée, les rizières et les canaux ont mêmes niveaux. Il nous faut alors une hauteur de remblai au moins égale à la hauteur des ouvrages pour éviter le débordement en amont.

III.1. Les petits ouvrages

D'après notre descente sur terrain, les buses métalliques sont les plus dégradées. En effet, les ondulations détiennent le sable qui accélère la corrosion des buses et la détérioration de l'ouvrage.

Par conséquent, on déconseille l'utilisation des buses métalliques dans les variantes qu'on va proposer ci-dessous.

Pour la détermination de ces ouvrages, on fixe la vitesse de l'eau dans l'ouvrage égale à la vitesse maximale admissible $V_{\max} = 3\text{m/s}$. Et on donne un débit à évacuer $Q = 3\text{m}^3/\text{s}$, afin de comparer les variantes suivant les ouvertures nécessaires.

On a :

$$Q=V \times S$$

Alors :

- Pour un dalot BxD=1x1m
- Pour une buse circulaire $\Phi_{\text{buse}} = 1,20\text{m}$

Où Q : le débit à évacuer

S : la section mouillée

Nous allons proposer alors les trois variantes suivantes avec leurs dimensions respectives :

Variante 1 : buse en béton $\phi 120$

Variante 2 : Dalot ordinaire avec dalle en béton armé 100 x 100

Variante 3 : Dalot cadre 100 x 100

III.1.1. Comparaison de variantes

Chacun de ces types d'ouvrages a ses caractéristiques du point de vue technique. Pour la comparaison des variantes, on considère une longueur d'ouvrage égale à sept (7), c'est à dire la largeur de la chaussée avec les talus. Puis on estime la quantité des matériaux nécessaires et leur coût .

a. Variante 1 : Buse en béton $\phi 120$

a.1. Disposition constructive

Les buses en béton sont des ouvrages préfabriqués en béton armé ou non selon leur utilisation.

- Dans notre cas, on utilise les buses en béton armé car les charges sont considérables (cf. : la répartition des trafics dans la première partie) ;
- La fondation est constituée d'un socle en béton ordinaire Q250 au-dessus du béton de propreté ;

- Les buses nécessitent un remblai de 80cm pour amortir les charges et surcharges ;
- Pour mieux diriger l'entrée et la sortie de l'eau dans la buse , il est nécessaire de ménager un ouvrage de tête en amont et en aval de cette dernière. Cet ouvrage de tête est constitué par les murs en aile, le mur de front, et le radier ;
- Pour les ouvrages d'assainissement, un regard muni d'un dessableur de profondeur doit être réalisé en amont de la buse pour piéger les sables. Il doit être curer régulièrement ;
- Pour la protection contre l'affouillement, on adopte un para fouille de 40cm de profondeur en maçonnerie de moellons à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

a.2. **Mode d'exécution :**

Les travaux de montage des buses en béton armé en éléments préfabriqués comprennent :

- Les travaux préparatoires composés de : transport des matériels nécessaires pour la pose et transport des matériaux, stockage des éléments de la buse, décapage, délimitation de la fouille ;
- Exécution de l'ouvrage provisoire ou déviation si possible pour assurer la continuité de la circulation.
- Exécution de la fouille ;
- Préparation de la fondation : pose de béton de propreté, puis de socle en béton ordinaire Q250 ;
- Pose des buses proprement dit ;
- Coulage du berceau de buse en béton ordinaire Q250, et mise en place des armatures de bagues ;
- Assemblage des buses par coulage des gaines en béton armé Q350 ;
- Réalisation du radier , murs de front et murs en aile. Les murs et le radier sont réalisés en maçonnerie de moellons avec du mortier de ciment dosé à 350Kg/m³.
- Remblayage et compactage : c'est un remblai technique avec des terres de bonne qualité et de compactage bien soigné.

En règle générale, l'épaisseur de la couche à compacter est de 20cm et le taux de compactage minimum est de 90% OPM.

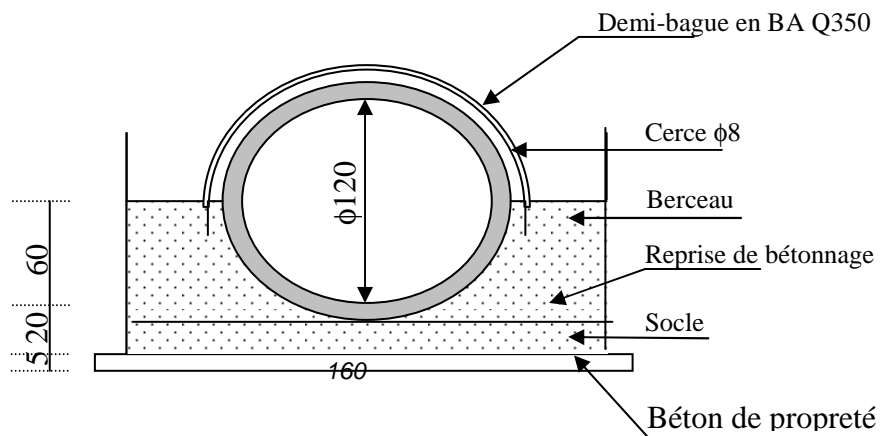


Figure n°12 : Coupe d'une buse en béton armé

a.3. Coût de buse en béton armé

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
01	Buse en béton armé	U	7	1.108.360	7.758.520
02	Fouille	m ³	27	30.000	810.000
03	Remblai	m ³	11	38.000	418.000
04	Maçonnerie de moellons	m ³	5,5	600.000	3.300.000
05	Béton de propreté Q150	m ³	0,8	620.000	496.000
06	Béton ordinaire Q250	m ³	5,0	900.000	4.500.000
TOTAL					17.282.520
IMPREVU (10%)					1.728.252
TOTAL GENERAL					19.010.772

Le prix au mètre linéaire d'un buse en béton est alors 2.715.824 Fmg y compris les ouvrages de tête.

b. Variante n°2 : Dalot ordinaire 100 x 100

b.1. Eléments constitutifs

Les dalots ordinaires sont constitués par :

- la fondation en radier général en maçonnerie de moellons de 20cm d'épaisseur ;
- les piédroits en maçonnerie de moellons de 40cm d'épaisseur ;
- la dalle en béton armé de 15cm d'épaisseur ;

Au dessus de la dalle, on va remblayer sur une épaisseur de 30cm.

Comme les buses, il faut aménager en amont et en aval du dalot des ouvrages de tête.

b.2. Mode d'exécution

Après l'exécution de la fouille, on va répandre du sable sur 5cm d'épaisseur comme lit de pose ;

- un béton de forme dosé à 150Kg/m³ de 5cm d'épaisseur ;
- le radier en maçonnerie de moellons avec de la chape en mortier de ciment dosé à 400Kg/m³ avec une pente de 3 à 4% ;
- les piédroits et les murs en aile ;
- Puis la dalle supérieure en béton armé Q350 ;
- Enfin , le remblai compacté après 3 à 4 jours de coulage en béton .

b.3. Coût d'un dalot ordinaire 100 x 100 de 7m de largeur

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
01	Fouille	m ³	25	30.000	750.000
02	Remblai	m ³	5,3	38.000	201.400
03	Béton de propreté Q150	m ³	0,81	620.000	502.200
04	Béton ordinaire Q350	m ³	1,89	1.350.000	2.551.500
05	Acier d'armature (60kg/m ³)	m ³	114	10.500	1.197.000
06	Maçonnerie de moellons	m ³	12,28	600.000	7.368.000
TOTAL					12.570.100
IMPREVU (10%)					1.257.010
TOTAL GENERAL					13.827.110

Soit 1.975.301 Fmg par mètre linéaire y compris les ouvrages de tête.

c. Variante n°3 : Dalot cadre 100 x 100

Pour ce type de dalot, le radier, les piédroits et la dalle constituent une structure rigide en béton armé Q350 de 15cm d'épaisseur.

c.1. Coût d'un dalot cadre 100 x 100 de 7m de longueur

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
01	Fouille	m ³	19	30.000	570.000
02	Remblai	m ³	4,20	38.000	159.600
03	Béton de propreté Q150	m ³	0,6	620.000	372.000
04	Béton ordinaire Q350	m ³	10,58	1.350.000	14.283.000
05	Acier d'armature (90kg/m ³)	Kg	952,2	10.500	9.998.100
TOTAL					25.382.700
IMPREVU (10%)					2.538.270
TOTAL GENERAL					27.920.970

Soit 3.988.710 Fmg par mètre linéaire y compris les ouvrages de tête.

III.1.2. Récapitulation et justification de choix

On va reformuler sous forme de tableau les coûts de ces variantes :

Variante	Buse en béton	Dalot ordinaire	Dalot cadre
Coût [Fmg]	19.010.772	13.827.110	27.920.970
Rapport de coût	1,37	1,00	2,02

En résumé, le dalot ordinaire d'ouverture 1,00 x 1,00m est la plus prépondérante. Il est facile à réaliser et ne nécessite pas de précautions particulières.

III.2. Les ponceaux de portée inférieure à 5m

Dans ce cas, on propose les trois variantes suivantes :

Variante n°01 : Pont dalle avec piliers en maçonnerie de moellons

Variante n°02 : Pont à poutres sous-chaussée

Variante n°03 : Dalot cadre qui a une style d'ouvrage multiple d'ouverture 1,50m x 1,50m

III.2.1. Comparaison de variantes

On prend comme hypothèse de comparaison le pont au PK 91+050 qui a une portée de 5m. C'est un pont provisoire en bois en mauvais état.

a. Détermination de la quantité des matériaux

a.1. Variante n°01 : Pont dalle

a.1.1. Superstructure

L'épaisseur h de la dalle est fixée à 25cm pour le non-poinçonnement. Elle a une largeur de 7m et on gardera l'ouverture de pont de 5m, vue la hauteur d'eau pendant la saison de pluie d'après nos descentes sur terrain.

Pour toute la superstructure toute entière.

- le volume total du béton est :

$$V = 0,25 \times 7 \times 5$$

$$V = 8,75 \text{ m}^3$$

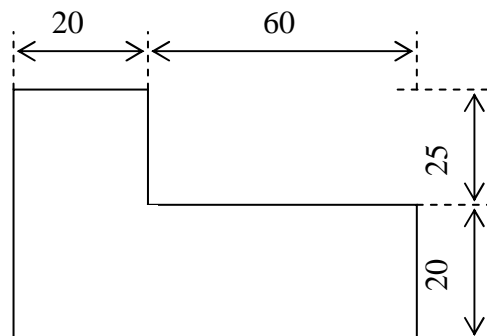
- le ration en acier d'armature de la dalle

D'après la bibliographie n°15, le ratio en acier d' armature est de 200Kg/m³ du béton, alors on a besoin de 1.750Kg d'acier.

a.1.2. Infrastructure

Le piliers est constitué par un sommier en béton armé, une culée en maçonnerie de moellons et une semelle en béton armé Q350.

- Sommier :



Le volume du béton est $V_{so} = 1,47 \text{ m}^3$.

Le ratio en acier : 100Kg/m^3 ce qui nous donne 147Kg.

- **Culée** :

On a une culée en maçonnerie de moellons de 3,50m de hauteur.

$$V_{MM} = 28,42\text{m}^3$$

- **Semelle** :

Largeur : 2m

Longueur : 8m

Hauteur : 0,50m

Le ratio en acier pour la semelle est de 80Kg/m^3 de béton.

Donc, le volume total du béton pour la semelle est :

$$V = 2 \times 8 \times 0,5 = 8,0\text{m}^3$$

Et la masser d'acier d'armature : $M = 640\text{Kg}$.

a.2. **Variante n°2 : Pont à poutres sous chaussée**

a.2.1. **Superstructure**

a.2.1.1. *Poutre*

- On a 4 poutres principales sous-chaussée dont l'entraxe est de 1,75m ;

- La hauteur de la poutre est définie par :

$$\frac{l}{15} < h_T < \frac{l}{10}$$

où l : désigne la portée du pont

h_T : hauteur totale de poutre

$$0,3\text{m} < h_T < 0,5\text{m}$$

On prend $h_T = 50\text{cm}$

- L'épaisseur de la nervure

$$0,3h_t < b < 0,4h_t$$

$$15\text{cm} < b < 20\text{cm}$$

Prenons $b = 20\text{cm}$.

a.2.1.2. *Dalle*

Pour le non-poinçonnement de la dalle, on prend une hauteur de : $h_d = 20\text{cm}$

Alors pour la superstructure toute entière :

$$V_{\text{béton}} = 8,50\text{m}^3$$

Ratio en acier d'armature 250Kg/m^3 , soit 2125Kg

a.2.2. Infrastructure

L'infrastructure a les même caractéristiques que la variante n°01.

a.3. Variante n°03 : Dalot cadre multiple de 1,50 x 1,50

On choisie les ouvertures 1,50 x 1,50m d'après le calcul hydraulique avec un style d'ouvrage multiple.

Pour la prédimensionnement, on donne une épaisseur de 20cm à la dalle de roulement, aux piédroits et à la semelle.

Finalement, la quantité de matériau nécessaire est :

$$V_{\text{béton}} = 28,40\text{m}^3$$

Ratio en acier : 150Kg/m³, soit 4260Kg

b. Coût de chaque variante – Devis estimatif approximatif

b.1. Variante N°01 : Pont dalle

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
1	TABLIER				
1.1	Béton Q350	m ³	8,75	1.350.000	11.812.500
1.2	Acier ordinaire (200Kg/m ³)	Kg	1.750	10.500	18.375.000
2	CULEES				
2.1	Béton Q350	m ³	2,94	1.350.000	3.969.000
2.2	Maçonnerie de moellons	m ³	56,84	600.000	24.360.000
2.3	Acier ordinaire (100Kg/m ³)	Kg	294	10.500	3.087.000
3	SEMELLE				
3.1	Béton Q350	m ³	16,00	1.350.000	21.600.000
3.2	Béton de propreté	m ³	0,8	620.000	496.000
3.3	Acier ordinaire (80Kg/m ³)	Kg	1.280	10.500	13.440.000
TOTAL					97.139.500
IMPREVUE (5%)					14.570.925
TOTAL GENERAL					111.710.425

b.2. Variante N°02 : Pont à poutre sous-chaussée

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
1	TABLIER				
1.1	Béton Q350	m ³	8,50	1.350.000	11.475.000
1.2	Acier ordinaire (250Kg/m ³)	Kg	2.125	10.500	22.312.000
2	SOMMIER				
2.1	Béton Q350	m ³	2,94	1.350.000	3.969.000
2.2	Acier d'armature (100Kg/m ³)	Kg	294	10.500	3.087.000
3	CULEES				
3.1	Maçonnerie de moellons	m ³	56,84	600.000	34.404.000
4	SEMELLE				
4.1	Béton Q350	m ³	16,00	1.350.000	21.600.000
4.2	Béton de propreté	m ³	0,8	620.000	496.000
4.3	Acier ordinaire (80Kg/m ³)	Kg	1.280	10.500	13.440.000
TOTAL					110.483.500
IMPREVUE (5%)					16.572.525
TOTAL GENERAL					127.056.025

b.3. Variante N°3 : Dalot cadre

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
01	Béton de propreté Q150	m ³	2,5	620.000	1.550.000
02	Béton Q350	m ³	28,40	1.350.000	38.340.000
03	Aciers ordinaires (150Kg/m ³)	Kg	4.260	10.500	44.730.000
TOTAL					84.620.000
IMPREVUE (5%)					12.623.000
TOTAL GENERAL					97.313.000

c. Comparaison de variantes

Variantes	Pont-dalle	Pont avec poutre	Dalot cadre
Coût [Fmg]	111.710.425	127.056.025	97.313.000
Coût au ml [Fmg]	22.342.085	25.411.205	19.462.600
Rapport avec le coût minimum	1,15	1,31	1

Ce tableau montre que le dalot cadre est la variante moins chère. D'autre part, vu l'absence d'étude géotechnique au droit de ces ouvrages, le dalot cadre sur radier général va constituer une structure rigide ; ce qui diminue les risques de tassement différentiel.

III.3. Les ponts de portée supérieure à 5m

On va se référer à l'étude du pont au PK 116+400 sur la rivière RANOFOTSY dont les détails sont donnés dans la troisième partie de cet ouvrage. En effet, ces ouvrages ont besoin d'étude particulière en général, mais on conserve l'architecture du pont comme ce pont au PK116+400.

IV. CALCUL D'ARMATURES DE LA DALLE D'UN DALOT ORDINAIRE 100x100

IV.1. Hypothèses

IV.1.1. Actions

Il est à rappeler que l'ouvrage se situe sous la chaussée, alors la dalle supporte autre que son poids propre, le poids du remblai et la surcharge du système B_c.

IV.1.2. Règle de calcul

On applique la règle BAEL 91.

IV.1.3. Fissuration

On considère la fissuration comme préjudiciable.

IV.1.4. Matériaux

- Béton :

On utilise le béton Q350 coulé sur place

$$f_{c28} = 20\text{MPa}$$

$$f_{t28} = 1,30\text{MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85}{1,5} f_{c28} = 11,3\text{MPa}$$

- Acier :

On emploie l'acier à haute adhérence : Fe E 400

$$f_e = 400\text{MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa à l'ELU}$$

$$\mu_l = 0,392$$

$$\beta_l = 0,733$$

$$1000\varepsilon_l = 1,731$$

$$\alpha_l = 0,668$$

$$\overline{\sigma_s} = 240\text{MPa : à l'ELS.}$$

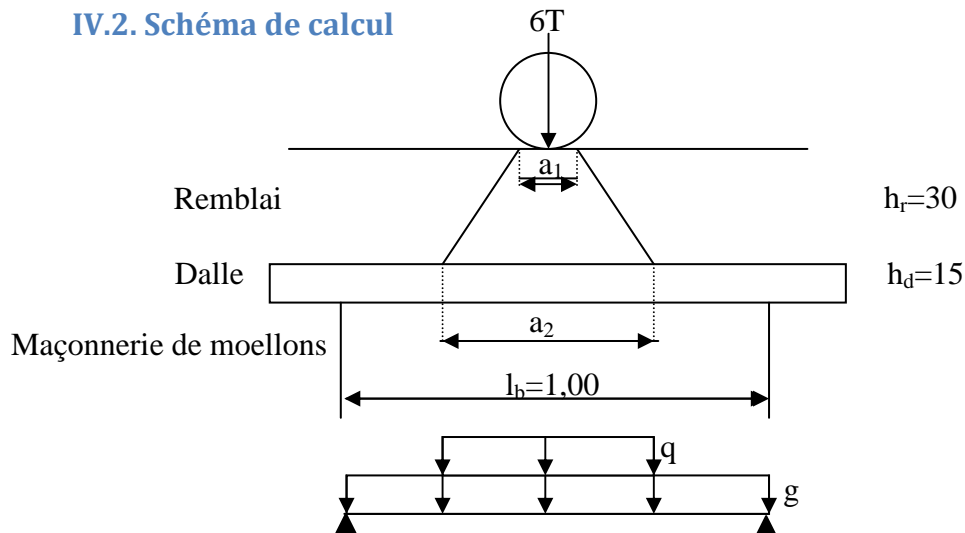


Figure n°13: Schéma de calcul de la dalle supérieure

Où g : désigne le poids linéaire de la dalle et du remblai
q : la surcharge due à l'effet d'un essieu de 12 tonnes.

IV.3. Calcul de sollicitations

IV.3.1. Sous charges permanentes

$$g = g_d + g_r$$

Où g_d : poids propre de la dalle avec $\rho_b = 2,5 \text{ T/m}^3$

g_r : poids du remblai $\rho_b = 1,8 \text{ T/m}^3$

$$g_d = 0,15 \times 1 \times 2,5 = 0,375 \text{ T/ml}$$

$$g_r = 0,30 \times 1 \times 1,8 = 0,54 \text{ T/ml}$$

Alors $g = 0,375 + 0,54$

$$g = 0,915 \text{ T/ml}$$

Pour une poutre isostatique sur appuis simples, le moment maximal se trouve à mi-travée avec :

$$M_G^{ELS} = \frac{g l^2}{8}$$

$$M_G^{ELS} = \frac{0,915 \times 10^4 \times 1,00^2}{8} = 1144 \text{ N.m}$$

$$M_G^{ELU} = 1,35 M_G^{ELS} = 1544 \text{ N.m}$$

$$M_G^{ELU} = 1544 \text{ N.m}$$

$$M_G^{ELS} = 1144 \text{ N.m}$$

IV.3.2. Sous surcharges

a. Coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{P}{S}}$$

Avec $L = l = 1,00 \text{ m}$: portée de calcul

$P = g l = 0,915 \text{ T}$: charge permanente

$S = 12 \text{ T}$: surcharge

$$\text{D'où } \delta = 1,793$$

b. Moment fléchissant

Pour le système Bc, la surface d'impact d'une roue de 6T est :

$$a_2 = 0,25 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,25 \text{ m}$$

Alors $b_1 = a_1 = a_2 + 2h_r = 0,85 \text{ m}$

$$p_1 = \frac{P}{2 a_1 b_1} = 8,30 \text{ T/m}^2$$

Le moment de flexion s'écrit alors comme suit :

$$M_q^{ELS} = \frac{\delta p_1 a_1^1}{4} \left(l - \frac{a_1}{2} \right)$$

$$M_q^{ELU} = 1,5 M_q^{ELS}$$

D'où $M_q^{ELS} = 18185 \text{ N.m}$

$$M_q^{ELU} = 27277 \text{ Nm}$$

IV.3.3. Moment résultant

$$M = M_G + M_q$$

D'où $M_{ELS} = 19329 \text{ Nm}$

$$M_{ELU} = 28821 \text{ Nm}$$

IV.4. Calcul des armatures

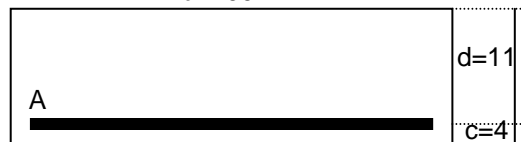


Figure n°14 : Section de calcul de la dalle

IV.4.1. Calcul à l'ELU

Calculons d'abord
$$\mu = \frac{M_{ELU}}{b d^2 \sigma_{bu}}$$

$$\mu = 0,2108 < \mu_l = 0,392$$

Alors la section est simplement armée :
$$A_u = \frac{M_{ELU}}{\beta d \sigma_s}$$

Avec $\beta = 1 - 0,4\alpha$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$\alpha = 0,299$$

$$\beta = 0,880$$

$$A_u = 8,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

IV.4.2. Calcul à l'ELS

On va calculer d'abord :

$$\overline{\alpha_1} = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \sigma_s} = 0,4286$$

$$\mu_{rb} = \frac{1}{2}\overline{\alpha_1}\left(1 - \frac{\overline{\alpha_1}}{3}\right) = 0,1837$$

$$\text{Or } \mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,133 < \mu_{rb} \quad \text{Dons } A' = 0$$

$$\text{Alors } \overline{Z_1} = d\left(1 - \frac{\overline{\alpha_1}}{3}\right) = 9,43\text{cm}$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{Z_b} \sigma_s} = 8,54 \text{ cm}^2 \quad \text{Prenons } A = 6 \phi 14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{3} = 3,08\text{cm}^2$$

On prend 7 ϕ 8, soit $A_r = 3,518\text{cm}^2$

IV.5. Disposition constructive des armatures

Si on procède à un ancrage rectiligne : la longueur d'ancrage est telle que $l_s = 40 \phi$

Où ϕ : désigne le diamètre des armatures $l_s = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$

Or la longueur d'appui est égale à 40cm (épaisseur du piedroit). On va appliquer alors une ancrage courbe (variante n°2).

La longueur nécessaire pour l'ancrage des armatures est donc :

$$l \geq 0,40 l_s + 5,5 \phi + \frac{\phi}{2} + e$$

e : indique l'enrobage des armatures $e = 3\text{cm}$

$$l \geq 33,8\text{cm}$$

Finalement, la largeur de l'appui suffit pour un ancrage courbe avec crochet normal.

CHAPITRE V : SOLUTIONS PROVISOIRES

La réalisation d'un tel projet demande une grande enveloppe financière. Pourtant, nous venons de passer une crise politique et économique pénible, alors son exécution ne sera pas à court terme. Nous suggérons ainsi entre temps des entretiens courants réguliers à ces ouvrages.

I. ORGANISATIONS DU SUIVI DES OUVRAGES

Pour mieux connaître l'état actuel et les décisions à prendre pour l'entretien des ouvrages. Une visite périodique est nécessaire. A partir des plans de recollement des ouvrages, on va suivre l'évolution de leur dégradation.

I.1. Fiche signalétique

La fiche signalétique est une fiche donnant les renseignements concernant l'ouvrage. Elle sera établie à partir des plans de recollement ou à la suite d'une inspection détaillée de l'ouvrage.

Tableau n°42 : Renseignements sur la fiche signalétique.

N°	Désignation
1	IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE N°identification Localisation : PK Nom et nature de la rivière ou du franchissement Photographie d'ensemble
2	CARACTERISTIQUES GENERALES Type de structure Nature des matériaux Dimension générales : plans et profils en travers Nombre de travées et leurs ouvertures Elévation générale avec cotes principales et repérages topométriques Coupes schématiques
3	CONCEPTION et CONSTRUCTION Date de construction Date de mise en œuvre Construction : entreprise, hypothèses de calcul, mode de construction,
4	ETAT DE REFERENCE Date Référence du dossier archivé

*

I.2. Surveillance d'un ouvrage

La surveillance d'un ouvrage se divise en trois :

- La surveillance continue ;
- La surveillance périodique ;
- L'inspection détaillée exceptionnelle.

I.2.1. La surveillance continue

Elle est effectuée au cours des passages fréquents non programmés par les responsables. On examine les points suivants :

- la propreté de l'ouvrage ;
- l'état de berges, les affouillements ;
- la chaussée et ses accès ;
- les bordures ;
- les piles, les culées, les appareils d'appuis et les pieux.

I.2.2. L'inspection périodique

Elle est effectuée par l'ingénieur spécialiste, tous les 5ans au minimum. Elle a pour objet d'établir un bilan sur la tenue de l'ouvrage. Après l'inspection, on doit rédiger le procès-verbal.

Tableau n°43 : Procès-verbal de la visite

N°	Désignation
1	IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE N°identification Localisation : PK Nom et nature de la rivière ou du franchissement Photographie d'ensemble
2	CONDITIONS DE L'INSPECTION Date Equipe d'inspection et moyen mis en œuvre Condition particulières : météo, pluviométrie
3	CONSTATIONS Chaque constatation doit être décrite, localisée et quantifiée (photo, croquis, évaluation chiffrée). Zone d'influence : abords et accès de l'ouvrage Partie supérieure de l'ouvrage : profil en long en général, chaussée, trottoir, réseaux divers

	Intrados Structure porteuse : état du béton, serrage des boulons, état des poutrelles Etat des appareils d'appuis Dispositif d'évacuation d'eau Fondations
4	RECONNAISSANCE PARTICULIERE Description et résultats des essais et mesures réalisées Investigations complémentaires à réaliser
5	CONCLUSIONS Interprétation des désordres constatés Appréciations de l'état de l'ouvrage Conclusions
6	ANNEXES : Plan de relevés Photographies d'ensemble et de détail

Nous avons pu voir ce procès-verbal de visite auprès du MTP Anosy et chez la subdivision de TP à Moramanga. Mais, c'est déjà très ancien, il faut faire la mise à jour parce que tous les paramètres à étudier n'y sont pas très mentionnés, entre autres :

- Cote du fond de canal ;
- Etat de berges ;
- Etat de l'infrastructure et de la superstructure,

II. ENTRETIEN DES OUVRAGES D'ART

L'entretien est l'ensemble des tâches qui consistent à maintenir les ouvrages à accomplir leur rôle. Il est important parce que sans entretien ces ouvrages se détériorent rapidement.

On peut diviser en deux l'entretien des ouvrages d'art :

- l'entretien extérieure de l'ouvrage ;
- l'entretien de l'ouvrage.

II.1. L'entretien extérieur

Il concerne :

- la lutte contre l'érosion ;
- la protection des piles contre les corps flottants ;
- l'enlèvement des végétations qui risquent d'encombrer les ponts.

II.1.1. Lutte contre l'érosion

L'eau est la première ennemi de la construction en génie civil. Il peut provoquer des dégâts graves et susceptibles de menacer la stabilité de l'ouvrage, d'attaquer les berges et d'affouiller les fondations.

Il faut maîtriser cet écoulement de l'eau :

- Dégager les végétations qui perturbent l'écoulement de l'eau au droit de l'ouvrage ;
- Protéger les berges par la mise en place des gabions.

S'il y a affouillement des appuis, remplir la cavité créée par l'affouillement par des enrochements de poids suffisant pour qu'ils ne risquent pas d'être déplacés.

II.1.2. Protection des piles contre les corps flottants

- Il faut vérifier toujours l'ouverture au droit de l'ouvrage
- Enlever les branches qui s'accrochent sur les piles lors du passage des fortes crues

II.1.3. Nettoyage de la zone d'influence de l'ouvrage

Les ponts en bois ne doivent pas être encombrés par les végétations avoisinantes pour éviter la pourriture rapide des bois. Et ils doivent être propre (sans poussière, ni boue) pour que l'air puisse circuler entre eux.

II.2. L'entretien des ouvrages

II.2.1. Petits ouvrages d'art

Pour ces ouvrages, l'entretien courant est le plus important .

- Il s'agit du curage, du nettoyage des ouvrages en tête tel que dessableur de profondeur ;
- Le rechargement du remblai technique au-dessus de l'ouvrage est aussi nécessaire ;
- Enfin, il faut remplacer les buses ou dalles fissurées ou déformées pour maintenir un bon assainissement ou franchissement routier.

II.2.2. Ponts en bois

L'entretien des ponts en bois consistent :

- au remplacement des éléments hors d'usage ;
- au remplacement de certains éléments par d'autres matériaux.

a. Remplacement des pièces hors d'usage

- Le platelage, surtout les bandes de roulement, est le plus sensible sur les ponts en bois. Il est indispensable de les remplacer dès qu'il y a défaillance pour éviter la dégradation au niveau des platelages transversaux.

Ces travaux nécessitent des camions pour le transport des matériaux locaux (bois).

- Le remplacement des pieux est un travail peu compliqué. Pourtant, le battage à la main est trop lent. Les pieux devront être battus à l'aide d'une sonnette mécanique. Un mouton de 350Kg constitue un compromis acceptable pour les routes nationales.

b. Remplacement de certains éléments par d'autres matériaux

Le remplacement de certains éléments par d'autres matériaux moins périssables rend les ponts en bois plus économique.

- On peut utiliser le gabion comme appuis en protégeant en même temps le remblai d'accès et les berges ;
- L'utilisation des pieux métalliques et des poutrelles métalliques sont des solutions avantageuses pour les ponts en bois. A titre d'exemple, une poutre de 30 x 30cm² en bois correspond à un fer IPN 220 d'une section 33,40cm² (cf. : Bibliographie n°5).

II.3. Gestion de l'entretien

Pour assurer l'entretien régulier de ces ouvrages, il faut savoir gérer les matériels, matériaux et personnel.

II.3.1. Gestion de matériels

Aujourd'hui le problème d'insuffisance de matériels est un obstacle majeur pour l'entretien routier et ses dépendances. Pour ce faire, on suggère alors aux responsables d'avoir recours à la privatisation de la gestion des parcs matériels.

En effet, dans les garages de la subdivision, de nombreux matériels roulants sont sur cale à cause de l'absence des entretiens.

II.3.2. Gestion des matériaux

On utilise les bois locaux pour remplacer les matériaux périssables.

II.3.3. Gestion des personnels

La formation du personnel de la subdivision est indispensable ; en effet la réussite dépend du savoir faire et de la compétence du personnel.

Pour la réalisation des entretiens manuels : entretiens extérieurs , curage des petits ouvrages d'art, débroussaillage, c'est mieux de recourir au cantonnage avec les contrôles des techniciens locaux.

CHAPITRE IV : PROPOSITION DE SOLUTIONS

I. GENERALITES

Dans ce présent chapitre, on va essayer de donner des solutions adéquates selon l'aspect des ouvrages obtenu dans le chapitre précédent .

A l'égard de la technologie de construction dans le domaine de génie civil, les Ingénieurs en tant que concepteurs élaborent architecturalement l'ouvrage envisagé selon leurs utilités et le milieu du projet.

Dans notre cas, les ouvrages sont groupés suivant :

- leur nature ;
- leur ouverture et/ou leur portée.

II. PRINCIPES DE CHOIX

Le choix de l'ouvrage techniquement admissible dépend principalement du coût de construction. A chaque catégorie d'ouvrages, on propose des variantes. Puis on fait la comparaison de ces variantes sur leurs coûts et la validation de leur mise en œuvre.

III. PRESENTATION DE VARIANTES ET COMPARAISON

On va grouper en trois catégories les ouvrages :

- les petits ouvrages de franchissement et d'assainissement ;
- les ponceaux en bois ayant une portée inférieure à 5,00m ;
- les ponts de portée supérieure à 5,00m.

Pour les parties en remblai, le rehaussement du niveau de la chaussée est nécessaire avant la mise en place des ouvrages correspondants. Comme le cas du tronçon de route entre le PK 78+000 au PK 92+000, il devient submersible pendant la période de pluie. La chaussée, les rizières et les canaux ont mêmes niveaux. Il nous faut alors une hauteur de remblai au moins égale à la hauteur des ouvrages pour éviter le débordement en amont.

III.1. Les petits ouvrages

D'après notre descente sur terrain, les buses métalliques sont les plus dégradées. En effet, les ondulations détiennent le sable qui accélère la corrosion des buses et la détérioration de l'ouvrage.

Par conséquent, on déconseille l'utilisation des buses métalliques dans les variantes qu'on va proposer ci-dessous.

Pour la détermination de ces ouvrages, on fixe la vitesse de l'eau dans l'ouvrage égale à la vitesse maximale admissible $V_{\max} = 3\text{m/s}$. Et on donne un débit à évacuer $Q = 3\text{m}^3/\text{s}$, afin de comparer les variantes suivant les ouvertures nécessaires.

On a : **$Q=V \times S$**

Alors :

- Pour un dalot $B \times D = 1 \times 1\text{m}$
- Pour une buse circulaire $\Phi_{\text{buse}} = 1,20\text{m}$

Où Q : le débit à évacuer

S : la section mouillée

Nous allons proposer alors les trois variantes suivantes avec leurs dimensions respectives :

Variante 1 : buse en béton $\phi 120$

Variante 2 : Dalot ordinaire avec dalle en béton armé 100×100

Variante 3 : Dalot cadre 100×100

III.1.1. Comparaison de variantes

Chacun de ces types d'ouvrages a ses caractéristiques du point de vue technique. Pour la comparaison des variantes, on considère une longueur d'ouvrage égale à sept (7), c'est à dire la largeur de la chaussée avec les talus. Puis on estime la quantité des matériaux nécessaires et leur coût .

a. Variante 1 : Buse en béton $\phi 120$

b.

a.1. Disposition constructive

Les buses en béton sont des ouvrages préfabriqués en béton armé ou non selon leur utilisation.

- Dans notre cas, on utilise les buses en béton armé car les charges sont considérables (cf. : la répartition des trafics dans la première partie) ;
- La fondation est constituée d'un socle en béton ordinaire Q250 au-dessus du béton de propreté ;
- Les buses nécessitent un remblai de 80cm pour amortir les charges et surcharges ;
- Pour mieux diriger l'entrée et la sortie de l'eau dans la buse , il est nécessaire de ménager un ouvrage de tête en amont et en aval de cette dernière. Cet ouvrage de tête est constitué par les murs en aile, le mur de front, et le radier ;

- Pour les ouvrages d'assainissement, un regard muni d'un dessableur de profondeur doit être réalisé en amont de la buse pour piéger les sables. Il doit être curer régulièrement ;
- Pour la protection contre l'affouillement, on adopte un para fouille de 40cm de profondeur en maçonnerie de moellons à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

a.2. **Mode d'exécution :**

Les travaux de montage des buses en béton armé en éléments préfabriqués comprennent :

- Les travaux préparatoires composés de : transport des matériels nécessaires pour la pose et transport des matériaux, stockage des éléments de la buse, décapage, délimitation de la fouille ;
- Exécution de l'ouvrage provisoire ou déviation si possible pour assurer la continuité de la circulation.
- Exécution de la fouille ;
- Préparation de la fondation : pose de béton de propreté, puis de socle en béton ordinaire Q250 ;
- Pose des buses proprement dit ;
- Coulage du berceau de buse en béton ordinaire Q250, et mise en place des armatures de bagues ;
- Assemblage des buses par coulage des gaines en béton armé Q350 ;
- Réalisation du radier , murs de front et murs en aile. Les murs et le radier sont réalisés en maçonnerie de moellons avec du mortier de ciment dosé à 350Kg/m³.
- Remblayage et compactage : c'est un remblai technique avec des terres de bonne qualité et de compactage bien soigné.

En règle générale, l'épaisseur de la couche à compacter est de 20cm et le taux de compactage minimum est de 90% OPM.

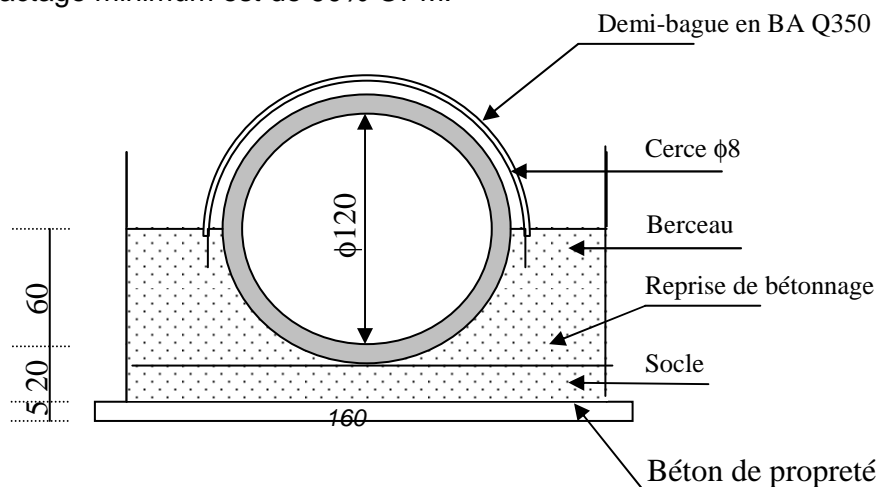


Figure n°12 : Coupe d'une buse en béton armé

a.3. **Coût de buse en béton armé**

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
01	Buse en béton armé	U	7	1.108.360	7.758.520
02	Fouille	m ³	27	30.000	810.000
03	Remblai	m ³	11	38.000	418.000
04	Maçonnerie de moellons	m ³	5,5	600.000	3.300.000
05	Béton de propreté Q150	m ³	0,8	620.000	496.000
06	Béton ordinaire Q250	m ³	5,0	900.000	4.500.000
TOTAL					17.282.520
IMPREVU (10%)					1.728.252
TOTAL GENERAL					19.010.772

Le prix au mètre linéaire d'un buse en béton est alors 2.715.824 Fmg y compris les ouvrages de tête.

b. Variante n°2 : Dalot ordinaire 100 x 100

b.1. **Eléments constitutifs**

Les dalots ordinaires sont constitués par :

- la fondation en radier général en maçonnerie de moellons de 20cm d'épaisseur ;
- les piédroits en maçonnerie de moellons de 40cm d'épaisseur ;
- la dalle en béton armé de 15cm d'épaisseur ;

Au dessus de la dalle, on va remblayer sur une épaisseur de 30cm.

Comme les buses, il faut aménager en amont et en aval du dalot des ouvrages de tête.

b.2. **Mode d'exécution**

Après l'exécution de la fouille, on va répandre du sable sur 5cm d'épaisseur comme lit de pose ;

- un béton de forme dosé à 150Kg/m³ de 5cm d'épaisseur ;
- le radier en maçonnerie de moellons avec de la chape en mortier de ciment dosé à 400Kg/m³ avec une pente de 3 à 4% ;
- les piédroits et les murs en aile ;
- Puis la dalle supérieure en béton armé Q350 ;
- Enfin , le remblai compacté après 3 à 4 jours de coulage en béton .

b.3. Coût d'un dalot ordinaire 100 x 100 de 7m de largeur

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
01	Fouille	m ³	25	30.000	750.000
02	Remblai	m ³	5,3	38.000	201.400
03	Béton de propreté Q150	m ³	0,81	620.000	502.200
04	Béton ordinaire Q350	m ³	1,89	1.350.000	2.551.500
05	Acier d'armature (60kg/m ³)	m ³	114	10.500	1.197.000
06	Maçonnerie de moellons	m ³	12,28	600.000	7.368.000
TOTAL					12.570.100
IMPREVU (10%)					1.257.010
TOTAL GENERAL					13.827.110

Soit 1.975.301 Fmg par mètre linéaire y compris les ouvrages de tête.

c. Variante n°3 : Dalot cadre 100 x 100

Pour ce type de dalot, le radier, les piédroits et la dalle constituent une structure rigide en béton armé Q350 de 15cm d'épaisseur.

c.1. Coût d'un dalot cadre 100 x 100 de 7m de longueur

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
01	Fouille	m ³	19	30.000	570.000
02	Remblai	m ³	4,20	38.000	159.600
03	Béton de propreté Q150	m ³	0,6	620.000	372.000
04	Béton ordinaire Q350	m ³	10,58	1.350.000	14.283.000
05	Acier d'armature (90kg/m ³)	Kg	952,2	10.500	9.998.100
TOTAL					25.382.700
IMPREVU (10%)					2.538.270
TOTAL GENERAL					27.920.970

Soit 3.988.710 Fmg par mètre linéaire y compris les ouvrages de tête.

III.1.2. Récapitulation et justification de choix

On va reformuler sous forme de tableau les coûts de ces variantes :

Variante	Buse en béton	Dalot ordinaire	Dalot cadre
Coût [Fmg]	19.010.772	13.827.110	27.920.970
Rapport de coût	1,37	1,00	2,02

En résumé, le dalot ordinaire d'ouverture 1,00 x 1,00m est la plus prépondérante. Il est facile à réaliser et ne nécessite pas de précautions particulières.

III.2. Les ponceaux de portée inférieure à 5m

Dans ce cas, on propose les trois variantes suivantes :

Variante n°01 : Pont dalle avec pénédroits en maçonnerie de moellons

Variante n°02 : Pont à poutres sous-chaussée

Variante n°03 : Dalot cadre qui a une style d'ouvrage multiple d'ouverture 1,50m x 1,50m

III.2.1. Comparaison de variantes

On prend comme hypothèse de comparaison le pont au PK 91+050 qui a une portée de 5m. C'est un pont provisoire en bois en mauvais état.

a. Détermination de la quantité des matériaux

a.1. Variante n°01 : Pont dalle

a.1.1. Superstructure

L'épaisseur h de la dalle est fixée à 25cm pour le non-poinçonnement. Elle a une largeur de 7m et on gardera l'ouverture de pont de 5m, vue la hauteur d'eau pendant la saison de pluie d'après nos descentes sur terrain.

Pour toute la superstructure toute entière.

- le volume total du béton est :

$$V = 0,25 \times 7 \times 5$$

$$V = 8,75 \text{ m}^3$$

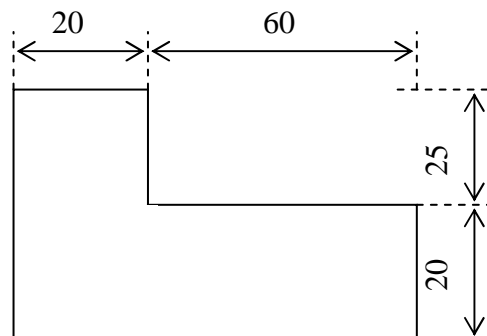
- le ration en acier d'armature de la dalle

D'après la bibliographie n°15, le ratio en acier d' armature est de 200Kg/m³ du béton, alors on a besoin de 1.750Kg d'acier.

a.1.2. Infrastructure

Le pénédroit est constitué par un sommier en béton armé, une culée en maçonnerie de moellons et une semelle en béton armé Q350.

- Sommier :



Le volume du béton est $V_{so} = 1,47 \text{ m}^3$.

Le ratio en acier : 100Kg/m^3 ce qui nous donne 147Kg.

- **Culée** :

On a une culée en maçonnerie de moellons de 3,50m de hauteur.

$$V_{MM} = 28,42\text{m}^3$$

- **Semelle** :

Largeur : 2m

Longueur : 8m

Hauteur : 0,50m

Le ratio en acier pour la semelle est de 80Kg/m^3 de béton.

Donc, le volume total du béton pour la semelle est :

$$V = 2 \times 8 \times 0,5 = 8,0\text{m}^3$$

Et la masser d'acier d'armature : $M = 640\text{Kg}$.

a.2. **Variante n°2 : Pont à poutres sous chaussée**

a.2.1. **Superstructure**

a.2.1.1. *Poutre*

- On a 4 poutres principales sous-chaussée dont l'entraxe est de 1,75m ;

- La hauteur de la poutre est définie par :

$$\frac{l}{15} < h_T < \frac{l}{10}$$

où l : désigne la portée du pont

h_T : hauteur totale de poutre

$$0,3\text{m} < h_T < 0,5\text{m}$$

On prend $h_T = 50\text{cm}$

- L'épaisseur de la nervure

$$0,3h_t < b < 0,4h_t$$

$$15\text{cm} < b < 20\text{cm}$$

Prenons $b = 20\text{cm}$.

a.2.1.2. *Dalle*

Pour le non-poinçonnement de la dalle, on prend une hauteur de : $h_d = 20\text{cm}$

Alors pour la superstructure toute entière :

$$V_{\text{béton}} = 8,50\text{m}^3$$

Ratio en acier d'armature 250Kg/m^3 , soit 2125Kg

a.2.2. Infrastructure

L'infrastructure a les même caractéristiques que la variante n°01.

a.3. Variante n°03 : Dalot cadre multiple de 1,50 x 1,50

On choisie les ouvertures 1,50 x 1,50m d'après le calcul hydraulique avec un style d'ouvrage multiple.

Pour la prédimensionnement, on donne une épaisseur de 20cm à la dalle de roulement, aux piédroits et à la semelle.

Finalement, la quantité de matériau nécessaire est :

$$V_{\text{béton}} = 28,40\text{m}^3$$

Ratio en acier : 150Kg/m³, soit 4260Kg

b. Coût de chaque variante – Devis estimatif approximatif

b.1. Variante N°01 : Pont dalle

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
1	TABLIER				
1.1	Béton Q350	m ³	8,75	1.350.000	11.812.500
1.2	Acier ordinaire (200Kg/m ³)	Kg	1.750	10.500	18.375.000
2	CULEES				
2.1	Béton Q350	m ³	2,94	1.350.000	3.969.000
2.2	Maçonnerie de moellons	m ³	56,84	600.000	24.360.000
2.3	Acier ordinaire (100Kg/m ³)	Kg	294	10.500	3.087.000
3	SEMELLE				
3.1	Béton Q350	m ³	16,00	1.350.000	21.600.000
3.2	Béton de propreté	m ³	0,8	620.000	496.000
3.3	Acier ordinaire (80Kg/m ³)	Kg	1.280	10.500	13.440.000
TOTAL					97.139.500
IMPREVUE (5%)					14.570.925
TOTAL GENERAL					111.710.425

b.2. Variante N°02 : Pont à poutre sous-chaussée

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
1	TABLIER				
1.1	Béton Q350	m ³	8,50	1.350.000	11.475.000
1.2	Acier ordinaire (250Kg/m ³)	Kg	2.125	10.500	22.312.000
2	SOMMIER				
2.1	Béton Q350	m ³	2,94	1.350.000	3.969.000
2.2	Acier d'armature (100Kg/m ³)	Kg	294	10.500	3.087.000
3	CULEES				
3.1	Maçonnerie de moellons	m ³	56,84	600.000	34.404.000
4	SEMELLE				
4.1	Béton Q350	m ³	16,00	1.350.000	21.600.000
4.2	Béton de propreté	m ³	0,8	620.000	496.000
4.3	Acier ordinaire (80Kg/m ³)	Kg	1.280	10.500	13.440.000
TOTAL					110.483.500
IMPREVUE (5%)					16.572.525
TOTAL GENERAL					127.056.025

b.3. Variante N°3 : Dalot cadre

N°	Désignation	Unité	Quantité	PU (Fmg)	Montant (Fmg)
01	Béton de propreté Q150	m ³	2,5	620.000	1.550.000
02	Béton Q350	m ³	28,40	1.350.000	38.340.000
03	Aciers ordinaires (150Kg/m ³)	Kg	4.260	10.500	44.730.000
TOTAL					84.620.000
IMPREVUE (5%)					12.623.000
TOTAL GENERAL					97.313.000

c. Comparaison de variantes

Variantes	Pont-dalle	Pont avec poutre	Dalot cadre
Coût [Fmg]	111.710.425	127.056.025	97.313.000
Coût au ml [Fmg]	22.342.085	25.411.205	19.462.600
Rapport avec le coût minimum	1,15	1,31	1

Ce tableau montre que le dalot cadre est la variante moins chère. D'autre part, vu l'absence d'étude géotechnique au droit de ces ouvrages, le dalot cadre sur radier général va constituer une structure rigide ; ce qui diminue les risques de tassement différentiel.

III.3. Les ponts de portée supérieure à 5m

On va se référer à l'étude du pont au PK 116+400 sur la rivière RANOFOTSY dont les détails sont donnés dans la troisième partie de cet ouvrage. En effet, ces ouvrages ont besoin d'étude particulière en général, mais on conserve l'architecture du pont comme ce pont au PK116+400.

IV. CALCUL D'ARMATURES DE LA DALLE D'UN DALOT ORDINAIRE 100x100

IV.1. Hypothèses

IV.1.1. Actions

Il est à rappeler que l'ouvrage se situe sous la chaussée, alors la dalle supporte autre que son poids propre, le poids du remblai et la surcharge du système B_c.

IV.1.2. Règle de calcul

On applique la règle BAEL 91.

IV.1.3. Fissuration

On considère la fissuration comme préjudiciable.

IV.1.4. Matériaux

- Béton :

On utilise le béton Q350 coulé sur place

$$f_{c28} = 20\text{MPa}$$

$$f_{t28} = 1,30\text{MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85}{1,5} f_{c28} = 11,3\text{MPa}$$

- Acier :

On emploie l'acier à haute adhérence : Fe E 400

$$f_e = 400\text{MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa à l'ELU}$$

$$\mu_l = 0,392$$

$$\beta_l = 0,733$$

$$1000\varepsilon_l = 1,731$$

$$\alpha_l = 0,668$$

$$\overline{\sigma_s} = 240\text{MPa : à l'ELS.}$$

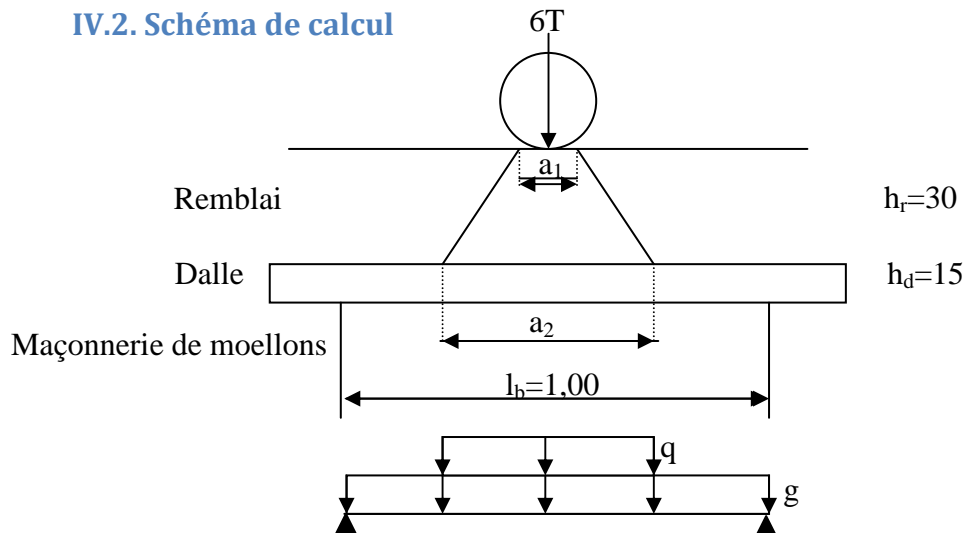


Figure n°13: Schéma de calcul de la dalle supérieure

Où g : désigne le poids linéaire de la dalle et du remblai
 q : la surcharge due à l'effet d'un essieu de 12 tonnes.

IV.3. Calcul de sollicitations

IV.3.1. Sous charges permanentes

$$g = g_d + g_r$$

Où g_d : poids propre de la dalle avec $\rho_b = 2,5 \text{ T/m}^3$

g_r : poids du remblai $\rho_b = 1,8 \text{ T/m}^3$

$$g_d = 0,15 \times 1 \times 2,5 = 0,375 \text{ T/ml}$$

$$g_r = 0,30 \times 1 \times 1,8 = 0,54 \text{ T/ml}$$

Alors $g = 0,375 + 0,54$

$$g = 0,915 \text{ T/ml}$$

Pour une poutre isostatique sur appuis simples, le moment maximal se trouve à mi-travée avec :

$$M_G^{ELS} = \frac{g l^2}{8}$$

$$M_G^{ELS} = \frac{0,915 \times 10^4 \times 1,00^2}{8} = 1144 \text{ N.m}$$

$$M_G^{ELU} = 1,35 M_G^{ELS} = 1544 \text{ N.m}$$

$$M_G^{ELU} = 1544 \text{ N.m} \quad M_G^{ELS} = 1144 \text{ N.m}$$

IV.3.2. Sous surcharges

a. Coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{P}{S}}$$

Avec $L = l = 1,00 \text{ m}$: portée de calcul

$P = g l = 0,915 \text{ T}$: charge permanente

$S = 12 \text{ T}$: surcharge

$$\text{D'où } \delta = 1,793$$

b. Moment fléchissant

Pour le système Bc, la surface d'impact d'une roue de 6T est :

$$a_2 = 0,25 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,25 \text{ m}$$

Alors $b_1 = a_1 = a_2 + 2h_r = 0,85\text{m}$

$$p_1 = \frac{P}{2 a_1 b_1} = 8,30 \text{ T/m}^2$$

Le moment de flexion s'écrit alors comme suit :

$$M_q^{ELS} = \frac{\delta p_1 a_1^1}{4} \left(l - \frac{a_1}{2} \right)$$

$$M_q^{ELU} = 1,5 M_q^{ELS}$$

D'où $M_q^{ELS} = 18185 \text{ N.m}$

$$M_q^{ELU} = 27277 \text{ Nm}$$

IV.3.3. Moment résultant

$$M = M_G + M_q$$

D'où $M_{ELS} = 19329 \text{ Nm}$

$$M_{ELU} = 28821 \text{ Nm}$$

IV.4. Calcul des armatures

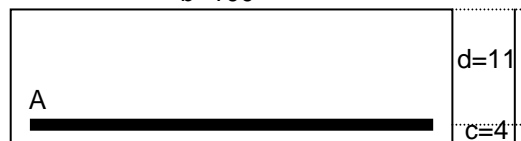


Figure n°14 : Section de calcul de la dalle

IV.4.1. Calcul à l'ELU

Calculons d'abord $\mu = \frac{M_{LEU}}{b d^2 \sigma_{bu}}$

$$\mu = 0,2108 < \mu_l = 0,392$$

Alors la section est simplement armée : $A_u = \frac{M_{ELU}}{\beta d \sigma_s}$

Avec $\beta = 1 - 0,4\alpha$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$\alpha = 0,299$$

$$\beta = 0,880$$

$$A_u = 8,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

IV.4.2. Calcul à l'ELS

On va calculer d'abord :

$$\overline{\alpha_1} = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \sigma_s} = 0,4286$$

$$\mu_{rb} = \frac{1}{2}\overline{\alpha_1}\left(1 - \frac{\overline{\alpha_1}}{3}\right) = 0,1837$$

$$\text{Or } \mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,133 < \mu_{rb} \quad \text{Dons } A' = 0$$

$$\text{Alors } \overline{Z_1} = d\left(1 - \frac{\overline{\alpha_1}}{3}\right) = 9,43\text{cm}$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\overline{Z_b} \sigma_s} = 8,54 \text{ cm}^2 \quad \text{Prenons } A = 6 \phi 14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{3} = 3,08\text{cm}^2$$

On prend 7φ8, soit $A_r = 3,518\text{cm}^2$

IV.5. Disposition constructive des armatures

Si on procède à un ancrage rectiligne : la longueur d'ancrage est telle que $l_s = 40 \phi$

Où ϕ : désigne le diamètre des armatures $l_s = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$

Or la longueur d'appui est égale à 40cm (épaisseur du piedroit). On va appliquer alors une ancrage courbe (variante n°2).

La longueur nécessaire pour l'ancrage des armatures est donc :

$$l \geq 0,40 l_s + 5,5 \phi + \frac{\phi}{2} + e$$

e : indique l'enrobage des armatures $e = 3\text{cm}$

$$l \geq 33,8\text{cm}$$

Finalement, la largeur de l'appui suffit pour un ancrage courbe avec crochet normal.

CHAPITRE V : SOLUTIONS PROVISOIRES

La réalisation d'un tel projet demande une grande enveloppe financière. Pourtant, nous venons de passer une crise politique et économique pénible, alors son exécution ne sera pas à court terme. Nous suggérons ainsi entre temps des entretiens courants réguliers à ces ouvrages.

I. ORGANISATIONS DU SUIVI DES OUVRAGES

Pour mieux connaître l'état actuel et les décisions à prendre pour l'entretien des ouvrages. Une visite périodique est nécessaire. A partir des plans de recollement des ouvrages, on va suivre l'évolution de leur dégradation.

I.1. Fiche signalétique

La fiche signalétique est une fiche donnant les renseignements concernant l'ouvrage. Elle sera établie à partir des plans de recollement ou à la suite d'une inspection détaillée de l'ouvrage.

Tableau n°42 : Renseignements sur la fiche signalétique.

N°	Désignation
1	IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE N°identification Localisation : PK Nom et nature de la rivière ou du franchissement Photographie d'ensemble
2	CARACTERISTIQUES GENERALES Type de structure Nature des matériaux Dimension générales : plans et profils en travers Nombre de travées et leurs ouvertures Elévation générale avec cotes principales et repérages topométriques Coupes schématiques
3	CONCEPTION et CONSTRUCTION Date de construction Date de mise en œuvre Construction : entreprise, hypothèses de calcul, mode de construction,
4	ETAT DE REFERENCE Date Référence du dossier archivé

I.2. Surveillance d'un ouvrage

La surveillance d'un ouvrage se divise en trois :

- La surveillance continue ;
- La surveillance périodique ;
- L'inspection détaillée exceptionnelle.

I.2.1. La surveillance continue

Elle est effectuée au cours des passages fréquents non programmés par les responsables. On examine les points suivants :

- la propreté de l'ouvrage ;
- l'état de berges, les affouillements ;
- la chaussée et ses accès ;
- les bordures ;
- les piles, les culées, les appareils d'appuis et les pieux.

I.2.2. L'inspection périodique

Elle est effectuée par l'ingénieur spécialiste, tous les 5ans au minimum. Elle a pour objet d'établir un bilan sur la tenue de l'ouvrage. Après l'inspection, on doit rédiger le procès-verbal.

Tableau n°43 : Procès-verbal de la visite

N°	Désignation
1	IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE N°identification Localisation : PK Nom et nature de la rivière ou du franchissement Photographie d'ensemble
2	CONDITIONS DE L'INSPECTION Date Equipe d'inspection et moyen mis en œuvre Condition particulières : météo, pluviométrie
3	CONSTATIONS Chaque constatation doit être décrite, localisée et quantifiée (photo, croquis, évaluation chiffrée). Zone d'influence : abords et accès de l'ouvrage Partie supérieure de l'ouvrage : profil en long en général, chaussée, trottoir, réseaux divers Intrados

	Structure porteuse : état du béton, serrage des boulons, état des poutrelles Etat des appareils d'appuis Dispositif d'évacuation d'eau Fondations
4	RECONNAISSANCE PARTICULIERE Description et résultats des essais et mesures réalisées Investigations complémentaires à réaliser
5	CONCLUSIONS Interprétation des désordres constatés Appréciations de l'état de l'ouvrage Conclusions
6	ANNEXES : Plan de relevés Photographies d'ensemble et de détail

Nous avons pu voir ce procès-verbal de visite auprès du MTP Anosy et chez la subdivision de TP à Moramanga. Mais, c'est déjà très ancien, il faut faire la mise à jour parce que tous les paramètres à étudier n'y sont pas très mentionnés, entre autres :

- Cote du fond de canal ;
- Etat de berges ;
- Etat de l'infrastructure et de la superstructure,

II. ENTRETIEN DES OUVRAGES D'ART

L'entretien est l'ensemble des tâches qui consistent à maintenir les ouvrages à accomplir leur rôle. Il est important parce que sans entretien ces ouvrages se détériorent rapidement.

On peut diviser en deux l'entretien des ouvrages d'art :

- l'entretien extérieure de l'ouvrage ;
- l'entretien de l'ouvrage.

II.1. L'entretien extérieur

Il concerne :

- la lutte contre l'érosion ;
- la protection des piles contre les corps flottants ;
- l'enlèvement des végétations qui risquent d'encombrer les ponts.

II.1.1. Lutte contre l'érosion

L'eau est la première ennemi de la construction en génie civil. Il peut provoquer des dégâts graves et susceptibles de menacer la stabilité de l'ouvrage, d'attaquer les berges et d'affouiller les fondations.

Il faut maîtriser cet écoulement de l'eau :

- Dégager les végétations qui perturbent l'écoulement de l'eau au droit de l'ouvrage ;
- Protéger les berges par la mise en place des gabions.

S'il y a affouillement des appuis, remplir la cavité créée par l'affouillement par des enrochements de poids suffisant pour qu'ils ne risquent pas d'être déplacés.

II.1.2. Protection des piles contre les corps flottants

- Il faut vérifier toujours l'ouverture au droit de l'ouvrage
- Enlever les branches qui s'accrochent sur les piles lors du passage des fortes crues

II.1.3. Nettoyage de la zone d'influence de l'ouvrage

Les ponts en bois ne doivent pas être encombrés par les végétations avoisinantes pour éviter la pourriture rapide des bois. Et ils doivent être propre (sans poussière, ni boue) pour que l'air puisse circuler entre eux.

II.2. L'entretien des ouvrages

II.2.1. Petits ouvrages d'art

Pour ces ouvrages, l'entretien courant est le plus important .

- Il s'agit du curage, du nettoyage des ouvrages en tête tel que dessableur de profondeur ;
- Le rechargement du remblai technique au-dessus de l'ouvrage est aussi nécessaire ;
- Enfin, il faut remplacer les buses ou dalles fissurées ou déformées pour maintenir un bon assainissement ou franchissement routier.

II.2.2. Ponts en bois

L'entretien des ponts en bois consistent :

- au remplacement des éléments hors d'usage ;
- au remplacement de certains éléments par d'autres matériaux.

a. Remplacement des pièces hors d'usage

- Le platelage, surtout les bandes de roulement, est le plus sensible sur les ponts en bois. Il est indispensable de les remplacer dès qu'il y a défaillance pour éviter la dégradation au niveau des platelages transversaux.

Ces travaux nécessitent des camions pour le transport des matériaux locaux (bois).

- Le remplacement des pieux est un travail peu compliqué. Pourtant, le battage à la main est trop lent. Les pieux devront être battus à l'aide d'une sonnette mécanique. Un mouton de 350Kg constitue un compromis acceptable pour les routes nationales.

b. Remplacement de certains éléments par d'autres matériaux

Le remplacement de certains éléments par d'autres matériaux moins périssables rend les ponts en bois plus économique.

- On peut utiliser le gabion comme appuis en protégeant en même temps le remblai d'accès et les berges ;
- L'utilisation des pieux métalliques et des poutrelles métalliques sont des solutions avantageuses pour les ponts en bois. A titre d'exemple, une poutre de 30 x 30cm² en bois correspond à un fer IPN 220 d'une section 33,40cm² (cf. : Bibliographie n°5).

II.3. Gestion de l'entretien

Pour assurer l'entretien régulier de ces ouvrages, il faut savoir gérer les matériels, matériaux et personnel.

II.3.1. Gestion de matériels

Aujourd'hui le problème d'insuffisance de matériels est un obstacle majeur pour l'entretien routier et ses dépendances. Pour ce faire, on suggère alors aux responsables d'avoir recours à la privatisation de la gestion des parcs matériels.

En effet, dans les garages de la subdivision, de nombreux matériels roulants sont sur cale à cause de l'absence des entretiens.

II.3.2. Gestion des matériaux

On utilise les bois locaux pour remplacer les matériaux périssables.

II.3.3. Gestion des personnels

La formation du personnel de la subdivision est indispensable ; en effet la réussite dépend du savoir faire et de la compétence du personnel.

Pour la réalisation des entretiens manuels : entretiens extérieurs , curage des petits ouvrages d'art, débroussaillage, c'est mieux de recourir au cantonnement avec les contrôles des techniciens locaux.

CHAPITRE I : COMPARAISON DE VARIANTES

I. DESCRIPTION ET ETAT ACTUEL DE L'OUVRAGE

L'actuel pont implanté au PK 116+400 de la RN44 est un pont semi-définitif dont le platelage est en bois, sur quatre (04) poutrelles métalliques en IPE (420 x 320 ; e=20). C'est le plus long pont dans notre axe d'étude avec 48m de portée en une seule voie.

Les quatre piles intermédiaires sont en fût métallique circulaire de 40cm de diamètre, le chevêtre à la tête de ces piles est en béton armé.

Les berges en amont et en aval de l'ouvrage sont protégées par des gabions et des constructions en pierre sèche.

Ce pont est conçu pour supporter une charge de 25 tonnes.

Malgré l'entretien périodique exécuté par le personnel de la subdivision de Travaux Publics d'Ambatondrazaka, la superstructure se dégrade encore rapidement à cause du passage fréquent des poids lourds, en particulier les bandes de roulement qui s'arrachent.

Tableau n°44: Dégradation du pont au PK 116+400

Nature	Localisation	Causes/Conséquences
1- Platelage en bois ▪ Arrachement des madriers pour bande de roulement	Superstructure	- Accélération de la détérioration des platelages transversaux - Insécurité des usagers
2- Poutres ▪ oxydation des poutrelles métalliques	superstructure	- Diminution de la portance du pont
3- Remblai d'accès ▪ Tassement	A l'entrée de l'ouvrage à gauche et à droite	- Insécurité de la circulation
4- Protection des berges ▪ Désordre d'enrochement en pierre sèche	Partie droite en aval de l'ouvrage	- Affouillement des berges

II. CHOIX DE L'OUVRAGE DEFINITIF

A l'égard de la technologie, nous avons plusieurs façons de concevoir différents types de pont qui existent actuellement.

Nous allons voir dans ce paragraphe une étude sommaire des variantes comparables afin de proposer la variante la plus pondérante du point de vue technico-économique.

Les quantités approximatives des matériaux nécessaires seront déterminées par l'intermédiaire des abaques donnés dans le CPC (Fascicule cours Pont à l'ESPA). Quant au coût, nous prenons comme référence les prix récents recueillis par le service des ouvrages d'art auprès du Ministère des Travaux Publics en 2001.

II.1. Définition des variantes

Vu d'ensemble sur l'évolution et les tendances actuelles de la construction, les types de ponts validés dans nos cas sont les ponts à poutres isostatiques. Les structures hyperstatiques sont trop sensibles aux tassements au niveau du sol support.

Alors considérons les trois (03) variantes suivantes :

Variante n°01 : Pont en béton armé à deux travées indépendantes de même portée égale à 24m comportant 4 poutres principales isostatiques sous chaussée.

Variante n°02 : Pont en béton précontraint en une seule travée indépendante de 48m avec 4 poutres principales isostatiques sous-chaussées.

Variante n°03 : Pont console en béton précontraint en une seule travée de 48m avec 4 poutres principales sous chaussées.

II.2. Comparaison des variantes

II.2.1. Hypothèses et données de base

a. Prix unitaire

Ainsi, nous avons pris comme coût de base les prix suivants :

- Béton Q350	1.350.000 Fmg le mètre cube avec coffrage
- Béton Q400	1.500.000 Fmg le mètre cube avec coffrage
- Béton Q400 pour fondation	1.350.000 Fmg le mètre cube
- Acier d'armatures (HA)	10.500 Fmg/Kg
- Câble d'armatures précontraintes	21.600 Fmg/Kg
- Mise en place des poutres préfabriquées	10.000.000 Fmg l'unité
- Ancrage des armatures précontraintes	3.089.600 Fmg l'unité
- Forage pour pieux	1.850.000 Fmg le mètre linéaire

b. Ratios des armatures

Le ratio approximatif en acier d'armatures par mètre cube de béton :

- 250Kg pour le superstructure en béton armé ;
- 100Kg de câbles précontraintes pour la superstructure en béton précontraint ;
- 95Kg d'acier passif pour la superstructure en béton précontraint ;
- 200Kg pour les piliers poteaux ;
- 60Kg pour les culées mur de soutènement ;

- 100Kg pour les semelles ;
- 80Kg pour les pieux.

-

c. Masses volumiques

- Masses volumique du revêtement de tablier	2,2 T/m ³
(Poids surfacique : 0,25 T/m ²)	
- Masse volumique du béton armé et précontraint	2,5T/m ³
- Masse volumique de l'acier	7,85T/m ³
- Masse au mètre linéaire du garde-corps	0,6T/ml

d. Surcharges d'exploitations

Les charges d'exploitation équivalentes au système de surcharge Bc30 sont considérées comme uniformément réparties :

- Transmises par les piliers :
 - dus aux camions :
 - $q_{1eqc} = 1,76\text{T/ml}$ pour une longueur surchargée $\lambda \geq 30\text{m}$
 - $q_{1eqc} = 2,13\text{ T/ml}$ pour une longueur surchargée $\lambda < 30\text{m}$
 - dus aux piétons :
 - $q_{1eqp} = 0,45\text{ T/m}^2$
- Transmis par les culées :
 - dus aux camions :
 - $q_{1eqc} = 4,10\text{ T/ml}$ pour une travée de 12m
 - $q_{1eqc} = 3,18\text{ T/ml}$ pour une travée de 18m
 - $q_{1eqc} = 2,75\text{ T/ml}$ pour une travée de 24m
 - $q_{1eqc} = 2,44\text{ T/ml}$ pour une travée de 33m
 - dus aux piétons :
 - $q_{1eqc} = 0,45\text{ T/m}^2$

e. Coefficients de sécurité pour les conditions de travail des pieux

- Pour les pieux sous culées, le coefficient de sécurité $\gamma_{pc} = 1,6$
- Pour les peux sous pilier, le coefficient de sécurité $\gamma_{pp} = 1,4$

f. Combinaison d'actions

La combinaison d'actions considérée est celle du BAEL :

$$G_T = 1,35G_{\max} + 1,5Q$$

Où G_{\max} : Charge permanente

Q : Charges d'exploitation

g. Capacité portante de pieu

On fixe la capacité portante moyenne d'un pieu, de diamètre 800 à :

$$C_p = 250 \text{ [T]} \text{ pour la comparaison des variantes.}$$

II.2.2. Etude des variantes

a. Variante n°01

La longueur de travée de calcul l et de travée totale l_t sont données par les relations empiriques suivantes :

$$l = 1,05l_0 + 0,6$$

$$l_t = 1,07l_0 + 0,65$$

où l_0 désigne la portée libre au nu des appuis

avec $l_0 = 22\text{m}$

$$\text{D'où, on a } l = 23,7\text{m}$$

$$l_t = 24\text{m}$$

a.1. Détermination de la quantité des matériaux

a.1.1. Superstructure

On a deux travées indépendantes de 23,7m de portée. L'Abaque dans le CPC donne le volume du béton par unité de surface pour un gabarit égal à G7 +2 x0,75.

$$V = 0,37 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Pour toute la superstructure , on a :

$$V = 0,37 \times S_{\text{parapet}} \times l_0 \times n_{\text{travée}}$$

$$V = 138,38\text{m}^3 \text{ arrondi à } 139\text{m}^3$$

Pour les aciers d'armature, on a les valeurs suivantes :

$$M = 139 \times 250$$

$$\text{D'où } M = 34,750\text{Kg}$$

a.1.2. Culées coulées sur place

On adopte les culées renversées en forme de mur de soutènement pour soutenir aussi les remblais d'ouvrage. Le volume du béton correspondant au gabarit G7 + 2 x 0,75 est fonction de la hauteur H_c de la culée.

$$H_c = 848,39 - 843 + 0,50$$

$$H_c = 5,89\text{m}$$

$B = 8,5\text{m}$ largeur du pont entre les parapets égal à la longueur de la culée

L'Abaque (Cours Pont à l'ESPA) nous donne :

$$V_c = 2,4 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Pour les deux culées, le volume total du béton est :

$$V = V_C \times H_C \times B \times 2$$

$$\text{D'où } V = 241 \text{ m}^3$$

Et la masse d'armatures nécessaires est :

$$M = 241 \times 60 \quad \text{D'où On a } M = 14.460 \text{ Kg}$$

a.1.3. Pilier massif

La hauteur de la pile est :

$$H_P = \text{CSP} - \text{TN} + H_{\text{ancrage}}$$

$$\text{D'où on a : } H_P = 4,80\text{m}$$

L'abaque (Cours Pont à l'ESPA) nous donne que pour G7 + 2 x 0,75 le volume total du béton :

$$V = 25 \text{ m}^3$$

$$\text{Et la masse des aciers d'armatures est } M = 25 \times 200$$

$$\text{D'où, on obtient : } M = 5.000 \text{ Kg.}$$

a.1.4. Semelle sous la pile intermédiaire

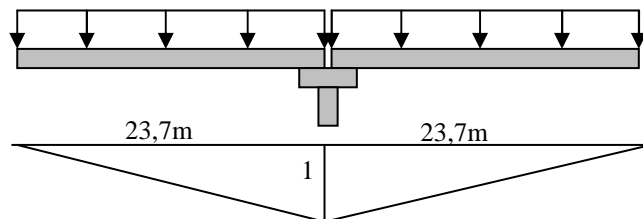


Figure n°15 : Ligne d'influence de la réaction d'appui

Il est nécessaire de connaître le nombre de pieux sous la semelle afin de donner les dimensions nécessaires à la semelle.

Descente de charge :

- Charges permanentes :

- Revêtements :	$0,25 \times \frac{23,7}{2} \times 2 \times 8,5 \times 1,35$	67,99T
-----------------	--------------------------------------------------------------	--------

- Poutres principales :	$139 \times \frac{1}{2} \times 2,5 \times 1,35$	243,46T
-------------------------	-------------------------------------------------	---------

- Pilier	$: 25 \times 2,5 \times 1,35$	<u>84,38T</u>
----------	-------------------------------	---------------

Total des charges permanentes :		386,83T
---------------------------------	--	---------

- Charges d'exploitation :

- Camion B _C	$: 2,13 \times 23,7 \times 15$	75,72
-------------------------	--------------------------------	-------

- Piétons	$0,45 \times (0,75 \times 2) \times 23,7 \times 1,5$	<u>24,00</u>
-----------	------------------------------------------------------	--------------

Total des charges d'exploitation 99,72 [T]

Alors la charge totale arrivant sous le pilier est égale à $C_T = 486,54 \text{ T}$

Et le nombre total des pieux est déterminé par la formule suivante :

$$n_p = \frac{C_T}{C_p} \gamma_{pp}$$

D'où on a : $n_p = 3$

Notons que la longueur, la largeur et la hauteur de la semelle dépend du diamètre et du nombre de pieux.

- Entraxe des deux files de pieux : $l_p \geq 2,5\phi$

Soit $l_p \geq 2,00\text{m}$

- Largeur de la semelle : $l \geq 5\phi$

Soit $l \geq 4,00\text{m}$, prenons $l = 4,50\text{m}$

- Longueur de la semelle

$L = 4,50\text{m}$

- Epaisseur de la semelle $h_c \geq 1,2\phi$

Soit $h_c \geq 0,96\text{m}$, prenons $h_c = 1,10\text{m}$

Donc le volume total du béton pour la semelle sous la pile intermédiaire est égale à :

$$V = 4,50 \times 4,50 \times 1,10$$

D'où, on a : $V = 22,28 \text{ m}^3$

La masse d'acier pour la semelle est :

$$M = 100 \times 22,28$$

Ainsi, $M = 2228 \text{ Kg}$

a.1.5. Pieux

- Pieux sous pilier

Compte tenu du volume du béton constituant la semelle, la charge total trouvée dans le paragraphe précédent devient :

$$G_T = 486,54 + 22,28 \times 2,5 \times 1,35$$

$$G_T = 561,74 \text{ [T]}$$

Donc le nombre total des pieux sous pilier est :

$$n_p = \frac{561,74}{250} \times 1,4 = 3,15$$

D'où $n_p = 4$ pieux

Et la longueur d'ancrage de ces pieux est égal à 13,00m. Ils sont ancrés dans le substratum.

- Pieux sous-culée

La ligne d'influence la plus défavorable se trouve au niveau de l'appuis.

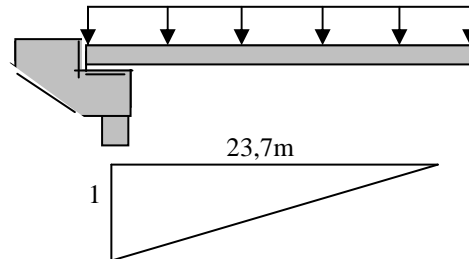


Figure n°16 : Ligne d'influence de la réaction d'appui (culée)

Le principe de descente de charge est le même qu'au paragraphe précédent.

Descente de charge :

- Charges permanentes :

- Revêtement :	$0,25 \times \frac{23,7}{2} \times 8,5 \times 1,35$	34T
- Poutre principale :	$\frac{139}{2} \times \frac{1}{2} \times 2,5 \times 1,35$	117,28T
- Culée :	$\frac{241}{2} \times 2,5 \times 1,35$	<u>406,69T</u>

Charges permanentes totales 557,97 [T]

- Charges d'exploitations :

- Camion	$2,75 \times \frac{23,7}{2} \times 1,5$	48,88T
- Piétons	$0,45 \times \frac{23,7}{2} \times (0,75 \times 2) \times 1,5$	<u>12,00T</u>

Charges d'exploitation totales 60,88 [T]

La charge totale arrivant sous la semelle de la culée est donc :

$$G_T = 557,97 + 60,88$$

Donc, $G_T = 618,85$ [T]

Le nombre des pieux sous culée est donné par la formule suivante :

$$n_{PC} = \frac{G_T}{C_P} \times \gamma_{PC}$$

Soit $n_{PC} = 3,96$

Prenons $n_{PC} = 4$

Pour les deux culées, le nombre total des pieux est égal à huit (8). Et la longueur d'ancrage de pieux est égale à 13,00m.

- Volume du béton et masse d'aciers d'armature

Le volume total du béton constituant ces pieux est égal à :

$$V = \frac{\pi \times 0,8^2}{4} \times 13 \times 4 \times 3$$

D'où On a $V_P = 78,41m^3$ arrondi à $79m^3$

Et la masse d'aciers d'armature pour les pieux est

$M = 79 \times 80$

Ainsi : $M = 6.273Kg$

a.2. Estimation du coût de la variante n°01

On affecte aux quantités de matériaux trouvées avant un prix unitaire pour l'estimation du coût total de l'ouvrage.

Tableau n°45 : Coût de la variante n°01

Désignation	Unité	Quantité	PU	Montant (Fmg)
<u>SUPERSTRUCTURE</u>				
Béton Q400	m ³	139	1.500.000	208.500.000
Acier ordinaire (HA)	Kg	34.750	10.500	364.875.000
<u>CULEES MUR DE SOUTÈNEMENT</u>				
Béton Q350	m ³	241	1.350.000	325.350.000
Acier ordinaire (HA)	Kg	14.460	10.500	151.830.000
<u>PILIER INTERMEDIAIRE</u>				
Béton Q350	m ³	25	1.350.000	33.750.00
Acier ordinaire (HA)	Kg	5.000	10.500	52.500.000
<u>SEMELLE SOUS PILIER</u>				
Béton Q350	m ³	23	1.350.000	31.050.000
Acier ordinaire (HA)	Kg	2228	10.500	23.394.000
<u>PIEUX</u>				
Béton Q _F 400	m ³	79	1.350.000	106.650.000
Acier ordinaire (HA)	Kg	6273	10.500	65.866.500
Forage	MI	156	1.850.000	288.600.000
TOTAL				1.651.393.500

b. Variante n°02

Cette variante propose un pont à une seule travée indépendante en béton précontraint ayant une longueur de 48m.

b.1. Détermination de la quantité des matériaux

Les calculs dans cette partie sont analogues au paragraphe précédent.

b.1.1. Superstructure

On gardera toujours le nombre de poutres principales par travée. Pour un gabarit G7+2x0,75, le volume du béton par unité de surface suivant l'Abaque dans le CPC nous donne :

$$V = 0,52 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Pour la superstructure toute entière, on a :

$$V = 0,52 \times (7 + 2 \times 0,75) \times 46,8 \quad \text{Soit } V = 206,86 \text{ m}^3 \text{ arrondi à } 207\text{m}^3$$

Pour les armatures, on utilise deux types : l'acier ordinaire et le câble précontraint. La masse d'armature nécessaire est :

- Armature de précontrainte :

$$M_1 = 207 \times 100$$

$$\text{Soit } M_1 = 20.700 \text{ Kg}$$

- Armature passive :

$$M_2 = 207 \times 95 \quad \text{Soit } M_2 = 19.665 \text{ Kg}$$

b.1.2. Culées

On a la même quantité de matériaux que dans la variante n°01 en exécutant le même type de culée.

$$\text{Ainsi, le volume du béton} \quad V = 241 \text{ m}^3$$

$$\text{Et la masse d'armature} \quad M = 14.460 \text{ Kg}$$

b.1.3. Pieux

- Descente des charges permanentes

La descente de charges se fait en utilisant la ligne d'influence de la réaction au niveau de l'appui (culée).

$$G_{\max} = G_1 + G_2$$

G_1 : Charge permanente due à la superstructure (Revêtement + Poutre)

G_2 : Charge permanente due au poids de la culée et de la semelle

$$G_1 = G_r + G_p$$

Où $-G_r = 0,25 \times \frac{46,8}{2} \times 8,5$

$$G_r = 49,725 \text{ T}$$

$$-G_p = \frac{207}{2} \times 2,5$$

$$G_p = 258,75 \text{ T}$$

D'où $G_1 = 308,475 \text{ [T]}$

Et $G_2 = \frac{241}{2} \times 2,5$

$$G_2 = 301,25 \text{ T}$$

Ainsi $G_{\max} = 609,725 \text{ [T]}$

- Descente des charges d'exploitation

$$Q_1 = Q_{1C} + Q_{1P}$$

Où Q_{1C} : charge d'exploitation due au camion type

Q_{1P} : Surcharge due aux piétons

Avec $Q_{1C} = 2,44 \times \frac{47,73}{2}$

$$Q_{1C} = 58,23 \text{ [T]}$$

Et $Q_{1P} = 0,45 \times \frac{47,73}{2}$

$$Q_{1P} = 16,11 \text{ [T]}$$

Ainsi $Q_1 = 74,34 \text{ [T]}$

La charge totale sous la semelle de la culée est donc égal à :

$$G_T = 1,35G_{\max} + 1,5 Q_1$$

D'où $G_T = 934,64 \text{ [T]}$

Le nombre total de pieux sous culée est donnée par la formule

$$n_{pc} = \frac{G_T}{n_p} \gamma_{PC}$$

D'où, $n_{PC} = 5,98$

Prenons $n_{PC} = 6$

- Volume des pieux

Pour le pieu $\phi 80$, le volume total de pieu utilisé est égal à

$$V = 105 \text{ M}^3$$

Et la masse d'armature correspond est : $M = 8.364 \text{ Kg}$.

b.2. Estimation du coût de la variante n°02

Tableau n°85: Coût de la variante n°02

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU [Fmg]	MONTANT [Fmg]
<u>SUPERSTRUCTURE</u>				
Béton Q 400	M ³	207	1 500 000	310 500 000
Câbles précontraints	KG	20 700	21 600	447 120 000
Acier ordinaire (HA)	KG	19 665	10 500	206 482 500
Ancrage	U	36	3 089 600	111 225 600
Mise en place des poutres préfabriquées	U	4	10 000 000	40 000 000
<u>CULEE - MUR DE SOUTÈNEMENT</u>				
Béton Q 350	M ³	241	1 350 000	325 350 000
Acier ordinaire (HA)	KG	14 460	10 500	151 830 000
<u>PIEUX</u>				
Béton Q _F 400	M ³	105	1 350 000	141.750.000
Acier ordinaire (HA)	KG	8.364	10 500	87.822.000
Forage	ML	208	1 850 000	384.800.000
TOTAL				2.206.880.000

c. Variante n° 03

On est en présence d'un pont console en béton précontraint en une seule travée.

Les longueurs de travée de calcul ℓ et de travée total ℓ_T sont obtenues à partir de la relation entre la largeur de la console et la portée intermédiaire de travée

La longueur de la console $\ell_C = 7$ m

La portée de la travée intermédiaire $\ell_{Tr} = 34$ m

Donc la portée du pont est égal à $l = 48$ m

c.1. Détermination de la quantité des matériaux

c.1.1. Superstructure

Le nombre des poutres sous chaussée est toujours égal à 4 , et le gabarit de la superstructure reste G7 + 2x0,75.

Le ratio en béton de la superstructure suivant l'Abaque (Cours Pont à l'ESPA) est égal à :

$$V = 0,57 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Pour toute la superstructure :

$$V = 0,57 \times 48 \times 8,5$$

$$\text{d'où } V = 232,56 \text{ m}^3 \text{ arrondi à } 233 \text{ m}^3$$

Et la masse des aciers pour la superstructure :

- Acier ordinaire (H.A.)

$$M_o = 233 \times 25$$

$$\text{Soit } M_o = 22.135 \text{ Kg}$$

- Acier de précontrainte

$$M_p = 233 \times 100$$

$$\text{Soit } M_p = 23.300 \text{ Kg}$$

c.1.2. Pilier intermédiaire

On adopte le modèle de pilier comme celui trouvé dans la variante n°01 pour les deux piliers intermédiaires.

Alors le volume du béton nécessaire pour les deux piles est :

$$V = 25 \times 2$$

$$\text{Soit } V = 50\text{m}^3$$

Et la masse d'aciers d'armature est égale à : $M = 10.000 \text{ Kg}$

c.1.3. Semelles sous piliers intermédiaires

Les dimensions de la semelle de répartition sont :

- Longueur L de la semelle :

$$L \geq l_p + 2\phi$$

Où $l_p \geq 2,5\phi$ l'entraxe de deux files de pieux

Soit $l_p \geq 2,00\text{m}$ prenons $l_p = 2,50\text{m}$

Donc $L \geq 4,10\text{m}$

- Largeur I de la semelle

$$4,5\phi \leq I \leq 5\phi$$

$$3,6\text{m} \leq I \leq 4,0\text{m}$$

Prenons $I = 4,00\text{m}$

- Epaisseur h :

$$h \geq 0,5 \left(l_p - \frac{\phi}{2} \right) + d \quad (\text{condition de rigidité})$$

où $d = 0,08\text{m}$: enrobage

Soit $h \geq 1,13\text{m}$, prenons $h = 1,20\text{m}$

Le volume du béton pour les deux semelles est égal à :

$$V = (4,50 \times 4,00 \times 1,20) \times 2$$

$$\text{Ainsi : } V = 44\text{m}^3$$

Et la masse d'aciers d'armature correspondante est :

$$M = 44 \times 100$$

$$\text{Donc } M = 4.400 \text{ Kg}$$

c.1.4. Culées

Dans le cas d'un pont console, les culées jouent uniquement le rôle de mur de soutènement qui est assis sur le sol naturel. Prenons alors le même type de culée que celui de la variante n°01 et n°02.

Alors le volume du béton $V = 241 \text{ m}^3$

Et la masse d'acier d'armature $M = 14.460 \text{ Kg}$

c.1.5. Pieux

- Pieux sous pilier :

On va commencer par la descente de charge :

- Charges permanentes :

Revêtement	58,81 [T]
Poutres principales	335,81 [T]
Pilier	84,38 [T]
Semelle	<u>74,25 [T]</u>
	553,25 [T]

- Charges d'exploitations

Camion	54,12T
Piétons	<u>20,76T</u>
	74,88 [T]

La somme des charges totales sous pilier est donc :

$$G_T = 628,13 \text{ [T]}$$

Le nombre de pieux sous le pilier est donnée par la formule suivante :

$$n_{PP} = \frac{G_T}{C_{PP}} \gamma_{PP}$$
$$n_{PP} = \frac{628,13}{250} \times 1,4$$

Soit $n_{PP} = 3,52$, prenons $n_{PP} = 4$ pieux

Et la longueur d'ancrage moyenne des pieux est de 13,00m.

- Pieux sous-culée

Le poids propre de la culée et de la semelle est égal à :

$$G = \frac{241}{2} \times 2,5 \times 1,35$$

$$\text{D'où } G = 407 \text{ [T]}$$

Alors le nombre de pieux capable de supporter cette charge est égal à :

$$n = \frac{407}{250} \times 1,6$$

Soit $n = 2,6$

prenons $n = 3$

- Quantité totale des matériaux pour les pieux

- Volume du béton :

$$V = \frac{\pi}{4} \times 0,8^2 \times (8+6) \times 13$$

Soit $V = 91,48 \text{ m}^3$, prenons 92 m^3

- Masse d'acier d'armature :

$$M = 92 \times 80$$

D'où $M = 7319 \text{ Kg}$

c.2. Estimation du coût de la variante n°3

Tableau n°47 : Coût de la variante n°3

Désignation	Unité	Quantité	PU [Fmg]	Montant [Fmg]
SUPERSTRUCTURE :				
Béton Q400	m ³	233	1.500.000	349.500.000
Acier de précontrainte	Kg	23.300	21.600	503.280.000
Acier armature (HA)	Kg	22.135	10.500	232.417.500
Ancrage	U	12	3.089.600	37.075.200
CULEE MUR DE SOUTÈNEMENT				
Béton Q350	m ³	241	1.350.000	325.350.000
Acier ordinaire (HA)	Kg	14.460	10.500	151.830.000
PILIER				
Béton Q350	m ³	50	1.350.000	67.500.000
Acier ordinaire (HA)	Kg	10.000	10.500	105.000.000
SEMELLE				
Béton Q350	m ³	44	1.350.000	59.400.000
Acier ordinaire (HA)	Kg	4.400	10.500	46.200.000
PIEUX				
Béton Q _F 400	m ³	92	1.350.000	124.200.000
Acier ordinaire (HA)	Kg	7.319	10.500	76.849.500
Forage	Ml	182	1.850.000	336.700.000
TOTAL				2.415.302.200

II.2.3. Synthèse de variante

Du point de vue « exécution de l'ouvrage », la mise en œuvre du béton armé est facile par rapport à celle du béton précontraint. D'ailleurs c'est le cas courant à Madagascar.

Le pont en béton précontraint nécessite beaucoup de matériels et exige une technique adéquate surtout lors de la mise en tension des câbles. Il demande aussi beaucoup de temps.

En outre, le pont console nécessite deux piles intermédiaires qui risquent de perturber l'écoulement des eaux. En effet, la section de la rivière au droit de l'ouvrage se rétrécit.

La comparaison des variantes se manifeste aussi sur le coût.

Tableau n°48 : Récapitulation des coûts de variantes

VARIANTES	1	2	3
Montant [Fmg]	1.651.393.500	2.206.880.100	2.415.302.200

En résumé, la variante n°01 prend l'avantage au niveau du coût et de la technique d'exécution par rapport aux deux autres variantes.

CHAPITRE II : SOLLICITATIONS DE LA VARIANTE PRINCIPALE

I. Prédimensionnement

I.1. Superstructure

La superstructure est constituée par :

- de la dalle en béton armé coulé sur place qui recouvre l'ossature ;
- des poutres principales sous chaussées en béton armé de section en T.

Elles constituent l'élément support de la superstructure.

- des entretoises en béton armé coulé sur place qui jouent des rôles mécaniques :
 - solidariser les poutres ;
 - éviter le déversement de l'âme
 - diminuer la dimension de la dalle
- des trottoirs servant de :
 - passage des piétons ;
 - élément de support des gardes corps.

I.1.1. Dalle de tablier

La dalle de tablier est en béton armé coulé sur place ; son épaisseur est limitée par la limite de poinçonnement :

$$15\text{cm} < e_{\text{dalle}} < 23\text{cm}$$

Prenons $e_{\text{dalle}} = 20\text{cm}$

I.1.2 Poutre principale

On a 4 poutres principales sous chaussée en béton armé.

D'après la règle de béton armé aux états limites, nous allons prédimensionner la poutre à partir des relations suivantes :

a. Hauteur de la poutre principale : h_t

La hauteur de la poutre est limitée par les deux bornes :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{11}$$

Soit $1,47\text{m} \leq h_t \leq 2,2\text{m}$ Alors prenons $h_t = 1,50\text{m}$

b. Largeur de la table de compression : b

En réalité $b \leq l_i$ et $b \geq 0,6h_t$ à $0,7h_t$

Où l_i : entraxe de deux poutres $l_i = 2,12^5 \text{ m}$

Prenons $b = 1.60\text{m}$

c. Epaisseur de la dalle : h_0

Elle est déterminée par la condition de non - poinçonnement :

$$15\text{cm} \leq h_0 \leq 23\text{cm}$$

Prenons $h_0 = 20\text{cm}$

d. Epaisseur de l'âme : b_0

L'épaisseur de l'âme dépend de la hauteur de la poutre principale :

$$0,3h_t \leq b_0 \leq 0,4h_t$$

Soit $45\text{cm} \leq b_0 \leq 60\text{cm}$

Prenons $b_0 = 50\text{cm}$

I.1.3 Trottoirs

Les trottoirs ont une largeur de 75cm et 15cm d'épaisseur. Ils servent comme support de garde corps métallique de 98cm de hauteur.

I.1.4. Entretoise

Généralement, l'épaisseur de l'entretoise est défini par :

$$25\text{cm} \leq e_e \leq 35\text{cm}$$

Prenons $e_e = 25\text{cm}$

Son hauteur est égale à 1,00m

Et l'entraxe des entretoises est obtenu par :

$$3h_t \leq d_e \leq 5,5h_t$$

Soit $4,5\text{m} \leq d_e \leq 8,25\text{m}$

Prenons $d_e = 7,90\text{m}$ c'est à dire on a quatre (04) entretoises (deux

entretoises d'about, et deux entretoises intermédiaires) sur chaque travée.

I.1.5. Gargouille

Les gargouilles servent à évacuer l'eau sur le tablier. On utilise des tubes en acier galvanisé $\phi 50$. Et on les place tous les 2m selon le climat de la région.

I.2. Infrastructures

I.2.1. Appareil d'appuis

On choisit l'appareil d'appuis de type standard en élastomère fretté de dimension $a \times b \times T$.

I.2.2. Culée

Nous prenons la culée type mur de soutènement reposant sur pieux en béton armé de diamètre 800, par l'intermédiaire de la semelle de liaison.

a. Mur de soutènement

L'épaisseur du mur de soutènement est comprise entre :

$$0,4 h_t \leq E \leq 0,5 h_t$$

Soit $0,60\text{m} \leq E \leq 0,75\text{m}$

Prenons $E = 0,60\text{m}$

b. Mur garde grève

- L'épaisseur du mur est définie par :

$$20\text{cm} \leq e_g \leq 30\text{cm}$$

Prenons $e_g = 30\text{cm}$

- Son hauteur :

$$h_g = h_t + \text{épaisseur de l'appareil d'appuis}$$

Prenons comme épaisseur de l'appareil d'appuis : 50 mm

On a $h_g = 1,55\text{m}$

c. Mur en retour

Dans le cas courant , on prend :

- Epaisseur : $e_r = \frac{l_r + 2}{20}$

Avec $l_r = 4.50\text{m}$: la longueur du mur

On obtient $e_r = 22,6 \text{ cm}$

Et la hauteur du mur en retour :

$$h_r = h_g + h_c$$

Alors on admet les dimensions suivantes pour les murs en retour :

$$l_r = 4,50\text{m} \qquad h_r = 2,70\text{m} \qquad e_r = 25\text{cm}$$

d. Joint

L'écartement de joint doit être supérieur ou égale à 1cm.

Prenons $d = 2\text{cm}$

e. Sommier

- Longueur du sommier L_{so}

L_{so} : Largeur du tablier

Soit $L_{so} = 8,50\text{m}$

- Largeur du sommier I_{so} :

$$I_{so} \geq d + c + \frac{E}{2} + e_g$$

Où $C = 50\text{cm}$ la longueur d'about de la poutre.

Soit $I_{so} \geq 1,12\text{m}$

Prenons $I_{so} = 120\text{cm}$

- Hauteur de la cheville H_{so}

$H_{so} \geq 60\text{cm}$

Prenons $H_{so} = 100\text{cm}$

f. Semelle de fondation

On admet les dimensions suivantes pour la semelle :

- Longueur de la semelle : L_s

$$L_s \geq L_c + 2E$$

Soit $L_s \geq 9,70\text{m}$

Prenons $L_s = 9,70\text{m}$

- Largeur de la semelle : I_s

$$4,5\phi \leq I_s \leq 5\phi$$

où ϕ : le diamètre d'un pieu $\phi = 80\text{cm}$

soit $3,60\text{m} \leq I_s \leq 4,00\text{m}$

Alors, prenons $I_s = 4,00\text{m}$

- Hauteur de la semelle : H_s

$$H_s \geq 0,5 \left(I_p + \frac{E}{2} \right)$$

Où $I_p \geq 2,5\phi$: distance entre deux files de pieux

Soit $I_p \geq 2,00\text{m}$

D'où $H_s \geq 1,20\text{m}$

Prenons $H_s = 1,20\text{m}$

I.2.3. Pile intermédiaire

Nous avons opté une pile type marteau constitué par un fût en béton armé pour les raisons suivantes :

- Il est plus économique car il consomme moins de matériaux ;
- Les charges arrivant au niveau de la semelle sont centrées.

a. Chevêtre

Le chevêtre est supposé comme des poutres en consoles par rapport au fût. Il a les dimensions suivantes :

- Hauteur : $h_{pc} = 1,40\text{m}$
- Largeur : $l_{pc} = 2,00\text{m}$
- Longueur : $L_{pc} = 8,50\text{m}$
-

b. Fût circulaire

On prend comme diamètre extérieur du fût $\phi_{extt} = 2,00\text{m}$ et diamètre intérieur $\phi_{int} = 1,20\text{m}$.

c. Semelle de répartition

- Largeur : $l_{ps} = 4,00\text{m}$
- Longueur : $L_{ps} = 6,40\text{m}$ compte tenu des distances entre nus de pieux et le débord de la semelle.
- Hauteur : $H_{ps} = 1,20\text{m}$

II. Hypothèses de calcul

II.1. Règles de calcul

R₁ : Pour le calcul des ouvrages en béton armé, nous allons utiliser la règle de calcul et conception : BAEL 91.

R₂ : Pour le système de surcharge appliqué sur le pont, nous adoptons le système de surcharge B et A(l), et les surcharges de trottoirs.

R₃ : Les actions mises en jeu sont en général :

- Action permanente G : les poids propres des éléments du pont
- Action variable : surcharges d'exploitation et les charges climatiques.

II.2. Surcharges considérées

En dehors de charges permanentes, on tiendra compte les surcharges d'exploitation.

II.2.1. Système de surcharge A(l) : Article 2.1. Fascicule 61A.

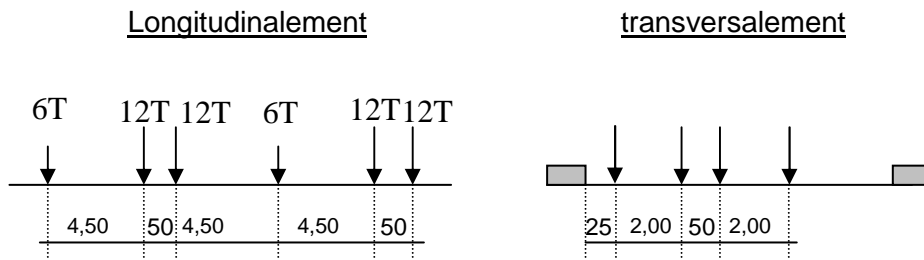
La chaussée supporte une charge uniforme A(l) exprimée en Kg/m² du tablier en fonction de la longueur de calcul l.

$$A(l) = 350 + \frac{320.10^6}{l^3 + 60l^2 + 225.000}$$

Il n'est pas à être affecté du coefficient de majoration dynamique.

II.2.2. Système de surcharge B_C : Article 3.1. Fascicule 6.1.A.

Les charges indiquées s'étendent par essieu et chaque essieu est muni de roues simples.

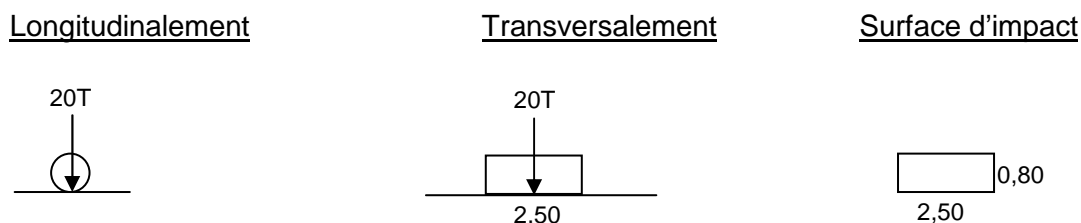


- La surface d'impact d'une roue avant est : 0,20 x 0,20m² ;
- La surface d'impact d'une roue arrière est : 0,25 x 0,25m².

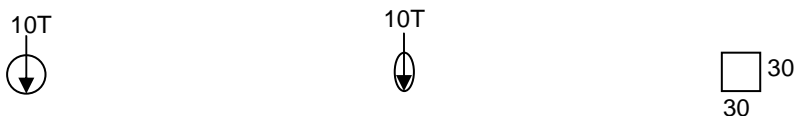
On disposera sur la chaussée au plus autant de files ou convoi de camion que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on les placera toujours dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré. Mais une voie de circulation comporte au plus deux camions types.

II.2.3. Système de surcharge B_e

L'essieu isolé qui constitue le système B_e est assimilé à un rouleau. Le rectangle d'impact de l'essieu B_e disposé perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée pourra être placé n'importe où à la surface de cette dernière.



II.2.4. Système de surcharge B_r



La surface d'impact pourra être disposée n'importe où sur la chaussée.

Notons que les surcharges B sont à affecter du CMD (Coefficient de majoration dynamique). Ce coefficient est le même pour les trois systèmes de surcharge B.

II.2.5 Surcharge de trottoir : Article 7.1. Fascicule 61.A

Les surcharges de trottoir n'ont pas à être affectées du CMD.

- Pour le calcul des poutres, on considérera la surcharge générale :

$$q = 0,15T/m^2 \text{ sur les trottoirs}$$

- Pour le calcul du tablier, on considérera la surcharge locale $q = 0,45 T/m^2$

et une roue isolée de 3T sur les trottoirs en bordure de la chaussée avec une surface d'impact $0,20 \times 0,20 m^2$. On la disposera dans la position la plus défavorable.

On retiendra la plus défavorable entre ces deux charges.

II.2.6. Force de freinage et pression du vent

Pour le calcul de stabilité de l'ouvrage, il y aura lieu de tenir compte des efforts de freinage et de la pression du vent.

- L'effort de freinage correspondant à la charge A(l) est égal au 1/20 de sa valeur : Art. 4-2 Fascicule 61.A ;

Pour le système de surcharge B_C, la force de freinage d'un essieu est égal au poids de cet essieu.

- La pression du vent est égal à $V_0 = 0,4T/m^2$

II.3. Combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul sont déterminées soit par la méthode de la RDM, soit par les méthodes spécifiques en BAEL. Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- à l'état limite ultime de résistance et de stabilité de forme (ELUR) :

$$1,35G_{\max} + 1,5Q$$

- à l'état limite de service : ELS

$$G_{\max} + Q$$

II.4. Béton

Le béton sera confectionné avec du ciment CPA 45.

Tableau n°49 : Résistances caractéristiques à priori du béton

Dosage	F_{c28} [MPa]	F_{t28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	σ_b [MPa]	E_{ci} [MPa]	E_{vj} [MPa]
350	20	1,80	11,3	12	29.860	10.040
400	25	2,10	14,2	15	32.160	10.620

Où f_{t28} : Résistance à la traction à 28 jours.
 f_{c28} : Résistance à la compression à 28 jours
 f_{bu} : Contrainte de déformation du béton
 σ_b : Contrainte limite de compression du béton (ELS)
 E_{ij} , E_{vj} : Module de déformation longitudinal à courte durée et à longue durée
 Coefficient de sécurité du béton

- 1,5 en général
- 1 en combinaison accidentelle

II.5. Acier

On utilise des barres à haute adhérence FeE400.

Les caractéristiques de l'acier sont :

$f_e = 400\text{MPa}$: Contrainte élastique de base

$E_s = 200.000\text{MPa}$: Module de déformation

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{ MPa}$: Contrainte de traction

$\bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}$: Contrainte limite d'ouverture des fissures (ELS)

coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ en général .

$\gamma_s = 1$: dans le cas accidentel

II.6. Coefficient de majoration dynamique

Il y a lieu de prendre en considération le fait que les surcharges étant appliquées rapidement. Les efforts sont plus grands que si ces surcharges étaient appliquées lentement. On tient compte de ces phénomènes en multipliant les charges indiquées par un coefficient supérieur à 1 appelé « coefficient de majoration dynamique ».

Il est donné par la formule empirique suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4P}{S}}$$

où L : la largeur de l'élément considéré en [m]

P : La charge permanente en [T]

S : La surcharge maximale en [T]

III. Sollicitation de calcul des éléments de l'ouvrage

III.1. Dalle de compression

III.1.1. Dalle dans la partie centrale

Ces dalles s'appuient sur ses quatre cotés et leurs dimensions en plan sont :

- longueur : $l_a = 7,90 - 0,25$

$$l_a = 7,65\text{m}$$

- largeur : $l_b = 1,625\text{m}$

$$\text{Alors } \frac{l_a}{l_b} = 4,71 > 2$$

Donc la dalle porte suivant sa largeur. Elle est considérée comme une poutre hyperstatique en une travée.

a. Charge permanente (par ml de la longueur du pont)

- Revêtement $0,25 \times 1 = 0,25\text{T/ml}$

- Hourdis $0,20 \times 2,5 \times 1 = 0,50\text{T/ml}$

Total $0,75\text{T/ml}$

b. Coefficient de majoration dynamique

Avec $L = l_b = 1,625\text{m}$

$$P = g_h \times l_b = 1,219 \text{ [T]}$$

$$S = 12 \text{ [T]}$$

On obtient $\delta = 1,729$

c. Moment fléchissant

-Cas de deux roues

Les dimensions de la surface surchargée sont :

- longueur $= c + b_1$

$$= c + b_2 + 2h_r$$

- largeur $a = \sup\left(a_1 + \frac{l_b}{3}, \frac{2}{3}l_b\right)$ avec $a_1 = a_2 + 2h_r$

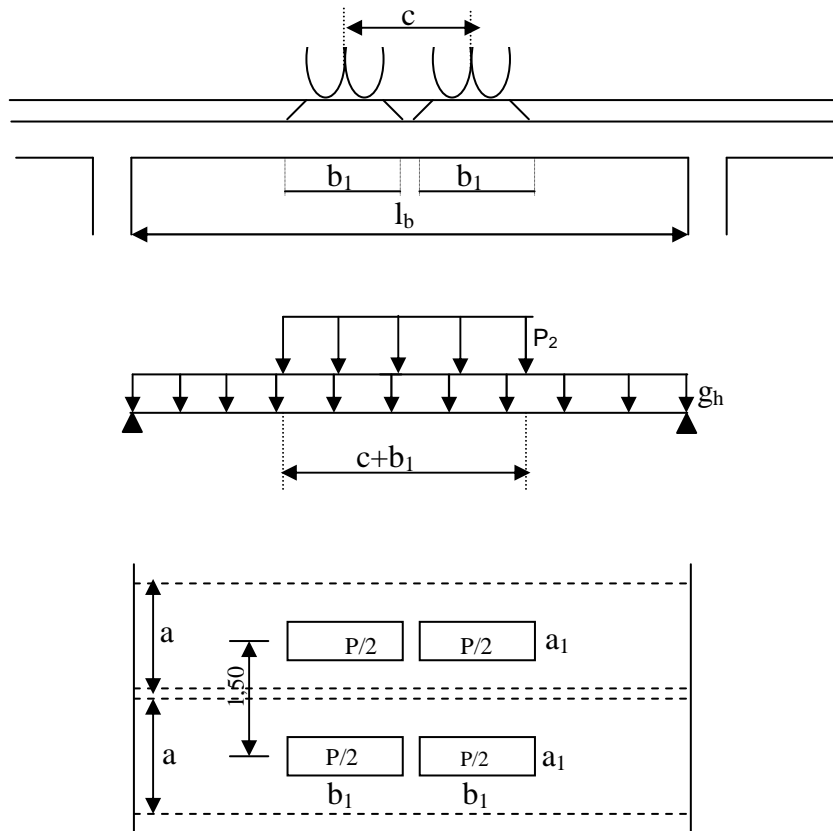


Figure n°17 : Schéma de calcul pour le cas de deux roues

Avec $a_2 = b_2 = 0,25\text{m}$

$h_r = 0,03\text{m}$

$c = 0,50\text{m}$

On obtient $c + b_1 = 0,81\text{m}$

$a = 1,083\text{m}$

Ainsi, la charge uniformément répartie p_2 due à deux roues jumelées est :

$$p_2 = \frac{P}{a(c + b_1)}$$

avec $P = 12\text{T}$

On a $p_2 = 13,68\text{T/m}^2$

Les moments au centre de la dalle considérée comme poutre reposant sur deux appuis simples sont :

- à l'ELU :

$$M_0 = 1,35 \, g_h \frac{l_b^2}{8} + 1,5 \frac{\delta_{p2}(c+b_1)}{4} \left[l_b - \frac{c+b_1}{2} \right] \quad M_0 = 9,096 \, \text{Tm/ml}$$

- à l'ELS :

$$M_0 = g_h \frac{l_b^2}{8} + \delta_{p2} \frac{(c+b_2)}{4} \left[l_b - \frac{c+b_1}{2} \right] \quad M_0 = 6,089 \, \text{Tm/ml}$$

- Cas d'une roue :

Les dimensions de la surface surchargée sont :

- longueur : $b_1 = b_2 + 2h_r$
- largeur : $a = \sup \left(a_1 + \frac{l_b}{3}, \frac{2}{3}l_b \right)$

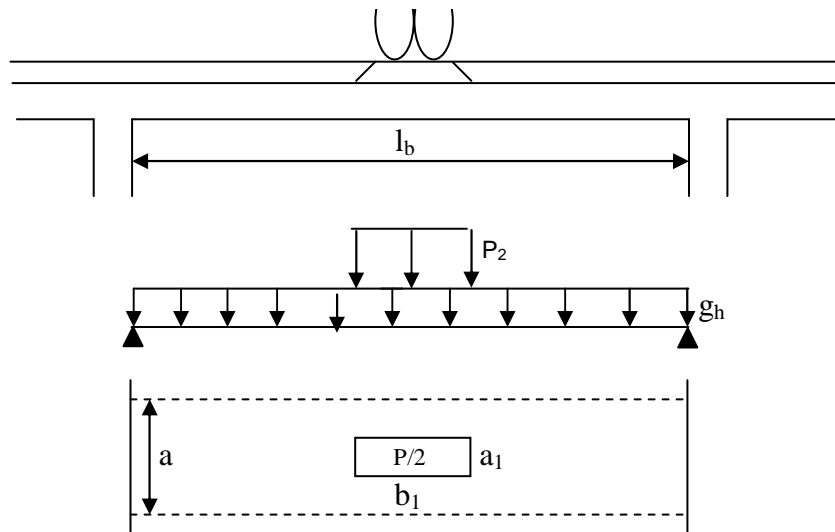


Figure n°18 : Schéma de calcul dans le cas d'une roue jumelée

On a : $b_1 = 0,31\text{m}$

$a = 1,083\text{m}$

Ainsi la charge uniformément répartie p_1 due à une roue jumelée est :

$$p_1 = \frac{P}{2b_1 a}$$

On obtient $p_1 = 17,866 \text{ T/m}^2$

Les moments au centre de la dalle considérée comme poutre reposant sur deux appuis simples sont :

- à l'ELU :

$$M_0 = 1,35g_h \frac{l_b^2}{8} + 1,5 \delta \frac{p_1 b_1}{4} \left(l_b - \frac{b_1}{2} \right)$$

$$M_0 = 5,613 \text{ Tm/ml}$$

- à l'ELS :

$$M_0 = g_h \frac{l_b^2}{8} + \delta \frac{p_1 b_1}{4} \left(l_b - \frac{b_1}{2} \right)$$

$$M_0 = 3,767 \text{ Tm/ml}$$

Pour le calcul de la résistance, on prend la plus grande valeur de M_0 entre ces deux cas. Donc, le plus défavorable correspond au chargement de la dalle par deux roues jumelées. Les valeurs retenues sont :

- à l'ELU $M_0 = 9,096 \text{ Tm/ml}$

- à l'ELS $M_0 = 6,089 \text{ Tm/ml}$

Pour avoir les valeurs des moments fléchissants dans la section médiane et sur les appuis dans la structure hyperstatique, on affecte à M_0 un coefficient multiplicateur dépendant de η' qui est fonction du rapport de la rigidité volumique et la rigidité à la torsion de la poutre.

$$\text{Avec } \eta' = 0,001 \frac{D l_b^3}{G I_r} \quad [\text{cm}^2]$$

$$D = \frac{E h_h^3}{12(1-\nu^2)} \quad [\text{Kgf.cm}]$$

$$G = 0,495 E \quad [\text{Kgf/cm}^2]$$

$$I_r = \frac{1}{3} \sum \left(\frac{a_i}{t_i} - 0,63 \right) t_i^4 \quad [\text{cm}^4]$$

Où D : la rigidité volumique de la dalle

G et E : Module d'élasticité au cisaillement et à la déformation longitudinale du béton.

ν : coefficient de poisson

I_t : Moment d'inertie de torsion de la poutre

a_i, t_i : Longueur et largeur des rectangles composants la section de la poutre.

h_h : Epaisseur de la dalle

$$\text{Avec } h_h = 0,20\text{m}$$

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

$$t_i = 0,20\text{m}$$

$$\nu = 0,2 \text{ pour le béton non fissuré}$$

$$\text{On trouve : } D = 694,44 E \quad [\text{Kgf.cm}]$$

$$I_t = 233066 \quad [\text{cm}^4]$$

$$\eta' = 25,829 \quad [\text{cm}^2]$$

Puisque $\eta' < 30$ et la dalle a une structure hyperstatique de trois travées, alors on prendra alors les valeurs suivantes :

- Moment sur les appuis extrêmes :

$$\min M_{\text{appe}} = -0,80 M_0$$

$$\max M_{\text{appe}} = 0$$

- Moment sur les appuis intermédiaire :

$$\min M_{\text{appi}} = -0,8M_0$$

$$\min M_{\text{appi}} = 0,25M_0$$

- Moment au centre de chaque travée :

$$\min M_{0,5} = -0,25M_0$$

$$\max M_{0,5} = 0,5M_0$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau n°50: Moments fléchissants par mètre linéaire suivant la longueur du pont [unité : Tm/ml]

	Appuis extrême		Appuis intermédiaire		au centre de travée	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
ELU	-7,277	-	-7,2771	2,274	-2,274	4,548
ELS	-4,871	-	-4,871	1,522	-1,522	3,045

d. Effort tranchant

On calcule les efforts tranchants dans les deux sections I - I et II - II qui limitent la position de la voûte. On considère la dalle comme une poutre hyperstatique. Pour la détermination de l'effort tranchant, on utilise la méthode de la ligne d'influence pour les charges d'exploitation.

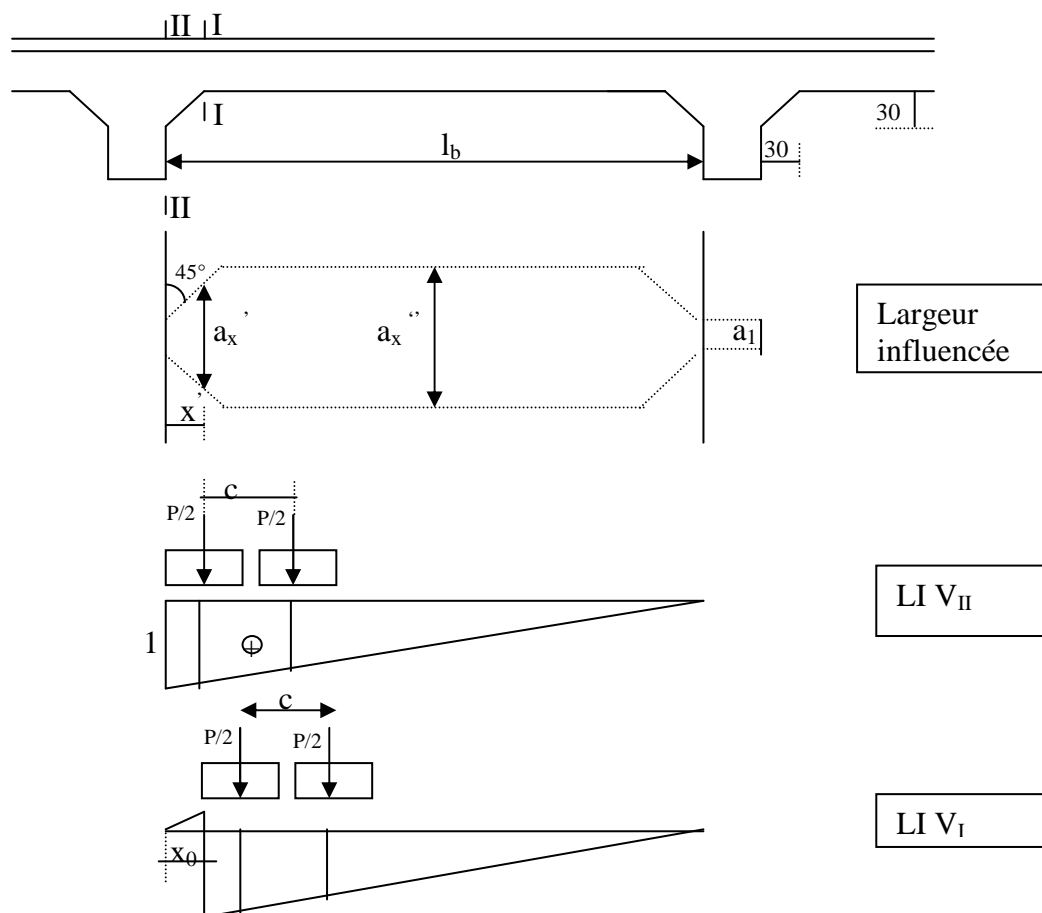


Figure n°19 : Schéma de calcul des efforts tranchants

Avec $a_1 \geq \frac{l_b}{3}$

$a_1 = 0,542\text{m}$

$a_x'' = a_1 + \frac{l_b}{3}$ (mais $\geq \frac{2}{3} l_b$)

$a_x'' = 1,083\text{m}$

$c = 0,50\text{m}$

$x' = \frac{b_1}{2} = 155\text{m}$

On résume le résultat dans le tableau suivant :

Avec : $V = g_h \left(\frac{l_b}{2} - x_o \right) + \frac{\delta P_1}{2} \sum \frac{y_x}{a_x}$

Tableau n°51 : Effort tranchant pour une dalle cent rale en T/ml

	Section I	Section II
ELU	15,419	21,125
ELS	10,318	14,144

III.1.2. Dalle en console

a. Charges permanentes

Revêtement	0,25 x 1	0,25T/ml
Dalle	0,20 x 2,5 x 1	0,50T/ml
Trottoir	0,15 x 1 x 2,5	0,375T/ml
Parapet		0,06T/ml

b. Surcharges

Suivant l'article 7.2. de la fascicule 61.A sur le trottoir en bordure de chaussée, on retient ce qui donne les effets défavorables entre une roue de 3T et une charge surfacique de 450Kg/m².

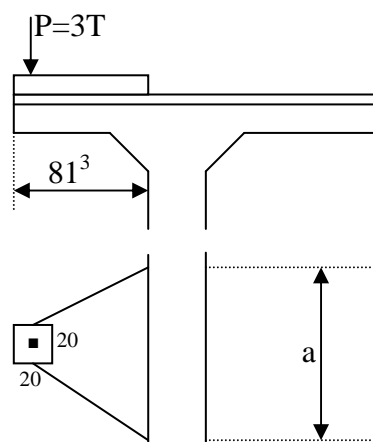


Figure n°20 : Schéma de calcul pour une roue isolée de 3T

- Roue isolée de 3T :

$$p_o = \frac{3}{0,20^2} = 75T / m^2$$

$$M_C = g_h \frac{l_c^2}{2} + g_t l_t \times (l_c - \frac{l_t}{2}) + G_P l_c + p_o \frac{a_1^2}{a} \left(l_c - \frac{a_1}{2} \right)$$

$$V_C = g_h \times l_c + g_t l_t + G_P + p_o \frac{a_1^2}{a}$$

Où g_h : charge uniformément répartie sur le tablier correspondant au poids propre du revêtement et de la dalle du tablier

g_t : charge uniformément répartie correspondant au poids propre du trottoir

G_P : Poids au mètre linéaire du parapet.

$$a = a_1 + 2(l_c - 0,10) = 3,25m$$

Alors les valeurs des sollicitations sont :

$$M_C = 0,419 + 0,658 = 1,077 \text{ Tm/ml}$$

$$V_C = 0,951 + 0,923 = 1,874 \text{ Tm/ml}$$

- Surcharge locale : $0,45 \text{ Tm/m}^2$

Pour cela, on a :

$$M_C = g_h \frac{l_c^2}{2} + g_t l_t \times (l_c - \frac{l_t}{2}) + G_P l_c + 0,45 \left(l_c - \frac{l_t}{2} \right) \times l_t$$

$$V_C = g_h l_c + g_t l_t + G_P + 0,45 l_t$$

$$\text{Ainsi, } M_C = 0,568 \text{ Tm/ml}$$

$$V_C = 1,289 \text{ T/ml}$$

En comparant ces deux valeurs, on remarque que une roue isolée de 3T donne les efforts défavorables.

Tableau n°52 : Sollicitations définitives pour le hourdis console

	Moment fléchissant [Tm]	Effort tranchant [T]
ELU	1,553	2,668
ELS	1,077	1,874

III.1.3. Récapitulation des sollicitations mises en jeu sur la dalle

Pour le moment fléchissant sur l'appui de console, on prend la plus grande valeur

entre le moment fléchissant d'encastrement du coté de la console et celui trouvée sur l'appui du côté de la travée.

Tableau n°53 : Sollicitations définitives sur la dalle

Sollicitations	Moment fléchissant [Tm/ml]			Effort tranchant [Tm/ml]	
	Appuis int.	Appuis ext.	En travée	Coté travée	Coté console
ELUR	-7,277	-7,277	4,548	21,125	2,668
ELS	-4,871	-4,871	3,045	14,144	1,874

III.2. Poutre principale

III.2.1. Caractéristiques de la section de la poutre

Les caractéristiques géométriques de la poutre en T sont :

- Hauteur du tablier : $h_0 = 20\text{cm}$
- Hauteur totale de la poutre : $h_t = 1,50\text{m}$
- Largeur du tablier : $b = 1,60\text{m}$
- Largeur de l'âme : $b_0 = 0,50\text{m}$

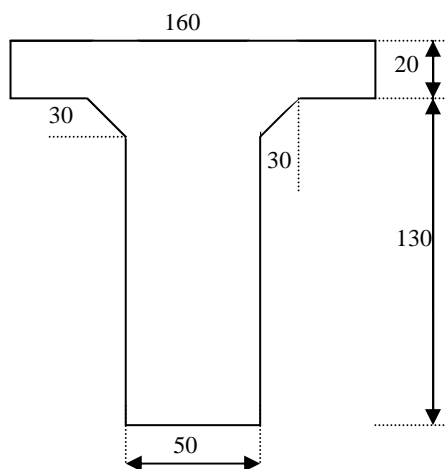


Figure n°21 : Section de la poutre principale en T

III.2.2. Charges permanentes

Dalle de compression :	$0,20 \times 23,7 \times 2,5$	100,725
Revêtement :	$0,25 \times 7 \times 23,7$	41,475
Trottoir :	$0,15 \times 0,75 \times 23,7 \times 2,5 \times 2$	13,331
Parapets :	$0,06 \times 23,7 \times 2$	2,884
Entretoises :	$0,25 \times 1 \times 4,875 \times 2,5 \times 4$	12,188
Poutre (âme) :	$0,50 \times 1,30 \times 23,7 \times 2,5 \times 4$	<u>154,050</u>
TOTAL		324,613T

III.2.3. Coefficient de majoration dynamique

Le CMD est donné par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{P}{S}}$$

Avec : $L = 23,7\text{m}$

$P = 324,613 \text{ T}$

$S = 30 \times 4 = 120\text{T}$: La charge maximale possible de placer sur le tablier

D'où $\delta = 1,120$

III.2.3. Coefficient de répartition transversale

a. Méthode utilisée

Le choix de la méthode utilisée dépend du nombre de diaphragmes sur la travée et du

rapport $\frac{b}{L}$.

Où b : la largeur entre les parements extrêmes des poutres extérieures

L : la longueur de la travée du pont.

Avec : $b = 2,125 \times 3 + 0,5 = 6,875$

$L = 23,7\text{m}$

$$\text{D'où } \frac{b}{L} = 0,29 < 0,5$$

Et on a 4 diaphragmes sur la travée.

Alors, on peut appliquer la méthode de la compression excentrée pour le calcul du CRT.

Les poutres sont de haute rigidité, alors la déformation transversale des sections n'est pas à craindre.

b. Répartition des charges permanentes

Comme les moments d'inertie des poutres sont égaux, alors la répartition des charges permanentes est égale pour chaque poutre.

$$g = \frac{\sum g}{n}$$

Où g : charge permanente par ml sur chaque poutre

Σg : Somme des charges permanentes par ml de la superstructure toute entière

n : nombre de poutres par travée

Avec $\Sigma g = 13,697 \text{ T/ml}$ et $n = 4$

On a $g = 3,424 \text{ T/ml}$

d. Calcul du coefficient de répartition transversale (CRT)

Les lignes d'influence de la réaction R_i de la poutre permettent de calculer le CRT des surcharges. Et les ordonnées de la ligne d'influence sont données par les formules suivantes :

➤ Pour les poutres extrêmes :

$$y_1 = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2}$$

$$y_1' = \frac{1}{n} - \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2}$$

➤ Pour les poutres intermédiaires :

$$y_1 = \frac{1}{n} + \frac{a_1 a_i}{2 \sum a_i^2}$$

$$y_1' = \frac{1}{n} - \frac{a_1 a_i}{2 \sum a_i^2}$$

Où a_i : l'entraxe de deux poutres placées symétriquement par rapport à l'axe longitudinal du pont.

Le CRT des surcharges est égal à :

$$\eta_{BC} = 0,5 \sum y_{bc} \text{ pour le système } B_C$$

$$\eta = \Omega \quad \text{pour les charges réparties}$$

où y_k : l'ordonnée de la ligne d'influence de R_i sous la charge concentrée

Ω : aire d'une partie de la ligne d'influence de la réaction R_i située sous la charge répartie.

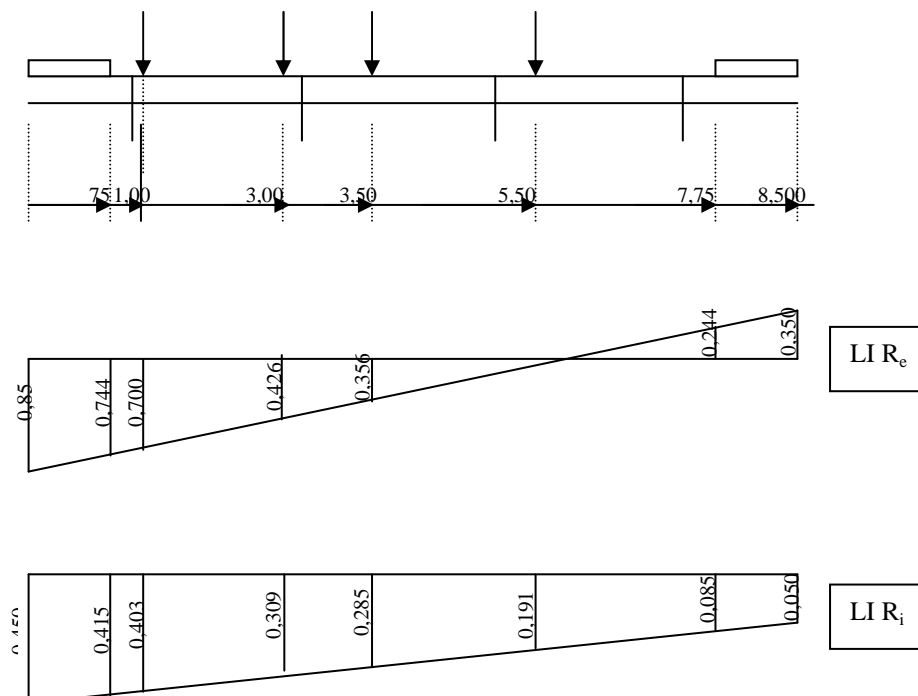


Figure n°22 : Schéma de calcul du CRT

Les résultats de calculs de CRT sont présentés dans le tableau suivant .

Tableau n°54 : Valeurs de CRT des surcharges

	Poutre extrême	Poutre intermédiaire
$\eta_{A(1)}$	1,819	1,75
η_{Bc}	0,783	0,594
η_P	0,598	0,375

III.2.5. Sollicitations

a. Lignes d'influence

Les lignes d'influences du moment fléchissant et de l'effort tranchant dans une section (Σ) d'abscisse x

fixée sous l'action d'une charge unitaire $\bar{P} = 1$ d'abscisse α variable sont :

- Si \bar{P} à gauche de (Σ) :

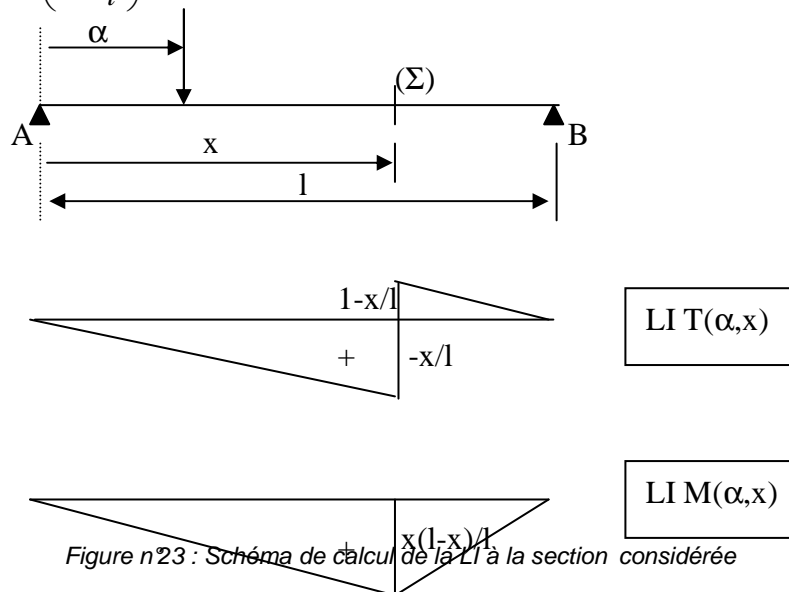
$$T(\alpha, x) = -\frac{\alpha}{l}$$

$$M_{P+}(\alpha, x) = \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{l} \right)$$

- Si \bar{P} à droite de (Σ) :

$$T(\alpha, x) = 1 - \frac{\alpha}{l}$$

$$M_f(\alpha, x) = \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{l} \right)$$



Ces LI sont représentées sur les figures suivantes :

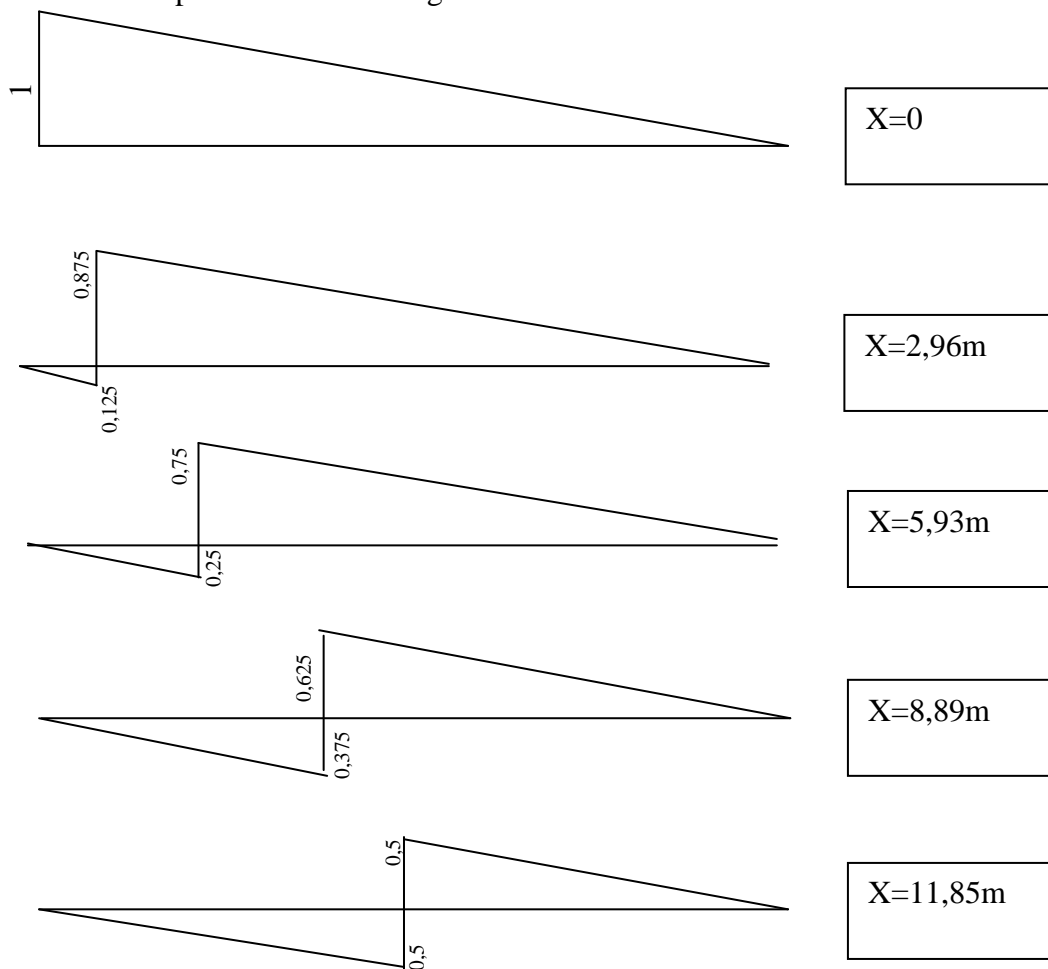


Figure n°24 : Lignes d'influence de l'effort tranchant

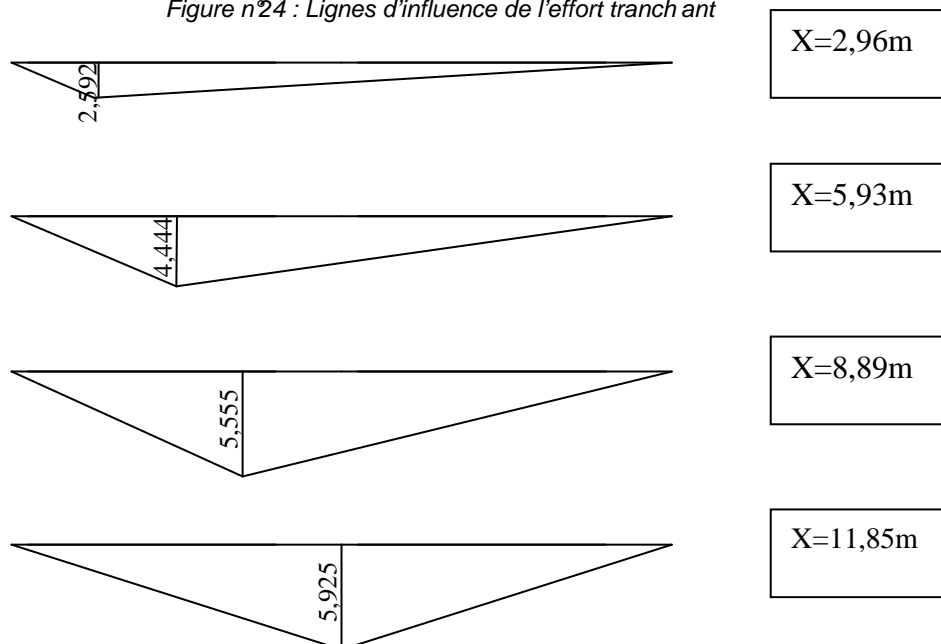


Figure n°25 : Lignes d'influence du moment fléchissant

Et voici le diagramme sous charges des entretoises : $P_e = 3,047 \text{ [T]}$

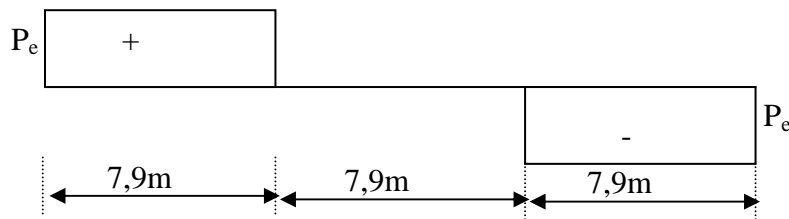


Figure n°26 : Diagramme sous charge des entretoises

b. Calcul des efforts tranchants

• Efforts tranchants dus aux charges permanentes

- L'effort tranchant T_g dû à une charge uniformément répartie g dans une section est obtenu par la formule suivante :

$$T_g = g \times S$$

Où S : l'aire de la ligne d'influence de la section sous la charge.

Avec : $g = 3,296 \text{ T/ml}$ (Poutre, Dalle, Revêtement, Trottoir, Parapets)

- L'effort tranchant T_{Pe} dû aux entretoises est donnée par la formule :

$$T_{Pe} = \sum P_e y_e$$

Où y_e : ordonnée de la ligne d'influence au droit de l'entretoise (sous la charge P_e)

Pour les poutres extérieures : $P_e = 0,508 \text{ [T]}$

Et pour les poutres intérieures : $P_e = 1,016 \text{ [T]}$

- Et l'effort tranchant résultant dû aux charges permanentes est égal à :

$$T_G = T_g + T_{Pe}$$

On va résumer le résultat des efforts dans le tableau suivant .

Tableau n°55: Efforts tranchants dus aux charges permanentes : Unité [T]

Section		0	1	2	3	4
Abscisse [m]		0	2,96	5,93	8,89	11,85
Poutre ext.	T _g	39,053	29,295	19,529	9,776	-
	T _{Pe}	0,508	0,508	0,508	-	-
	T _G	39,566	29,803	19,021	9,766	-
Poutre int.	T _g	39,058	29,295	19,529	9,766	-
	T _{Pe}	1,016	1,016	1,016	-	-
	T _G	40,074	30,311	20,545	9,766	-

- Efforts tranchants dû aux surcharges**

Pour toutes les surcharges, on considère deux cas :

- (T⁺) en chargeant les parties positives de la ligne d'influence ;
- (T⁻) pour les parties négatives

* Surcharge A(l) :

$$TA(1) = \eta_{A(1)} \times A(l) \times S$$

Où
$$A(l) = 350 + \frac{320.10^6}{l^3 + 60l^2 + 225.000} \quad [\text{Kg/m}^2]$$

Ce qui donne A(23,7) = 1,526 [T/m²]

* Surcharge B_C :

Il est calculé par la formule :

$$T_{B_c} = \delta \eta_{B_c} \beta_O \Sigma P_i y_i$$

Où $\delta = 1,120$

β_0 : coefficient dépendant du nombre de rangée de camion sur le tablier. Ici,

$\beta_0 = 0,9$ pour deux rangées de camions.

P_i : Charge par essieu

y_i : ordonnée de la ligne d'influence sous la charge P_i

* Surcharge des trottoirs

On va charger les lignes d'influence sur toute leur longueur par une charge de densité égal à $0,15T/m^2$.

La valeur de l'effort tranchant est obtenu par la formule :

$$T_O = \eta_P \times 0,15 \times S$$

Où S : aire de la ligne d'influence $S = S_{LI}^+$ ou S_{LI}^-

Alors la valeur totale de T est obtenu par :

$$T_Q = \max (T_{BC}, T_{A(l)}) + T_P$$

Tableau n°56 : Efforts tranchants dus aux surcharge s [unité : T]

Section		0	1	2	3	4
Abscisse	[m]	0	2,96	5,93	8,89	11,85
Poutre extérieure	$T_{A(l)}^-$	0	0,514	2,057	4,625	8,225
	$T_{A(l)}^+$	32,896	25,187	18,505	12,850	8,225
	$T_{B_c}^-$	0	1,771	4,138	7,082	10,580
	$T_{B_c}^+$	33,266	27,348	21,431	15,849	10,580
	T_P^-	0	0,017	0,067	0,150	0,267

	T_P^+	1,067	0,81	0,600	0,417	0,267
	T_Q^-	0	1,788	4,205	7,232	10,847
	T_Q^+	34,333	28,158	22,031	16,266	10,847
Poutre intérieure	$T_{A(l)}^-$	0	0,494	1,979	4,450	7,914
	$T_{A(l)}^+$	31,651	24,234	17,805	12,364	7,914
	$T_{B_c}^-$	0	1,344	3,141	5,377	8,033
	$T_{B_c}^+$	25,255	20,763	16,270	12,033	8,033
	T_P^-	0	0,010	0,041	0,093	0,165
	T_P^+	0,66	0,508	0,373	0,259	0,165
	T_Q^-	0	1,354	3,182	5,47	8,198
	T_Q^+	32,311	24,742	18,178	12,623	8,198

- Efforts tranchants résultants**

Nous allons résumer dans les tableaux suivant les valeurs définitives de l'effort tranchant.

Tableau n°57: Effort tranchant résultant pour les poutres extérieures

Section	Abscisse x [m]	Effort tranchant [T]			
		ELUR		ELS	
		T^+	T^+	T^+	T^+
0	0	104,914	-	73,899	-
1	2,96	82,471	-	57,961	-

2	5,93	58,725	-	41,052	-
3	8,89	37,583	-	26,032	-
4	11,85	16,271	-16,271	10,847	-10,847

Tableau n°58: Effort tranchant résultant pour les poutres intérieures : [T]

Section	Abscisse x [m]	Effort tranchant [T]			
		ELUR		ELS	
		T ⁺	T ⁺	T ⁺	T ⁺
0	0	102,566	-	72,385	-
1	2,96	78,033	-	55,053	-
2	5,93	55,003	-	38,723	-
3	8,89	32,119	-	22,389	-
4	11,85	12,297	-12,297	8,198	-8,198

c. Calcul des moments fléchissants

- **Moments fléchissants dus aux charges permanentes**

Les moments fléchissants dus aux charges permanentes sont donnés par la relation suivante :

$$M_G = M_g + M_{Pe}$$

Où $M_g = g \times S$: moment fléchissant dû aux charges permanentes uniformément réparties (Poutre, Hourdis, Revêtement, trottoirs, parapet).

$M_{Pe} = \sum P_{ei} y_i$: Moment fléchissant dû aux charges ponctuelles (entretoises)

Tableau n°59: Moments fléchissants dus aux charges permanentes

Section	n°	1	2	3	4
Abscisse	x[m]	2,96	5,93	8,89	11,85
Poutre ext.	M _g	101,237	173,571	216,966	231,415
	M _{Pe}	1,505	3,010	4,013	4,013
	M _G	102,742	176,581	220,979	235,428
Poutre int.	M _g	101,237	173,571	216,966	231,415
	M _{Pe}	3,009	6,020	8,026	8,026
	M _G	104,246	179,591	224,992	239,441

- **Moments fléchissants dus aux surcharges**

On emploie la même méthode que pour le calcul des efforts tranchants pour le calcul des moments fléchissants en considérant la ligne d'influence des moments fléchissants.

Tableau n°60: Moments fléchissants dus aux surcharges

Section	n°	1	2	3	4
Abscisse x[m]		2,96	5,93	8,89	11,85
Poutre ext.	$M_{A(1)}$	85,265	146,187	182,736	194,906
	M_{Bc}	55,994	99,580	128,481	156,222
	M_P	2,764	4,739	5,924	6,312
	M_Q	88,029	150,926	188,66	201,225
Poutre int.	$M_{A(1)}$	82,040	140,658	175,824	187,534
	M_{Bc}	42,510	75,600	97,541	118,602
	M_P	1,720	2,949	3,686	3,932
	M_Q	83,760	143,607	179,51	191,466

- **Moments fléchissants résultants**

Comme l'effort tranchant, le moment fléchissant résultant est la somme du moment fléchissant dû aux charges permanentes et du moment fléchissant dû aux surcharges selon la combinaison d'actions considérée.

Tableau n°61 : Moments fléchissants résultants pour les poutres principales

Section	Abscisse x [m]	Moment fléchissant [Tm]			
		Poutre intérieure		Poutre extérieure	
		ELUR	ELS	ELUR	ELS
1	2,96	270,745	190,171	266,372	188,006
2	5,93	464,773	327,507	457,858	323,198
3	8,89	581,312	409,639	573,004	404,502
4	11,85	619,648	436,653	610,444	430,907

III.3. Entretoises d'about

III.3.1 Caractéristiques des entretoises

Les caractéristiques de la section des entretoises sont :

- épaisseur $e_e = 25\text{cm}$
- hauteur $h_e = 1,20\text{m}$
- distance entre nus des poutres $l_e = 1,625\text{m}$

Elles sont encastrees parfaitement aux murs des deux poutres consécutives. Et les sollicitations sont déterminées à l'aide de la méthode de la ligne d'influence.

III.3.2. Actions à prendre en compte

a. Charges permanentes

Les charges permanentes à prendre en considération dans le calcul sont :

- le poids propre de l'entretoise : g_e

- la répartition triangulaire des charges provenant de la dalle et du revêtement : g_d

Et $g = g_e + g_d$: la charge permanente uniforme totale

Avec $g_e = 0,25 \times 1,20 \times 2,50 = 0,75 \text{ T/ml}$

Selon la règle de BAEL, la charge uniforme équivalente, qui produit le même effet que la charge triangulaire, est donnée par les formules suivantes :

$$g_d = \begin{cases} \frac{pl_e}{4} & \text{pour le calcul des efforts tranchants} \\ \frac{pl_e}{3} & \text{pour le calcul des moments fléchissants} \end{cases}$$

où p : la charge au mètre carré de la dalle et du revêtement

$$p = 0,75 \text{ T/m}^2$$

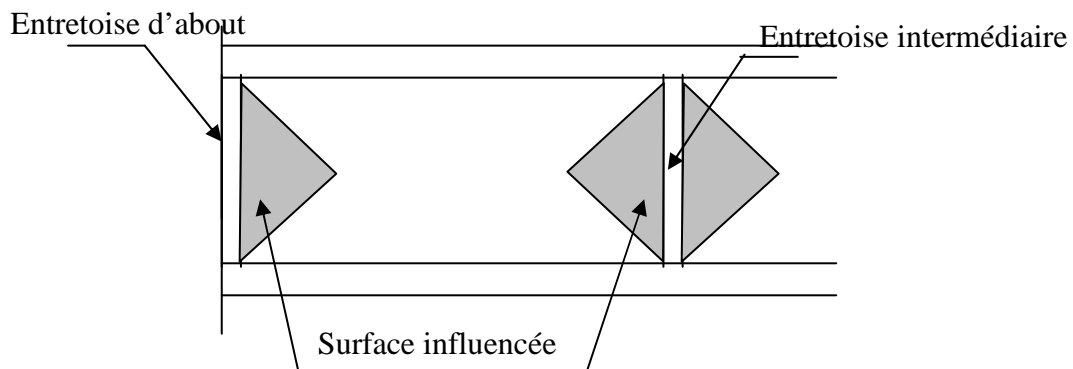


Figure n°27: Schéma de calcul de l'entretoise

Pour l'entretoise d'about :

$g_d = 0,305 \text{ T/ml}$ Charge uniformément répartie produisant le même effort tranchant sur

la poutre de référence ;

$g_d = 0,406 \text{ T/ml}$ Charge uniformément répartie produisant le même moment fléchissant

sur la poutre de référence ;

D'où $g = 1,055 \text{ T/ml}$ pour le calcul de l'effort tranchant

$g = 1,156 \text{ T/ml}$ pour le calcul du moment fléchissant

b. Surcharges

On considère le système de surcharge B pour le calcul des sollicitations : Br , Be , Bc.

- Pour le système de surcharge Bc, il est possible de placer sur l'entretoise 2 roues jumelées de 6 tonnes chacune ;
- Le système de surcharge Br est composé d'une roue isolée de 10 tonnes ;
- Le système de surcharge Be est composé d'un rouleau de 20t dont sa surface d'impact est de $2,5 \times 0,8 \text{ m}$ (une charge de 8 t/ml). Il est disposé perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée.

III.3.3. Sollicitations

a. Moments fléchissants

- **Charges permanentes**

Les moments dus aux charges permanentes sont obtenus en chargeant la ligne d'influence correspondante par g .

Où S : la surface de la ligne d'influence sous la charge uniforme g .

Les expressions généralisées de la ligne d'influence du moment sont :

- $\alpha \leq x$
$$M(\alpha, x) = \left(\frac{\alpha}{l}\right)^2 \left[x \left(\frac{2\alpha}{l} - 3 \right) + 2l - \alpha \right]$$

- $\alpha \geq x$
$$M(\alpha, x) = \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right)^2 \left[x \left(1 + \frac{2\alpha}{l} \right) - \alpha \right]$$

Pour les appuis

$$M_A = M(\alpha, 0) = -\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right)^2$$

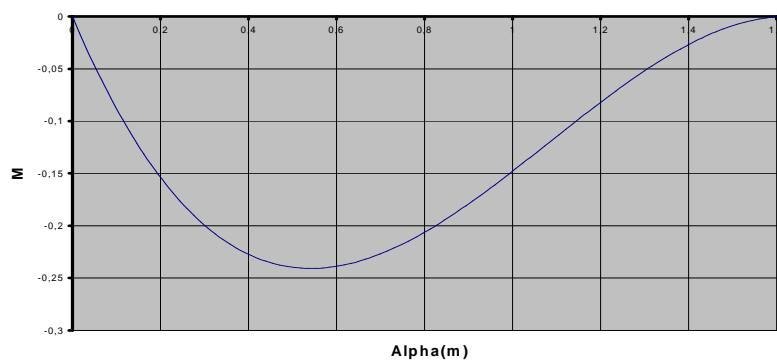
$$M_B = M(\alpha, l) = - \left(\frac{\alpha}{l} \right)^2 (l - \alpha)$$

Pour la section à mi-travée :

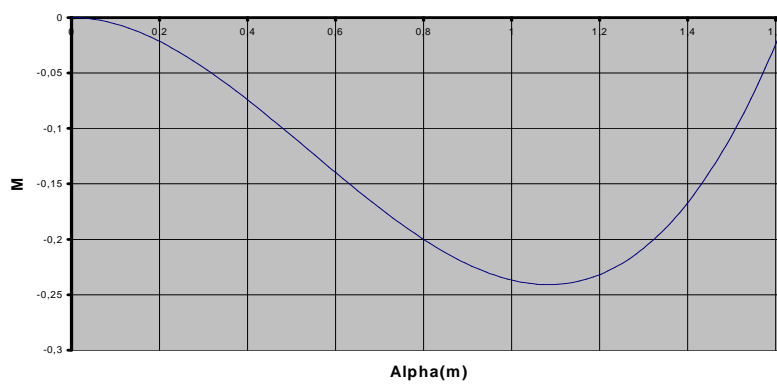
$$\text{Si } \alpha \leq x \quad M_{0,5} = \frac{l}{2} \left(\frac{\alpha}{l} \right)^2$$

$$\text{Si } \alpha \geq x \quad M_{0,5} = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{l} \right)^2$$

Ligne d'influence moment à l'appui gauche



Ligne d'influence moment à l'appui droite



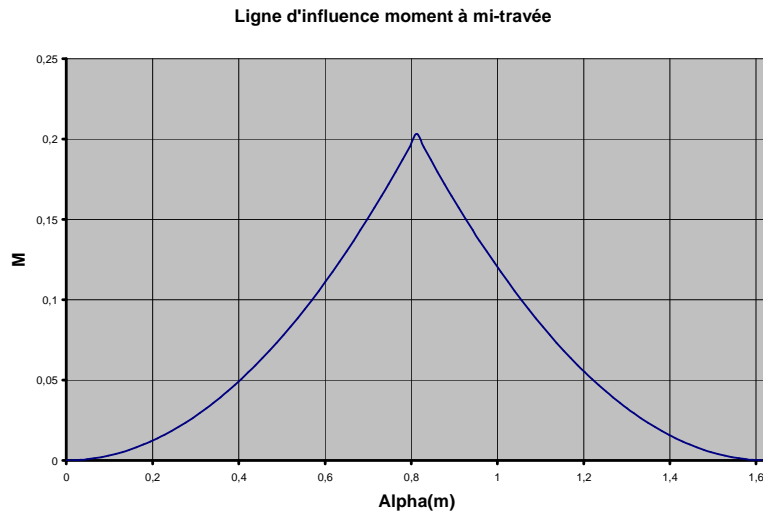


Figure n°28 : Lignes d'influence de moments fléchissants

La valeur maximale de M_A est obtenue pour la valeur de α tel que $\frac{d M_A(\alpha)}{d(\alpha)} = 0$.

Et on trouve $\alpha = \frac{l}{3}$ pour $M_{A\max}$

Par raison de symétrie $\alpha = \frac{2l}{3}$ pour $M_{B\max}$

D'où les moments dus aux charges permanentes :

$$M_A(g) = M_B(g) = g S_A$$

$$\text{Avec } S_A = -\int_0^l M_A(\alpha, 0) d\alpha = -\frac{l^2}{12} \quad S_A = -0,220 \text{ m}^2$$

$$\text{Ainsi, } M_A(g) = M_B(g) = -0,254 \text{ [T.m]}$$

$$M_{0,5}(g) = g S_{0,5}$$

$$\text{Avec } S_{0,5} = \int_0^l M_{0,5} \left(\alpha, \frac{l}{2} \right) d\alpha = \frac{-l^2}{24} \quad S_{0,5} = 0,110 \text{ m}^2$$

$$\text{Ainsi } M_{0,5}(g) = 0,127 \text{ [Tm]}.$$

- **Surcharges**

- Surcharge B_C

$$M_A = M_{A\max} \quad \text{si} \quad \alpha = \frac{l}{3} = 0,542m$$

$$\text{Et } M_A(B_C) = 6 \sum y_i$$

Où y_i : ordonnée de la ligne d'influence de M_A sous les charges de 6 tonnes.

$$\text{Ce qui donne : } M_A(B_C) = M_B(B_C) = -2,424 \text{ [Tm]}$$

$$\text{Et } M_{0,5}(\alpha) \text{ est maximal pour } \alpha = 0,5l, \text{ soit } \alpha = 81,25\text{cm}$$

$$\text{Ce qui donne } M_{0,5}(B_C) = 1,398 \text{ [Tm]}$$

- Surcharge B_r

$$M_A(B_r) \text{ est maximal si } \alpha = \frac{l}{3} = 0,542m$$

$$M_A(B_r) = M_B(B_r) = 10.y_i$$

$$\text{D'où } M_A(B_r) = M_B(B_r) = -2,41 \text{ [Tm]}$$

$$\text{Et } M_{0,5}(\alpha) \text{ est maximal pour } \alpha = \frac{l}{2} = 81,25\text{cm}$$

$$\text{Soit } M_{0,5}(B_r) = 2,03 \text{ [Tm]}$$

- Surcharge B_e :

$$\text{Le moment a pour expression } M(B_e) = q_{Be} \times S$$

Où S : l'aire de la ligne d'influence sous q_{Be}

$$S = \int_0^l M(\alpha) d\alpha$$

Aux appuis $M_A(\text{Be}) = M_B(\text{Be}) = -1,76 \text{ [Tm]}$

En travée : $M_{0,5}(\text{Be}) = 0,880 \text{ [Tm]}$

- **Récapitulation des valeurs du moment fléchissant**

Pour les surcharges, on retient la plus défavorable entre ces trois cas de surcharges.

Tableau n°62 : Moment fléchissant sur l'entretoise d about

Charges solicitations	Charges permanentes	Charges d'exploitation			
		B _c	B _r	B _e	Valeur à retenir
$M_A = M_B \text{ [Tm]}$	-0,254	-2,424	-2,41	-1,76	-2,424
$M_{0,5} \text{ [Tm]}$	0,127	1,398	2,03	0,880	2,030

b. Effort tranchant

La section de calcul se réduit à l'appuis, là où les efforts tranchants sont maximaux.

Nous appliquons la même méthode de calcul comme pour le moment fléchissant en utilisant les LI des efforts tranchants.

Les expressions des LI aux appuis sont :

- Appuis A : $T_A(\alpha) = T(\alpha, x = 0) = \left(1 - \frac{\alpha}{l}\right)^2 \left(1 + \frac{2\alpha}{l}\right)$
- Appuis B : $T_B(\alpha) = T(\alpha, x = L) = -\left(\frac{\alpha}{l}\right)^2 \left(\frac{2\alpha}{l} - 3\right)$

Pour le traçage des LI, on calcule les ordonnées en prenant sept points (sept valeurs de α) équidistantes.

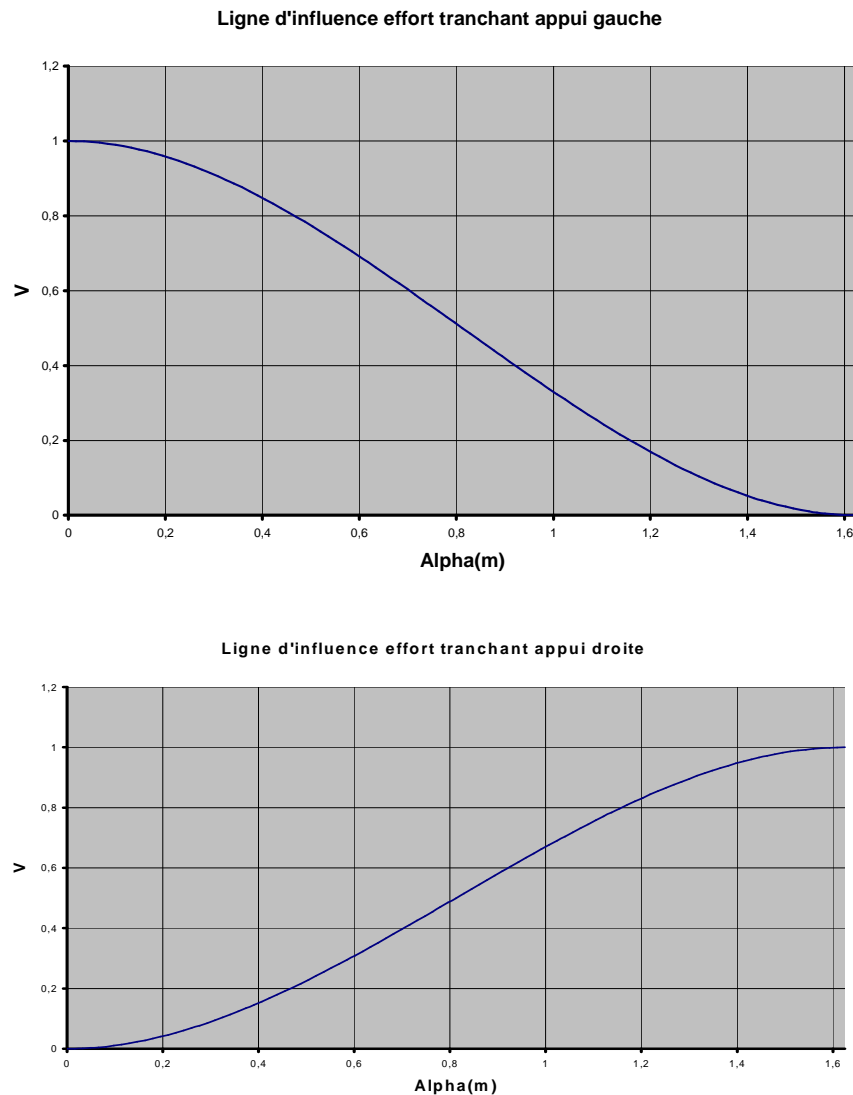


Figure n°29 : LI des efforts tranchants aux appuis pour l'entretoise d'about.

Les aires des diagrammes des LI sont :

$$S_{TA} = \int_0^l T_A(\alpha) d\alpha \qquad S_{TB} = \int_0^l T_B(\alpha) d\alpha$$

Après le calcul, on a :

$$S_{TA} = S_{TB} = \frac{l}{2} = 0,813 \text{ m}^2$$

- **Effort tranchant dû aux charges permanentes**

Les efforts tranchants dû aux charges permanentes sont donnés par la formule :

$$T_A(g) = g \times S_{TA} \quad T_B(g) = g \times S_{TB} \quad \text{avec } g = 1,055 \text{ T/ml}$$

$$\text{D'où } T_A(g) = T_B(g) = g \frac{l}{2} = 0,857 \text{ [T]}$$

- **Efforts tranchants dus aux surcharges**

On considère les mêmes schémas de calcul que pour le calcul des moments

fléchissants :

- Pour les charges ponctuelles P_i : $T = \sum P_i y_i$
- Pour les charges uniformes Q_i : $T = q_i S_i$

- Surcharge Bc :

On considère les deux roues jumelées qui sont défavorables pour le système Bc

$$T_A(Bc) = T_B(Bc) = 6 \sum y_i$$

Après calcul numérique, on a :

$$T_A(Bc) = T_B(Bc) = 10,664 \text{ [T]}$$

- Surcharge Br :

L'expression de l'effort tranchant aux appuis est :

$$T_A(Br) = T_B(Br) = 10 y_i$$

Et on obtient :

$$T_A(Br) = T_B(Br) = 10 \text{ [T]}$$

- Surcharge Be :

Pour ce cas :

$$T_A(Be) = T_B(Be) = q_{Be} S_{TA}$$

Avec $q_{Be} = 8 \text{ T/ml}$

D'où $T_A(Be) = T_B(Be) = 6,50[T]$

Récapitulation des valeurs du moment fléchissant

Charges Sollicitations	Charges permanentes	Charges d'exploitation			
		B_c	B_r	B_e	Maximale
$T_A = T_B \quad [T]$	0,857	10,664	10	6,5	10,664

c. Coefficient de majoration dynamique

avec $l_e = 1,625m$

$$P = g l_e = 1,879 [T]$$

$$S = 12 [T]$$

On a : $\delta = 1,335$

d. Récapitulation des valeurs de sollicitations définitives pour l'entretoise d'about

On résume dans le tableau suivant les valeurs maximales des sollicitations sur les entretoises d'about.

Tableau n°34 : Sollicitations définitives

Sections	Appuis				Mi - travée	
Sollicitations	M [T.m]		T [T]		M [Tm]	
Combinaison	ELUR	ELS	ELUR	ELS	ELUR	ELS
CP	-0,343	-0,254	1,157	0,857	0,171	0,127
CE	-4,854	-3,236	21,354	14,236	4,065	2,710
TOTAL	-5,197	-3,89	22,511	15,093	4,236	2,837

III.4. Entretoises intermédiaires

on utilise la même section que celle de l'entretoise d'about.

III.4.1. Charge permanentes

Les charges permanentes à prendre sont égales à :

$$\begin{array}{ll} g = 1,359 \text{ T/ml} & \text{pour le calcul des efforts tranchants} \\ g = 1,563 \text{ T/ml} & \text{pour le calcul des moments fléchissants} \end{array}$$

III.4.2. Charges d'exploitations

On considère le système de surcharges B comme les entretoises d'about et on prend les efforts maximaux.

III.4.3. Sollicitations

a. Moments fléchissants

- **Moments fléchissants dus aux charges permanentes**

La LI pour les entretoises sont les mêmes :

- Aux appuis $M_A(g) = M_b(g) = g S_{MA}$
D'où $M_A(g) = M_b(g) = -0,344 \text{ [Tm]}$
- A mi-travée $M_{0,5l} = g S_{M0,5}$
D'où $M_{0,5l} = 0,172 \text{ [T.m]}$

b. Efforts tranchants

- **Efforts tranchants dus aux CP**

Comme les entretoises d'about, on a :

$$\begin{array}{l} T_A(g) = T_B(g) = g S_{TA} \\ \text{D'où } T_A(g) = T_B(g) = 1,104 \text{ [T]} \end{array}$$

Remarque : Les sollicitations dus aux charges d'exploitation sont égaux.

III.4.4. Coefficient de majoration dynamique

Avec $l_e = 1,625\text{m}$
 $P_e = g l_e = 2,540 \text{ T}$
 $S = 12T$
On a $\delta = 1,313$

III.4.5. Sollicitations définitives pour les entretoises intermédiaires

On résume dans le tableau ci-dessous les valeurs maximales des sollicitations avec les combinaisons d'actions.

Tableau n°64: Sollicitations définitives pour l' en tretoise intermédiaire

Sections	Appuis				Mi – travée	
Sollicitations	M [Tm]		T [T]		M [T.m]	
Combinaison d'action	ELUR	ELS	ELUR	ELS	ELUR	ELS
Charges permanentes	-0,464	-0,334	1,49	1,104	0,232	0,172
Charges d'exploitation	-4,775	-3,183	21,003	14,002	3,998	2,665
TOTAL	-5,239	-3,527	22,493	15,106	4,230	2,837

III.5. Appareil d'appuis

L'appareil d'appuis est nécessaire pour la transmission des charges provenant de la superstructure et aussi pour assurer la bonne liaison entre la superstructure et les appuis.

On utilise les appuis en élastomère fretté qui sont constitués par des plaques d'élastomères associées à des plaques intermédiaires en acier inoxydable ou non. L'élastomère considéré est le néoprène.

La dimension pour un appui STUP est $a \times b \times n(t + t_s)$

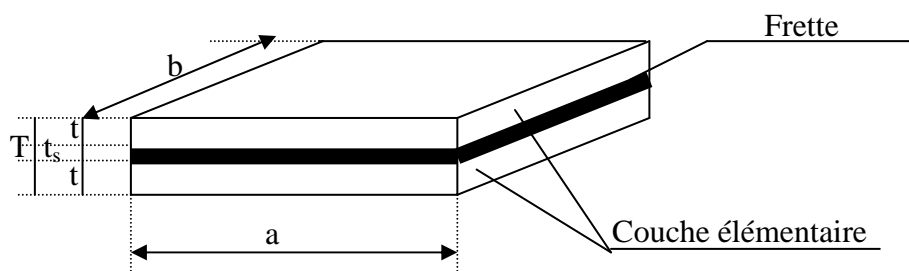


Figure n°30 : Appareil d'appui STUP (Procédé Freyssine t)

Les caractéristiques géométriques d'un appareil d'appuis sont :

n : nombre de plaques élémentaires

a : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage

t : épaisseur d'une couche élémentaire

t_s : épaisseur d'une frette

$t_s = 2\text{mm}$ en général

$t_s = 1,4\text{mm}$ pour les aciers inoxydables

T : épaisseur total de l'appuis

A : Surface de l'appuis

III.5.1. Hypothèse de calcul

a. Elastomère en néoprène

b.

- Module de cisaillement : $G = 8$ [bars] : pour les charges statiques

$G = 16$ bars : pour les charges dynamiques

- Module d'élasticité : $E = 2G = 24$ [bars]

b. Béton

Les déformations relatives du tablier pour les ponts en béton armé sont :

$\lambda_1 = 4.10^{-4}$ m/ml : phénomènes dus au retrait du béton

$\lambda_2 = 3.10^{-4}$ m/ml : phénomènes dus au fluage du béton

$\lambda_3 = 2.10^{-4}$ m/ml : phénomènes dus à la température

III.5.2. Déformation de l'appareil d'appuis

On considère pour l'appareil d'appuis :

- le déplacement horizontal « u » ;
- l'angle de rotation « α ».

a. Déplacement horizontal « u »

Le déplacement de longue durée « μ_g » est dû au retrait et fluage du béton, et à l'action de la température. Alors la valeur de λ est :

$$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 + \lambda_3$$

$$\text{D'où } \lambda = 9.10^{-4} \text{ m/ml}$$

Ainsi, $\mu_g = 21,33$ mm.

b. Angle de rotation « α ».

- Angle de rotation de longue durée « α_g » :

L'angle de rotation de longue durée est dû aux charges de la superstructure. Pour cela, l'équation universelle de la déformée nous donne :

$$\alpha_g = \frac{1}{EI} \left[g \frac{l^3}{24} + \frac{P_e l^2}{8} - P_e \frac{\left(\frac{l}{2} - 7,9 \right)^2}{2} \right]$$

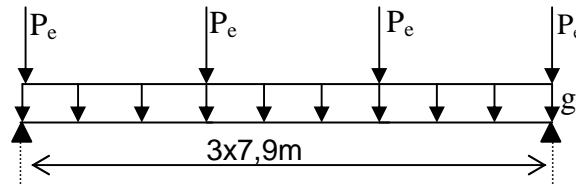


Figure n°31: Schéma de calcul

Avec $E = 3.700 \text{ } f_{cj}^{1/3} = 1.0819 \text{ Mpa}$

$$I = 0,2134 \text{ m}^4$$

$$g = 13,697 \text{ T/ml}$$

$$P_e = 3,047 \text{ T}$$

D'où $\alpha_g = 2,214.10^{-3} \text{ rad.}$

- Angle de rotation de courte durée : « α_C »

Il est dû au système de surcharge B_C et aux surcharges de trottoirs, avec

$$q_B = 5,29 \text{ T/ml.}$$

La formule nous donne : $\alpha_C = \frac{q_B l^3}{24 EI}$

Avec $E = 11.000 f_{cj}^{1/3} = 32.164 \text{ Mpa}$

D'où $\alpha_C = 4,28.10^{-3} \text{ rad.}$

III.5.3. Effort de freinage

On prend le plus défavorable des efforts de freinage entre le système A(l) et le système B_C.

- Pour le système de surcharge A(l) :

$$H_F(A(l)) = \frac{A(l)}{20} \quad (\text{CPC Titre 1 Art. 4.1})$$

Avec $A(l) = 253,16 \text{ [T]}$

Et on obtient $H_f = 12,66 \text{ [T].}$

- Pour le système de surcharge B_C, chaque essieu peut développer un effort de freinage égal à son propre poids. Et un camion type est supposé freiner.

$$H_f(B_C) = 30 \text{ [T].}$$

Donc l'effort de freinage dû au système B_C est le plus défavorable : $H_f = 30 \text{ [T].}$

III.5.4. Charges verticales

Les charges verticales maximales agissant sur chaque appareil d'appuis permettent de le dimensionner en plan.

Poids propre de la superstructure agissant sur chaque appareil d'appuis :

$$P_g = 40,74 \text{ [T]}$$

Surcharge due au système B_C et aux surcharges sur le trottoir

$$P_C = 51,50 \text{ [T]}$$

III.5.5. Dimensionnement en plan

La charge verticale maximale devant supporter chaque appareil d'appuis est égale à

$$R_a = P_g + P_c = 104,91 \text{ [T]}$$

Prenons alors un appareil d'appuis de dimension (a x b x t) = (250 x 400 x 8).

Sa capacité portante est égal à 145 [T]

III.5.6. Vérification

a. Vérification de la contrainte de compression du béton

Etant donné que les appuis sont en béton armé fretté, on doit vérifier si :

$$\sigma_m < 150 \text{ [bars]}$$

$$\text{Avec } \sigma_m = \frac{P_{\max}}{A}$$

$$A = a \times b$$

$$\text{D'où } \sigma_m = 104,90 \text{ [bars]} < 150 \text{ [bars]}, \text{ condition vérifiée.}$$

b. Condition de non glissement

Pour assurer le non glissement de l'appareil d'appuis sous une charge verticale P et une charge horizontale H, il faut vérifier les conditions suivantes :

- $\sigma_{\min} > 20 \text{ bars}$
- $H < f.P$

$$\text{Avec } \sigma_{\min} = \frac{P_{\min}}{a \times b} = 53,4 \text{ [bars]}$$

$$P_{\min} = 53,4 \text{ [T]}$$

H : somme des efforts horizontaux

$$H = H_f + \frac{GA\mu_g}{T}$$

$$f = 0,10 + \frac{6}{\sigma_{\min}} = 0,248 \text{ (Frettes extérieures enrobées d'élastomère).}$$

La première condition est vérifiée car $\sigma_{\min} = 53,4 \text{ [bars]} > 20 \text{ [bars]}$

Et pour que la seconde soit vérifiée il faut que :

$$T \geq \frac{GA \mu_g}{fP - H_f}$$

Avec $P = 104,91 \text{ [T]}$

Alors $T \geq 0,41 \text{ cm.}$

c. Dimensionnement en épaisseur

Pour connaître T, il faut que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0,5H_f}{G_{ab}} + \frac{\mu_g}{T} < 0,7 \\ \frac{\mu_g}{T} < 0,5 \end{array} \right. \quad \text{Alors} \quad \left\{ \begin{array}{l} T > \frac{\mu_g}{0,7 - \frac{0,5H_f}{G_{ab}}} \\ T > \frac{\mu_g}{0,5} \end{array} \right.$$

Donc : $T > \max (3,05 \text{ cm} , 4,266 \text{ cm})$

$T > 4,27 \text{ cm}$

On a le choix entre :

- 6 plaques frettés de 8mm ;
- 4 plaques frettés de 12mm.

Prenons les plaques de 8mm et $T = 4,8 \text{ cm}$

d. Condition de non-flambement

Une empilement de hauteur excessive peut entraîner des phénomènes d'instabilité. On adoptera alors les règles suivant pour le non-flambement de l'appareil d'appuis.

- $\sigma_m < \frac{2}{3} \frac{a}{T} GS$

Avec $S = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = 9,62$ Coefficient de forme de l'appareil d'appui

$$\frac{2}{3} \frac{a}{T} GS = 267 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{P}{A} = 138 \text{ MPa} < 267 \text{ MPa} : \text{condition vérifiée}$$

- $5 < \frac{a}{T} < 10$

Soit $5 < \frac{a}{T} = 5,21 < 10$: condition vérifiée

Alors les conditions de non-flambement de l'appareil sont vérifiées.

e. Limitation de contrainte de cisaillement

La résistance des appuis est limitée par les efforts de cisaillement qui apparaissent dans les plaques de néoprène.

Il faut vérifier que : $\tau_p + \tau_H + \tau_\alpha < 5G$

- Sous les charges verticales :

$$\tau_p = 1,5 \frac{P}{S.A}$$

$$\tau_p = 1,5 \frac{104,91}{9,62 \times (0,25 \times 0,4)} \cdot 10^{-2}$$

On a : $\tau_p = 1,64 \text{ Mpa}$

- Sous les charges horizontales :

$$\tau_H = \frac{G \mu_g}{T} + 0,5 \frac{H_p}{a \times b}$$

D'où $\tau_H = 7,86 \text{ [MPa]}$

- due à une rotation des faces de l'appui :

$$\tau_{\alpha} = \frac{G}{2} \frac{a^2}{Tt} \operatorname{tg} \alpha_t$$

Avec $\alpha_t = \alpha_g + \alpha_C = 6,404.10^{-3}$ rd

D'où $\tau_{\alpha} = 4,17$ MPa

Ainsi, $\tau_p + \tau_H + \tau_{\alpha} = 14,18$ MPa < $5G = 40$ MPa

La condition est vérifiée.

III.5.7. Récapitulation

Finalement, nous prendrons pour chaque appareil d'appui, les dimensions suivantes :

250 x 400 x 6 x (8+2), avec une épaisseur totale de $T = 60$ mm.

III.6. Culée

III.6.1. Hypothèses de calcul

H_1 : Le remblai à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage, d'après notre visite sur site est un sol anciennement compacté. Alors, on admet comme caractéristiques du remblai :

- angle de frottement : $\varphi = 22^{\circ}$
- Coefficient de cohésion $c = 0,3$ T/m³
- Densité de remblai : $\gamma = 1,8$ T/m³
- Surcharge réglementaire de remblai : $q_R = 1$ T/m²

H_2 : Les combinaisons d'actions pour la superstructure

$$\text{ELS} \quad G + Q$$

$$\text{ELU} \quad 1,35G + 1,5Q$$

H_3 : La surcharge à considérer est la surcharge due au système B_C

III.6.2. Mur garde grève

a. Inventaire des actions

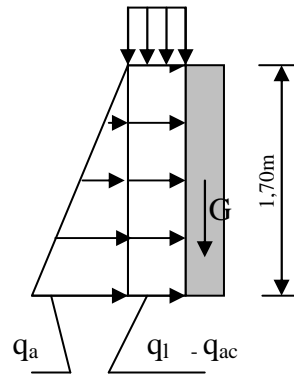


Figure n°32: Actions mises en jeu pour le mur garde grève

Le mur garde grève est sollicité :

- Horizontalement par :
 - la poussée de terre ;
 - la poussée locale sous l'effet des roues de camion ;
 - la freinage du camion.
- Verticalement par :
 - le poids propre du mur ;

b. Sollicitations

- Poids propre du mur :

$$g = 1,70 \times 0,30 \times 2,5 = 1,275 \text{ T/ml}$$

Cette charge ne produit pas de sollicitations dans la section d'encastrement. Elle est dirigée vers la section d'encastrement.

- Poids de remblai :

$$q_{a\gamma} = \gamma h K_a$$

$$\text{avec } K_{a\gamma} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,494$$

Ainsi, $q_{a\gamma} = 1,512 \text{ T/ml}$ à l'encastrement

$$M_\gamma = \frac{1}{6} q_a h^2 = 0,728 \text{ [Tm/ml]}$$

$$T_\gamma = \frac{1}{2} q_a h = 1,285 \text{ [T/m]}$$

- Cohésion :

$$q_C = C k_{ac} \quad \text{avec} \quad k_{ac} = \frac{1 - k_{aq}}{\tan \varphi} \quad k_{aq} = k_{ac}$$

$$\text{D'où } k_{ac} = 1,406$$

$$q_C = 0,422 \text{ T/ml}$$

$$M_C = -\frac{1}{2} q_C h^2 = -0,610 \text{ [Tm/ml]}$$

$$T_C = -q_C h = -0,717 \text{ [Tm/ml]}$$

$$M_{\text{poussée}} = M_{a\gamma} + M_C = 0,118 \text{ Tm/ml}$$

$$T_{\text{poussée}} = T_a + T_C = 0,568 \text{ T/ml}$$

- Surcharge du remblai :

L'effet le plus défavorable est produit par deux roues jumelées de telles sortes que la rectangle d'impact soit au contact de la face du mur garde-grève.

Ainsi, le moment fléchissant à l'encastrement, à la profondeur h a pour expression :

$$M = \frac{12 K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

$$\text{Avec } K = 1,1 K_{aq} q_R$$

1,1 : coefficient de sécurité pour compenser toute autre effet supplémentaire

$$\text{D'où } M = 3,623 \text{ Tm/ml}$$

Et l'effort tranchant est nul.

- Charge de freinage :

L'effort de freinage est pris égal au poids d'une roue soit 6T. Alors les sollicitations sont :

- L'effort tranchant : $V = 6T/ml$

- Moment fléchissant : $M_P = \frac{6h}{0,25 + 2h} = 2,795Tm / ml$

c. Récapitulation

On va récapituler dans le tableau suivant les sollicitations de calcul sur la section d'encastrement du mur garde-grève.

Tableau n°5 : Récapitulation des sollicitations

Combinaison	ELS	ELUR
Moment fléchissant Tm/ml	7,820	9,786
Effort Tranchant [T/ml]	7,768	9,767

III.6.3. Mur en retour

a. Inventaire des actions

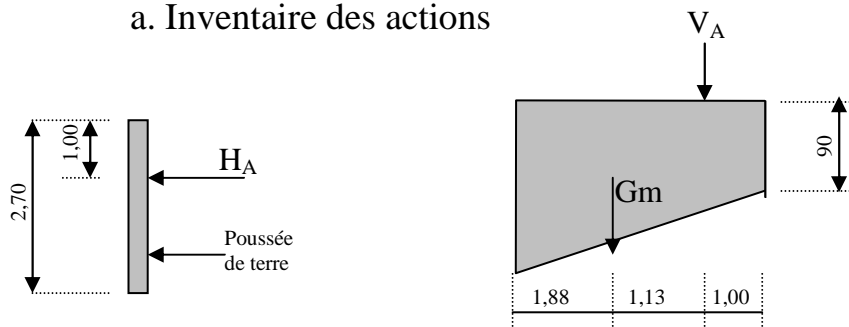


Figure n°33 : Schéma des actions sur le mur en retour

Il est sollicité par :

- son poids propre et la superstructure ;
- la poussée de remblai ;
- les surcharges accidentelles.

b. Sollicitations

Le mur est encastré parfaitement avec le chevêtre :

- Poids propre du mur :

$$G_r = 4,50 \times 0,25 \times \frac{2,70 + 0,9}{2} \times 2,5$$

$$G_r = 5,063 \text{ [T]}$$

- Poids de la superstructure :

$$G_s = 0,3 \text{ l}_r$$

$$G_s = 1,45 \text{ [T]}$$

- Surcharge accidentelles :

$$V_A = 4 \text{ [T]}$$

Les sollicitations sous charges verticales sont alors :

- Effort tranchant :

$$V_V = G_m + G_s + V_A$$

$$V_V = 10,513 \text{ [T]}$$

- Moment fléchissant :

$$M_V = 1,875 G_m + 2,25 G_s + 3,5 V_A$$

$$\text{D'où } M_V = 26,756 \text{ Tm}$$

- Poussée de terre :

Elle est donnée par la formule :

$$q_P = (q_R + \gamma_y) K_{a\gamma} - Ck_{ac}$$

$$q_p = 0,889y + 0,044$$

$$k_{ac} = 1,406$$

$$k_{ay} = 0,494 = k_{aq}$$

$$\text{Avec } y = -0,4x + 2,70 \text{ [m]}$$

Alors les sollicitations sont :

- Effort tranchant :

$$V_p = \iint q_p \, dx \, dy \quad \text{avec} \quad 0 < x < 4,5 \text{m}$$

$$0 < y < -0,4x + 2,70 \text{ [m]}$$

$$\text{On a} \quad V_p = 9,31 \text{ [T]}$$

- Moment fléchissant :

$$M_p = \iint q_p \, x \, dx \, dy$$

$$\text{D'où} \quad M_p = 14,62 \text{ [Tm]}$$

• Surcharges accidentelles :

$$H_A = 2T$$

$$M_A = 2 \times (l_r - 1) = 7 \text{ [Tm]}$$

c. Récapitulation

Récapitulons dans le tableau suivant les sollicitations à l'encastrement du mur en

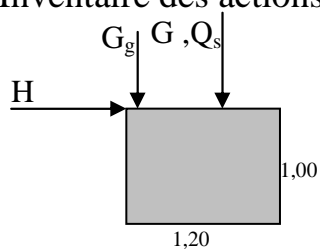
retour.

Tableau n°66 : Sollicitations sur le mur en retour

Charges	Verticales		Horizontales	
	ELS	ELU	ELS	ELU
Combinaisons d'actions				
Effort tranchant [T]	10,513	14,792	7,37	10,87
Moment fléchissant [Tm]	26,756	38,220	11,59	17,36

III.6.4. Sommier

a. Inventaire des actions



Les charges verticales sont :

- Poids propre du sommier ;
- Poids propre du mur garde grève et mur en retour ;
- Charge venant de la superstructure.

Et les charges horizontales :

- Poussée de terre ;
- Charges provenant des murs en retour et du mur garde-grève ,et leurs effets.

b. Sollicitations produits par l'excentrement transversal des charges

Les sollicitations sont calculées en tenant compte de l'excentrement des charges par rapport à l'axe de symétrie du mur de soutènement :

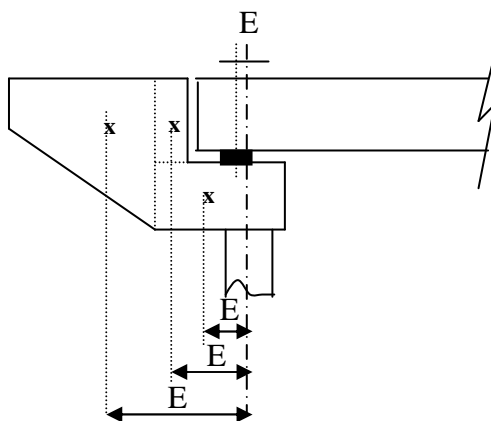


Figure n°34 : Excentricité des éléments par rapport à l'axe du mur de soutènement

Notons que $E_m = 2,725m$ $E_g = 0,70m$ $E_C = 0,25m$ $E_a = 3cm$

- Poids propre du sommier :

$$g_C = 2,50 \text{ T/m par ml}$$

- Moment fléchissant :

$$M_g = g_C \times l_C \times E_C$$

D'où $M_g = 0,75 \text{ Tm/ml}$ à l'ELS

$$M_g = 0,99 \text{ Tm/ml} \quad \text{à l'ELU}$$

- Effort tranchant :

$$V_g = g_C \times 0,85$$

$$V_g = 2,13 \text{ T/ml} \quad \text{à l'ELS}$$

$$V_g = 2,81 \text{ T/ml} \quad \text{à l'ELU}$$

- Poids propre du mur garde grève :

- Moment fléchissant :

$$M_g = g \times E_g$$

$$M_g = 0,84 \text{ Tm/ml} \quad \text{à l'ELS}$$

$$M_g = 1,109 \text{ Tm/ml} \quad \text{à l'ELU}$$

- Effort tranchant :

$$V_g = 1,28 \text{ T/ml} \quad \text{à l'ELS}$$

$$V_g = 1,68 \text{ T/ml} \quad \text{à l'ELU}$$

- Poids propre du mur en retour :

- Moment fléchissant :

$$M_r = 2 \times G_r \times E_m$$

Avec $G_r = 11,313 \text{ [T]}$

D'où $M_r = 61,656 \text{ [Tm]}$ à l'ELS

$M_r = 81,734 \text{ [Tm]}$ à l'ELU

- Effort tranchant :

$V_r = 22,63 \text{ [T]}$ à l'ELS

$V_r = 29,87 \text{ [T]}$ à l'ELU

- Appareil d'appuis :

Les réactions aux appuis sont :

$R_G = 2 \times [39,566 + 40,074] = 159,28 \text{ [T]}$

$R_Q = 2 \times [34,33 + 32,311] = 133,282 \text{ [T]}$

- La valeur du moment fléchissant est donnée par l'expression suivante :

$M_a = R E_a$

D'où $M_a = 9,577 \text{ [Tm]}$ à l'ELS

$M_a = 12,705 \text{ [Tm]}$ à l'ELU

- Et l'effort tranchant

$V_a = 324,418 \text{ [T]}$ à l'ELS

$V_a = 430,78 \text{ [T]}$ à l'ELU

- Poussée de terre :

$$M_P = \frac{1}{6} \gamma k_{a\gamma} (h_g + h_c)^3 - \frac{1}{2} C k_{ac} (h_g + h_c)^2$$

D'où $M_P = 3,72 \text{ Tm/ml}$ à l'ELS

$M_P = 4,91 \text{ Tm/ml}$ à l'ELU

- Poussée de charge locale :

$$M_p' = \frac{12 k_{aq}}{0,75 + 2(h_g + h_c)} \int_0^{h_g + h_c} \frac{h_g + h_c - x}{0,25 + x} dx$$

D'où $M_p' = 6,194 \text{ Tm/ml}$ à l'ELS

$M_p' = 8,259 \text{ Tm/ml}$ à l'ELU

- Effort de freinage :

$$M_f = \frac{6(h_g + h_c)}{0,25 + 2(h_g + h_c)}$$

D'où $M_f = 3,440 \text{ Tm/ml}$ à l'ELS

$M_f = 4,587 \text{ Tm/ml}$ à l'ELU

c. Récapitulation des efforts maximaux

On va résumer les sollicitations maximales sur la section d'encastrement dans le tableau suivant .

Tableau n°67 : Sollicitations sur le sommier

Sollicitations Origine des actions	M > 0 [Tm]		M < 0 [Tm]		T _{max} [Tm]	
	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Sommier	31,62	41,735	-4,505	-5,95	18,11	23,89
Garde grève	81,889	109,191	-6,375	-8,415	10,84	14,31
Mur en retour	-	-	-61,656	-81,734	22,63	29,87
Appuis	-	-	-9,577	-12,705	324,418	430,78
Total	113,509	150,926	-82,113	-108,804	376,00	498,85

III.6.5. Mur de front

a. Hypothèses de calcul

- On néglige les forces de poussées de l'eau et la butée ;
- On utilise la méthode de RANKINE. Ici, $\lambda = \beta = \delta = 0$;

- Le mur est encastré à l'extrémité inférieure.

b. Inventaire des charges

Les charges à considérer pour le calcul du mur de front sont :

- la poussée horizontale de terre ;
- la poussée horizontale due à la surcharge de remblai ;
- l'effort dû aux freinages ;
- le poids propre des éléments de l'ouvrage ;
- l'effort dû aux surcharges de la superstructure.

c. Evaluation des actions

- Actions verticales :

- Poids des murs en retour $G_p = 10,125 \text{ [T]}$
- Poids du mur garde-grève $G_g = 10,838 \text{ [T]}$
- Poids du chevêtre $G_C = 25,50 \text{ [T]}$
- Poids du mur de front $G_m = 63,75 \text{ [T]}$
- Poids propre de la superstructure $G_T = 159,28 \text{ [T]}$
- Surcharge de la superstructure $Q_T = 133,282 \text{ [T]}$

- Actions horizontales :

- Effort de freinage

L'effort de freinage dû au système B_C est la plus défavorable . Il est pris égal au poids d'un camion freiné.

D'où $Q_f = 30 \text{ [T]}$

- Poussée de terre :

Numériquement, les actions du sol sur l'écran du mur de front se traduisent par une densité $q_a(r)$ par ml d'écran proportionnel à r et elle est donnée par la formule suivante :

$$q_a(r) = \gamma r k_{a\gamma}$$

Où $k_{a\gamma} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$: coefficient de poussée de terre

Avec $\varphi = 22^\circ$

On a $k_{a\gamma} = 0,455$

D'où $q_a(r) = 0,819 r [T]$

- Poussée due à la surcharge de remblai :

$$q_e = q_R k_{aq}$$

Avec $k_{aq} = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cos \omega_\delta}{\cos \alpha_o + \sin \varphi \cos \omega_{\alpha_o}} e^{-2tg\varphi\varepsilon}$

α_o : inclinaison de la surcharge

$$\alpha_o = 0 \quad \beta = 0 \quad \lambda = 0 \quad \varepsilon = 0$$

D'où $k_{aq} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$

Ainsi, $q_e = 0,455 T/ml$

- Poussée due à la cohésion du sol :

Elle est donnée par la formule suivante

$$q_C = C k_{ac}$$

Avec $k_{ac} = \frac{1}{\frac{\cos \delta}{\cos \varphi} - k_{aq}} = 1,349$

D'où $q_c = 0,405 \text{ T/ml}$

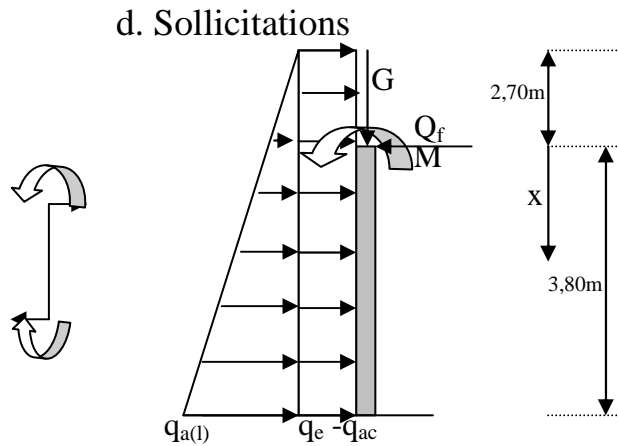


Figure n°35 : Schéma de calcul du mur de front

- **Moment fléchissant**

Le moment de flexion M est dû au poids des éléments au-dessus du mur de front par rapport à l'axe du mur.

$$M = 9,66 \text{ Tm/ml} \quad \text{à l'ELS}$$

$$M = 12,80 \text{ Tm/ml} \quad \text{à l'ELU}$$

En utilisant la méthode de la RDM, l'expression finale du moment fléchissant est :

$$M(x) = -q_a (x + 2,7) \times \frac{(x + 2,7)^2}{6} + (q_c - q_e) \frac{(x + 2,7)^2}{2} + Q_f x + M$$

Numériquement :

$$M^{\text{ELS}} = -0,137 (x + 2,7)^3 - 0,071 (x + 2,7)^2 + 4,24x + 9,66$$

$$M^{\text{ELU}} = -0,180 (x + 2,7)^3 - 0,097 (x + 2,7)^2 + 5,65x + 12,80$$

On va récapituler dans le tableau suivant le résultat :

x [m]	0	1	2	3	3,80
M ^{ELS} [Tm/ml]	6,45	5,99	2,35	-5,30	-14,85
M ^{ELU} [Tm/ml]	8,5	8,004	3,26	-6,74	-19,26

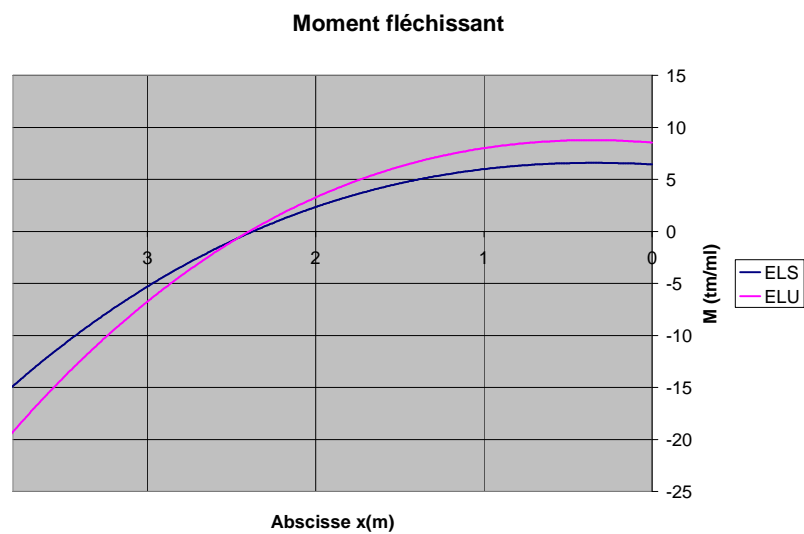


Figure n°36 : Diagramme du moment fléchissant

- Effort tranchant**

On sait que : $T(x) = -\frac{dM(x)}{dx}$

D'où $T^{\text{ELS}} = 0,411 (x + 2,7)^2 + 0,141 (x + 2,7) - 4,24$

$T^{\text{ELU}} = 0,54 (x + 2,7)^2 + 0,194 (x + 2,7) - 5,65$

Pour le traçage du diagramme de l'effort tranchant, on dresse ce tableau :

x [m]	0	1	2	3	3,80
T^{ELS} [T/ml]	-0,86	1,91	5,50	9,92	14,041
T^{ELU} [T/ml]	-1,19	2,46	7,19	13,00	18,43

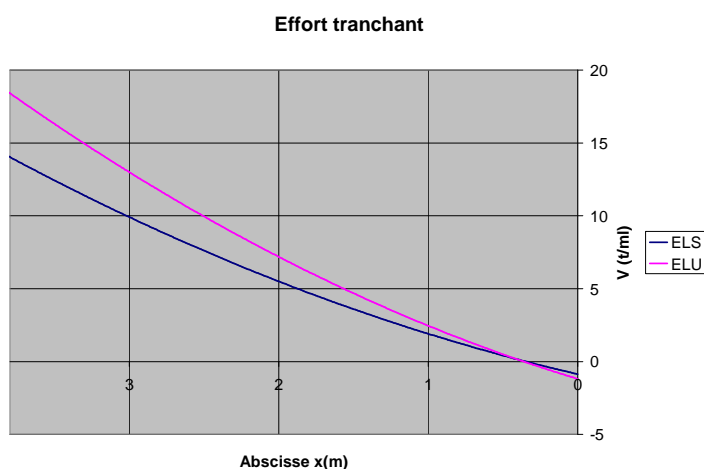


Figure n°37 : Diagramme de l'effort tranchant

- **Effort normal**

L'effort normal est dû au poids propre du mur et aux charges verticales des éléments au-dessus du mur.

Soit $N_G = 270,493$ [T]

$N_Q = 133,282$ [T]

Et on obtient :

- à l'ELU $N = 565,089$ [T] soit 66,481 T/ml

- à l'ELS $N = 404,075$ [T] soit 47,54 T/ml

L'excentricité de l'effort normal par rapport à l'axe transversal du mur de front est donnée par la formule suivantes :

$$e = \frac{\sum e_i P_i \gamma_i}{\sum \gamma_i P_i}$$

où γ_i : les coefficients de pondération selon les combinaisons d'actions

e_i : excentricité de chaque charge

P_i : Charge au-dessus du mur

Avec $\sum e_i P_i \gamma_i = 7,948 \text{ [Tm]}$

Et $\sum \gamma_i P_i = 68,919 \text{ [T/ml]}$

D'où $e_0 = 0,115\text{m} > \frac{E}{6} = 0,10\text{m}$

Le mur de front est chargé de façon excentrée. Et on fait le calcul de la section soumise à la flexion composée à l'ELU.

- Excentricité de première ordre :

$$e_1 = e_0 + e_q$$

Où $e_a = \text{Max} \left(2\text{cm}, \frac{l}{250} \right)$: l'excentricité additionnelle due aux imperfections

géométrique

$$e_a = 2,4\text{cm}$$

D'où $e_1 = 13,93\text{cm}$.

Puisqu'on a une compression, et le système est encastré aux extrémités, alors la longueur de flambement :

$$l_f = l = 3,80\text{m}$$

Et on a $\frac{l_f}{h} = 6,33 \langle \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 20 e_1 / h \end{array} \right.$

Où h : la hauteur de section dans le plan de flambement.

Donc on fait le calcul en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire des effets de l'excentricité du second ordre e_2 .

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\beta)$$

Avec $\beta = 2$

$$\alpha = \frac{M_1^L (G + \sum \psi_{2i} Q_i)}{M_1 (G + Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i)}$$

$$M_1^L = 1,35 \times 46,333 = 62,550 \text{ Tm}$$

$$M_1 = 1,35 \times 46,333 + 1,5 \times 3,998 = 68,546 \text{ Tm}$$

D'où $\alpha = 0,913$

Ainsi $e_2 = 0,0338 \text{ m}$

Soit $e_2 = 3,38 \text{ cm}$

Finalement, les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$e = e_1 + e_2 = 17,31 \text{ cm}$$

$$N_u = \sum \gamma_i N_i$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2)$$

Et on obtient $N_u = 66,481 \text{ [T/ml]}$

$$M_u = 11,56 \text{ [Tm/ml]}$$

A l'ELS $N_{ELS} = 47,54 \text{ [T/ml]}$

$$M_{ELS} = 5,92 \text{ [Tm/ml]}$$

D'où $e_{OELS} = 12,45 \text{ cm}$

Et les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_a = (e_1 + e_2) + (d - \frac{h}{2})$$

$$M_{uA} = N_u e_a$$

D'où $e_a = 41,31 \text{ cm}$

$$N_u = 66,481 \text{ [T/ml]}$$

$$M_{uA} = 27,463 \text{ [Tm/ml]}$$

$$N_s = 47,54 \text{ [T/ml]}$$

$$M_{sA} = 14,22 \text{ [Tm/ml]}$$

III.6.6. Semelle de répartition

Les pieux et le mur de soutènement sont encastrés dans la semelle de répartition.

a. Inventaire des charges

Les actions à considérer sont :

- le poids de terre sur la semelle ;
- le poids propre de la semelle ;
- les efforts transmis par le mur de front.

• Poids de terre

$$p_2 = 1,8 \times 1,0 \times (H_m + H_C + H_g)$$

D'où $p_2 = 13,86 \text{ T/ml}$ par mètre linéaire suivant sa longueur

Et $p_1 = 1,8 \times 1 \times 1,00$

$p_1 = 1,800 \text{ T/m}$ par mètre linéaire suivant sa longueur

- **Poids propre de la semelle**

$$g_s = \gamma_b \times H_s$$

$$\text{D'où } g_s = 3 \text{ t/m}^2$$

- **Effort transmis par le mur de front**

- Effort normal :

$$N_G = 270,493 \text{ T} \quad \text{soit } N_G = 27,89 \text{ T/ml}$$

$$N_Q = 133,282 \text{ T} \quad \text{soit } N_Q = 13,740 \text{ T/ml}$$

D'où $N_{ELS} = 41,63 \text{ T/ml}$

$$N_{ELU} = 58,26 \text{ T/ml}$$

- Moment fléchissant :

$$\text{On a } M_{ELS} = 126,225 \text{ [Tm]}$$

$$M_{ELU} = 163,71 \text{ [Tm]}$$

Soit par mètre linéaire de la longueur de la semelle

$$M_{ELS} = 13,01 \text{ [Tm/ml]}$$

$$M_{ELU} = 16,88 \text{ [Tm/ml]}$$

- **Surcharge réglementaire sur le remblai**

$$q_R = 1,0 \text{ T/m}^2$$

b. Stabilité de la culée

Pour l'étude de la stabilité de la culée, on prend le cas le plus défavorable qui correspond au tablier à vide et le remblai chargé représenté par la figure de la page suivante.

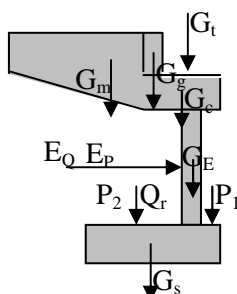


Tableau n°68 : Récapitulation des efforts

Actions	Forces [T]		Bras de levier [m]	Moments [Tm]	
	Horizontale	Verticale		M_S	M_R
G_m		10,125	4,02 ⁵	40,753	
G_g		10,838	2	21,676	
G_C		25,500	1,55	39,525	
G_T		159,280	1,33	211,842	
G_E		63,750	1,3	82,875	
G_S		116,400	2,0	232,80	
P_2		230,472	2,8	645,32	
Q_R		23,280	2,8	65,184	
E_P	133,508		2,381		317,88
E_Q	33,647		3,85		81,89
P_1		17,46	0,50	8,73	
TOTAL	154,779	657,105		1367,74	399,77

- Stabilité vis-à-vis du renversement

On identifie la stabilité au non-renversement par le coefficient de sécurité :

$$F_r = \frac{M_s}{M_R} \quad \text{Ici, } F_r = 3,09 > 1,5$$

Donc la culée est stable vis-à-vis de renversement.

- **Stabilité vis-à-vis du glissement**

Le coefficient de sécurité au non-glissement est égal à :

$$F_g = \frac{a B + F_v \operatorname{tg} \delta}{F_H}$$

Où $|a| \leq C$: adhérence sol-semelle

Prenons $a = 0,30 \text{ t/m}^2$

δ : angle de frottement sol-semelle

Prenons $\operatorname{tg} \delta = 0,25$ pour le cas d'un argile humide

$B = l_s$: largeur de la semelle

Alors on obtient :

$$F_g = 1,2$$

Donc la stabilité vis-à-vis du glissement n'est pas à craindre.

- **Stabilité élastique – Stabilité vis-à-vis du poinçonnement**

- La contrainte maximale sous la semelle de répartition est :

$$q_m = \frac{F_v}{l_s \times L_s}$$

Et on a : $q_m = 16,97 \text{ T/m}^2$

* Ici $\frac{D}{l_s} = 0,55 < 5$ où D : l'ancrage de la semelle

Alors la fondation sur semelle est une fondation superficielle de largeur l_s et de profondeur d'ancrage D .

Et $\frac{L_s}{l_s} = 2,425 < 10$: donc on est en présence d'une semelle isolée.

Pour une fondations superficielle sur semelle isolée, la contrainte admissible au non-poinçonnement du sol de fondation est donnée par la formule suivante :

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0,2 \frac{l_s}{L_s} \right) \gamma \frac{l_s}{2} N_\gamma + \gamma l_s (N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{l_s}{L_s} \right) C N_c \right]$$

Avec $D = 2,20\text{m}$

$$\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$$

$$\varphi = 15^\circ \quad N_\gamma = 2,3 \quad N_q = 3,9 \quad N_c = 11$$

D'où $q_{ad} = 18,65 \text{ T/m}^2$

Excentricité :

$$e = \left| \frac{|M_s - M_R|}{F_v} - \frac{l_s}{2} \right|$$

On a $e = 53\text{cm}$ et $\frac{l_s}{6} = 66,67\text{cm}$

Alors $e < \frac{l_s}{6}$: la résultante des forces passe dans le tier central de la semelle.

Ensuite, on va vérifier si $q_m < \frac{q_{ad}}{1 + \frac{3e}{l_s}} = 10,54 \text{ T/m}^2$

Alors $q_m > 10,54 \text{ T/m}^2$

En conclusion, la fondation sur semelle ne supporte pas les charges de l'ouvrage. Il y a alors poinçonnement au niveau de la culée, et il faut prévoir une fondation profonde sur pieux. Ce qui amplifie la stabilité au glissement de la culée.

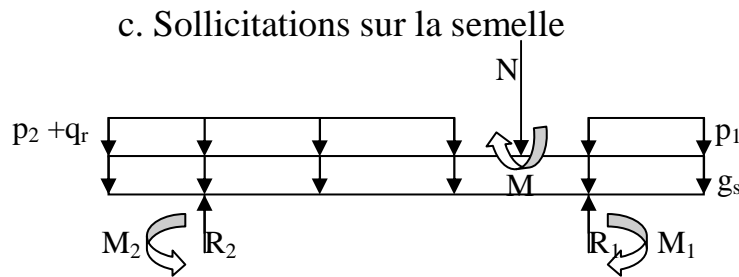


Figure n°38 : Schéma de calcul de la semelle de réparation sous culée

Après calcul, en utilisant la méthode de la RDM, on a :

$$R_1^{ELS} = 57,168 \text{ [T]} \quad M_1^{ELS} = 13,344 \text{ [Tm]}$$

$$R_1^{ELU} = 79,696 \text{ [T]} \quad M_1^{ELU} = 18,980 \text{ [Tm]}$$

$$R_2^{ELS} = 33,926 \text{ [T]} \quad M_2^{ELS} = -1,744 \text{ [Tm]}$$

$$R_2^{ELU} = 47,500 \text{ [T]} \quad M_2^{ELU} = -2,848 \text{ [Tm]}$$

Et les expressions des moments fléchissants et des efforts tranchants sont :

- Pour $0 \leq x < 0,8\text{m}$:

$$M(x) = - (g_s + p_2 + q_r) \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -(g_s + p_2 + q_r) x$$

- Pour $0,8\text{m} \leq x \leq 2,4\text{m}$

$$M(x) = -(g_s + p_2 + q_r) \frac{x^2}{2} + R_2 (x - 0,8) - M_2$$

$$T(x) = -(g_s + p_2 + q_r) x + R_2$$

- Pour $2,4m \leq x \leq 2,7m$

$$M(x) = -(g_s + p_2 + q_r) \frac{x^2}{2} + R_2 (x - 0,8) - M_2 + (p_2 + q_r) \left(\frac{x - 2,4}{2} \right)^2$$

$$T(x) = -(g_s + p_2 + q_r) x + R_2 + (p_2 + q_r) (x - 2,4)$$

- Pour $2,7m \leq x \leq 3m$

$$M(x) = -(g_s + p_2 + q_r) \frac{x^2}{2} + R_2 (x - 0,8) - M_2 + (p_2 + q_r) \left(\frac{x - 2,4}{2} \right)^2 + M - N(x-2)$$

$$T(x) = -(g_s + p_2 + q_r) x + R_2 + (p_2 + q_r) (x - 2,4) - N$$

- Pour $3m \leq x \leq 3,2m$

$$M(x) = -(g_s + p_2 + q_r) \frac{x^2}{2} + R_2 (x - 0,8) - M_2 + (p_2 + q_r) \left(\frac{x - 2,4}{2} \right)^2 + M - N(x - 2,7) - p_1 \frac{(x - 3)^2}{2}$$

$$T(x) = -(g_s + p_2 + q_r) x + R_2 + (p_2 + q_r) (x - 2,4) - N - p_1 (x - 3)$$

- Pour $3,2m \leq x \leq 4m$

$$M(x) = -(g_s + p_2 + q_r) \frac{x^2}{2} + R_2 (x - 0,8) - M_2 + (p_2 + q_r) \left(\frac{x - 2,4}{2} \right)^2 + M - N(x - 2,7) - p_1 \frac{(x - 3)^2}{2} + R_1 (x - 3,2) +$$

M_1

$$T(x) = -(g_s + p_2 + q_r) x + R_2 + (p_2 + q_r) (x - 2,4) - N - p_1 (x - 3) + R_1$$

Pour le traçage de diagramme de M_f et T , on dresse le tableau suivant :

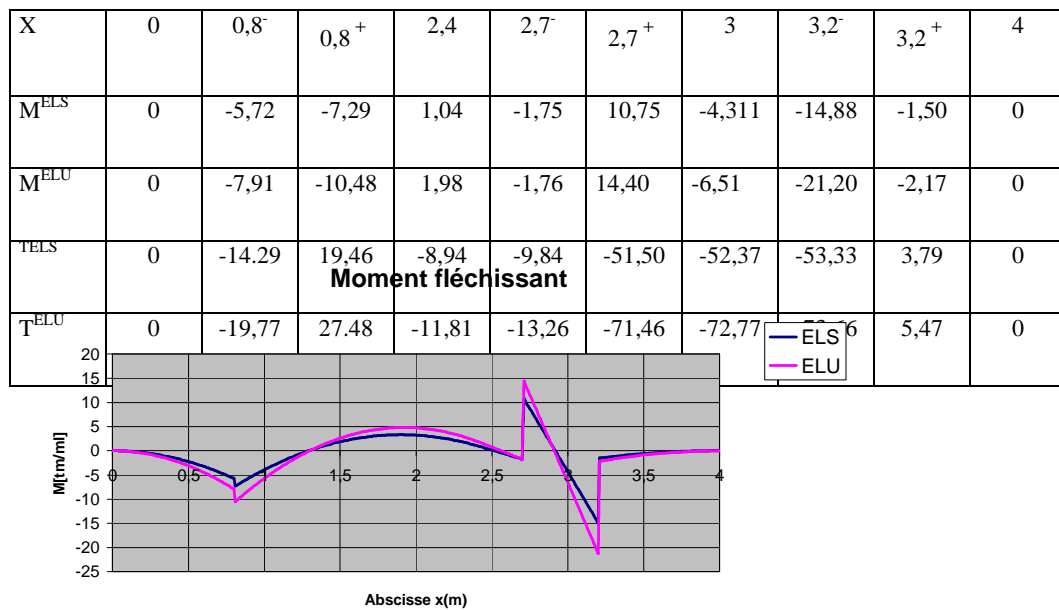


Figure n°39 : Diagramme de moments fléchissants

Effort tranchant

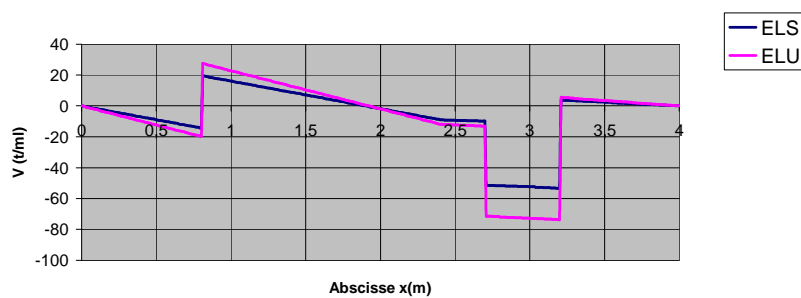


Figure n°40: Diagramme de l'effort tranchant

III.7. Pile intermédiaire

III.7.1. Hypothèses de calcul

H₁ : Les surcharges à considérer sont les surcharges de la superstructure, les effets du vent et du courant d'eau

H₂ : On considère les mêmes combinaisons d'actions que pour le calcul de la culée

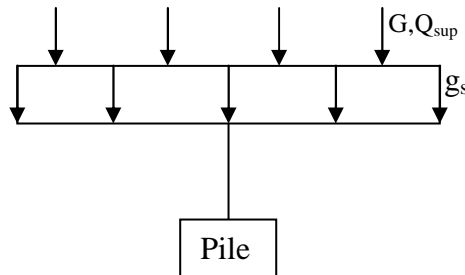
H₃ : La vitesse du courant pour la PHEC est $V = 4,272$ m/s

H₄ : La chevêtre et la semelle de répartition sont encastrées parfaitement avec le fût en béton.

III.7.2. Chevêtre

a. Inventaire des charges

- son poids propre ;
- le poids des éléments de la superstructure arrivant à la pile ;
- les surcharges de la superstructure.



b. Sollicitations

- Poids propre du chevêtre :

La masse au mètre linéaire du chevêtre est $g_c = 5,25$ T.

- Moment fléchissant au niveau de l'encastrement :

$$M_g = -g \frac{l_c^2}{8}$$

D'où $M_g = -36,914$ Tm

- Effort tranchant au niveau de l'appui :

$$T_g = -g \frac{l}{2}$$

D'où $T_g = -19,688$ [T]

- Charges venant de la superstructure :

Les intensités des charges venant de la superstructure sont :

- Pour les poutres intérieures :

$$G_{Ti} = 39,566 \text{ T}$$

$$Q_{Ti} = 34,333 \text{ T}$$

- Pour les poutres extrêmes :

$$G_{Te} = 40,074 \text{ [T]}$$

$$Q_{Te} = 32,333 \text{ [T]}$$

En utilisant la méthode de la RDM, on peut trouver les sollicitations :

- Moment fléchissant :

$$M_{GT} = 337,43 \text{ [Tm]} \quad M_{QT} = 287,534 \text{ [Tm]}$$

- Effort tranchant :

$$V_{GT} = -159,28 \text{ [T]} \quad V_{QT} = -133,288 \text{ [T]}$$

On résume dans le tableau suivant les efforts définitifs sur le chevêtre.

Tableau n°69 : Efforts définitifs sur le chevêtre

Abscisse x[m]		1,00	3,75
M [Tm]	ELS	64,65	661,878
	ELU	91,518	936,665
V [T]	ELS	150,02	312,256
	ELU	212,222	441,539

III.7.3. Fût pour pilier

a. Inventaire des actions

Les charges à considérer pour le dimensionnement du fût sont :

- son poids propre ;
- les effets du vent ;

- les effets du courant d'eau ;
- les charges et surcharges de la superstructure.

b. Evaluation des actions

• Efforts transversaux perpendiculaire à l'axe longitudinal du pont

• Efforts verticaux :

- Poids du chevrete 39,375 [T]
- Charge permanente de la superstructure 318,56 [T]
- Charge d'exploitation de la superstructure 266,576 [T]
- Poids propre de la pile déjàugée :

$$\frac{\pi}{2} (2^2 - 1,2^2) [(3,40 \times 2,5) - (2,61 \times 1)] = 11,843 \text{ [T]}$$

• Efforts horizontaux :

- Vent sur garde-corps :

Nous admettons un coefficient de réduction de 2/100 pour l'effet du vent sur le garde corps.

$$V_1 = \frac{2}{100} (0,9 \times 23,7) \times 0,4$$

$$V_1 = 0,171 \text{ [T]}$$

- Vent sur tablier :

$$V_2 = (1,50 + 0,15) \times 23,7 \times 0,4$$

$$V_2 = 15,642 \text{ [T]}$$

- Vent sur chevrete :

$$V_3 = (1,40 \times 2,00) \times 0,4$$

$$V_3 = 1,12 \text{ [T]}$$

- Vent sur pile :

$$V_4 = (2,40 - 1,61) \times 2 \times 0,4$$

$$V_4 = 0,632 \text{ [T]}$$

- Courant d'eau :

On estime l'effet du courant d'eau par la formule :

$$Q_C = q_C \times H_{PHEC}$$

où q_C : la pression du courant

$$q_C = k \times V^2 \times \phi$$

K : coefficient dépendant de la forme de la pile [$K = 38$]

ϕ : Largeur d'impact du courant

v : vitesse du courant

H_{PHEC} : Hauteur d'eau

Enfin, on a : $q_C = 1,387 \text{ T/ml}$

$$\text{Et } Q_C = 2,233 \text{ [T]}$$

- **Efforts longitudinaux**

- Charges verticales :

Semblable aux efforts transversaux

- Efforts horizontaux :

Ce sont les efforts dus aux freinages.

$$Q_f = 30 \text{ [T]}$$

c. Sollicitations

Dans tous les cas, nous supposons que les sollicitations dans les deux directions ne se cumulent pas.

- **Efforts longitudinaux**

En utilisant la méthode de la RDM, on peut trouver les expressions du moment fléchissant, effort tranchant et la valeur de l'effort normal à la base du fût.

- Moment fléchissant :

$$M(x) = Q_f (x + 1,4)$$

- Effort tranchant :

$$V(x) = - Q_f$$

- Effort normal :

$$N(x) = G + Q$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau n°70 : Sollicitations sur la pile suivant l'axe longitudinal du pont

Sollicitations	ELUR	ELS
M [Tm]	270	180
V [T]	-45	-30
N[T]	899,040	636,354

• Efforts transversaux

Comme les efforts longitudinaux, on applique la méthode de la RDM, et on a :

$$M(x) = V_1 (x + 3,6) + V_2(x + 2,325) + V_3(x + 0,7) + V_4(x - 0,41) + Q_C(x - 2,395)$$

$$V(x) = -V_1 - V_2 - V_3 - V_4 - Q_C$$

$$N(x) = G + Q$$

Tableau n°71 : Sollicitations sur la pile suivant l'axe transversal du pont

Sollicitations	ELUR	ELS
M [Tm]	149,210	99,473
V [T]	-29, 697	-19,798

N[T]	899, 040	636,354
------	----------	---------

L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre du fût est égal à :

$$e = \frac{M}{N}$$

on a $e = 0,17\text{m} > \frac{\phi}{8} = 0,25\text{m}$

L'effort normal est alors appliqué à l'intérieur du noyau central du fût.

III.7.3. Semelle de répartition

La semelle est sollicitée par :

- son poids propre ;
- le poids du sol au-dessus ;
- le poids des éléments au-dessus de la semelle et les surcharges variables.

On note que le fût et les pieux sont encastres parfaitement avec la semelle de répartition.

a. Evaluation des actions

- Les charges verticales venant de la superstructure sont :

$$N_{ELS} = 636,354 \text{ [T]} \quad \text{soit } 99,430 \text{ [T/ml]}$$

$$N_{ELU} = 899,040 \text{ [T]} \quad \text{soit } 140,475 \text{ [T/ml]}$$

- Moments fléchissants venant de la superstructure :

- Longitudinal :

$$M_{ELS} = 180 \text{ Tm}$$

$$M_{ELU} = 270 \text{ Tm}$$

- Transversal :

$$M_{ELS} = 99,473 \text{ Tm}$$

$$M_{ELU} = 149,210 \text{ Tm}$$

- Poids propre de la semelle :

- Longitudinal :

$$g_{ELS} = 19,2 \text{ T/ml}$$

$$g_{ELU} = 25,344 \text{ T/ml}$$

- Transversal :

$$g_{ELS} = 12 \text{ T/ml}$$

$$g_{ELU} = 15,84 \text{ T/ml}$$

- Poids du remblai :

- Longitudinal :

$$p_{ELS} = 11,52 \text{ T/ml}$$

$$p_{ELU} = 15,552 \text{ T/ml}$$

- Transversal :

$$p_{ELS} = 7,2 \text{ T/ml}$$

$$p_{ELU} = 4,860 \text{ T/ml}$$

b. Etude de la stabilité de la pile intermédiaire

Pour l'étude de la stabilité de la pile, on prend le cas défavorable, c'est-à-dire :

- Longitudinalement : l'un avec un camion freiné et l'autre à vide

- Transversalement : les tabliers sont vides.

On résume dans le tableau suivant les efforts

Tableau n°72: Récapitulation des efforts sur la pile intermédiaire transversalement

EFFORTS TRANSVERSAUX					
Actions	Forces [T]		Bras de Levier [m]	Moment [T.m]	
	Verticale	Horizontale		Stabilisateur	Renversement
G _T	318,56		3,2	1019,39	
V ₁		0,171	8,2		1,402
V ₂		15,642	6,925		108,32
G _C	39,38		3,20	126,02	
V ₃		1,12	5,3		5,936
G _P	11,843		3,20	37,898	
V ₄		0,632	4,19		2,648
Q _c		2,233	2,205		4,924
G _S	46,57		3,2	147,46	
TOTAL	415,863	19,798		1330,768	123,23

On va vérifier la stabilité de la pile transversalement suivant l'écoulement de l'eau.

- $F_R \frac{M_S}{M_R} = 10,80 > 1,5$ condition vérifiée pour la stabilité au renversement

$$F_g = \frac{a B + F_v \operatorname{tg} \delta}{F_H} = 5,64 > 1,2 \quad \text{donc le glissement de la pile n'est pas à craindre.}$$

Tableau n°73: Récapitulation des efforts sur la pile intermédiaire longitudinalement

EFFORT LONGITUDINAUX					
Actions	Forces [T]		Bras de Levier [m]	Moment [T.m]	
	Verticale	Horizontale		Stabilisateur	Renversement
G _T	318,56		2	637,12	

G _C	39,38		2	78,76	
Q _F		30	6		180
G _P	11,843		2	23,686	
G _S	46,08		2	92,16	
TOTAL	415,863	30		831,726	180

Pour la stabilité de la pile intermédiaire :

Longitudinalement

$$F_R = \frac{M_S}{M_R} = 4,62 > 1,50 \quad \text{donc elle est stable au renversement}$$

$$F_g = \frac{ab + Fxtg\delta}{F_H} = 3,72 > 1,20 \quad \text{donc elle est très stable au glissement.}$$

Remarque : Ces deux coefficient sont très grand. En effet, le poids énorme de la superstructure renforce la stabilité de la pile.

Quand à la stabilité élastique :

La contrainte maximale sous la semelle est :

$$\sigma_m = \frac{F_v}{l_s \times L_s}$$

$$\text{d'où } \sigma_m = 16,24 \frac{T}{m^2}$$

Et la contrainte admissible est :

$$\sigma_{adm} = 10,54 \text{ T/m}^2 \text{ (Voir stabilité de la culée)}$$

On remarque que $\sigma_m > \sigma_{adm}$, alors on doit recourir à la fondation profonde pour supporter les charges sur la semelle.

c. Sollicitations

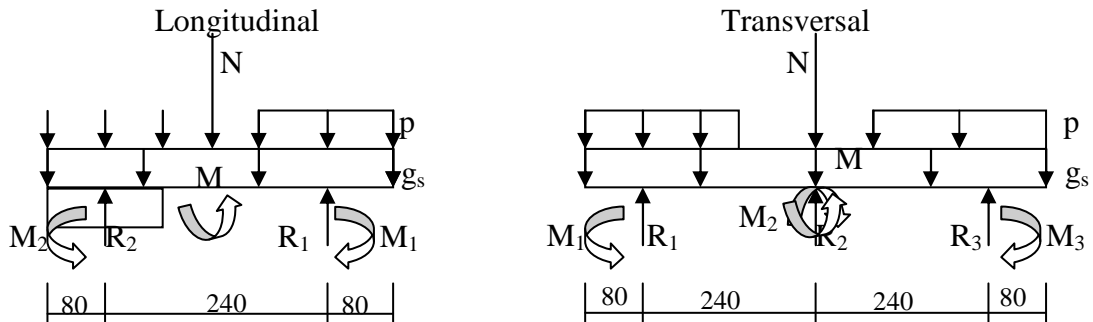


Figure n°41 : Schéma de calcul des sollicitations

• Longitudinalement

D'après le calcul de la RDM, les valeurs des réactions aux appuis sont :

Réactions	R_1 [T]	R_2 [T]	M_1 [T.m]	M_2 [Tm]
ELS	480,597	255,597	235,509	145,509
ELU	684,511	347,009	336,585	201,583

Ainsi, les équations qui définissent les diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant sont :

$$M(x) = -(g + p) \frac{x^2}{2} + R_1 (x - 0,8) - M_1 + p \frac{(x-1)^2}{2} - N(x-2) - M - p \frac{(x-3)^2}{2} + R_2 (x - 3,2)$$

$$+ M_2$$

$$T(x) = -(g + p) x + R_1 + p(x - 1) - N - p(x - 3) + R_2$$

Pour le traçage de ces diagrammes, on a :

X [m]	0	0,8 ⁻	0,8 ⁺	1	2 ⁻	2 ⁺	3,2 ⁻	3,2 ⁺	4
M _{ELS} [m]	0	-9,83	-240,78	-154,75	285,53	103,47	-155,34	-9,59	0
M _{ELU} [m]	0	-13,09	-343,16	-220,13	410,81	138,00	-214,67	-12,76	0
T _{ELS} [m]	0	-24,58	455,71	449,88	430,68	-205,87	-230,35	25,01	0
T _{ELU} [m]	0	-32,72	651,39	643,62	618,27	-281,02	-314,29	32,31	0

• **Transversalement**

Par une méthode analogue, on a :

	R ₁ = R ₃ [T]	R ₂ [T]	M ₁ = M ₃ [T.m]	M ₂ [T.m]
ELS	35,371	658,251	7,752	99,473
ELU	46,923	927,954	10,277	149,210

Et les équations de M et V sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x) = -(g + p) \frac{x^2}{2} + R_1(x - 0,8) - M_1 + \frac{p}{2}(x - 2,2)^2 + (M_2 - M) + (R_2 - N)(x - 3,2) \\ - \frac{p}{2}(x - 4,2)^2 + R_3(x - 5,6) + M_3 \\ T(x) = -(g + p)x + R_1 + p(x - 2,2) + (R_2 - N) - p(x - 4,2) + R_3 \end{array} \right.$$

Du fait de la symétrie du système, on a :

X[m]	0	0,8 ⁻	0,8 ⁺	2,2	3,2 ⁻
M _{ELS} [T.m]	0	- 4,99	-12,52	4,02	-0,93
M _{ELU} [T.m]	0	-6,62	-16,60	5,33	-1,22

$V_{ELS}[T]$	0	-12,48	22,74	1,05	-10,95
$M_{ELU}[T]$	0	-16,56	30,16	1,38	-14,46

III.8. Les pieux

III.8.1. Hypothèse de calcul

H.1. Les pieux sont encastrés au niveau de semelle.

H.2. Rigidité de la semelle :

La semelle est infiniment rigide par rapport aux pieux si $d > \frac{h_s}{2\lambda}$

Où $h_s = 1,20m$ hauteur de la semelle

$d = 2,40m$ entraxe de deux files de pieux

On a $d > 0,48m$ alors la semelle est infiniment rigide par rapport aux pieux.

H.3. On considère le cas de groupe de pieux si $d > 2,5\phi$

où $\phi = 80cm$ le diamètre du pieu

Ici, on a $d > 2,00m$

Alors on considère un pieu isolé dans le calcul.

H.4. La fondation est sollicitée par un effort vertical Q_v , un effort horizontal Q_h et un moment fléchissant M .

III.8.2. Détermination de la longueur et nombre de pieux

Comme nous avons supposé dans le chapitre IV, on adopte les pieux forés $\phi 800$.

Leurs longueurs sont obtenues à partir de la capacité portant du sol.

a. Hauteur d'encastrement

Selon FOND72, la hauteur d'encastrement est définie par

$$h_0 = \frac{\sum h_i Pl_i}{Pl_e}$$

Avec $Pl_e = (Pl_1 \times Pl_2 \times Pl_3)^{1/3}$

Où Pl_e : la pression limite équivalente

Pl_1 : pression limite mesurée à un mètre au-dessus du niveau de la base de fondation, donnée par l'essai pressiométrique .

Pl_2 : Pression limite à la base.

Pl_3 : pression limite mesurée à un mètre au-dessous du niveau de la base de fondation, donnée par l'essai pressiométrique

h_i : Hauteur de chaque couche du sol

Pl_i : Pression limite de chaque couche

D'où $Pl_e = (1,79 \times 1,65 \times 1,73)^{1/3}$

$Pl_e = 1,74 \text{ MPa}$.

Et on obtient

$$h_e = \frac{(4 \times 0,88) + (7 \times 1,572)}{1,74}$$

Enfin $h_e = 8,35 \text{ m}$

b. Facteur de portance

Le facteur de portance d'un pieu, noté « k », dépend de la nature du pieu, du rapport

$\frac{h_e}{R}$ et de la nature du sol sous la pointe. Dans notre cas, d'après l'abaque en annexe 7, on a

$k=3,2$

c. Charge nominale

La charge nominale est égale à :

$$Q = Q_p + Q_f$$

Où Q_p : le terme de pointe

Q_f : le terme de frottement latéral

• Terme de pointe

La résistance en pointe d'un pieu est

$$Q_p = A q_{ad}$$

Où A : la section du (béton) pieu

q_{ad} : pression limite sous la base du pieu

$$q_{ad} = \frac{k}{3} (Pl_e - P_0) + q_0$$

$$Pl_e \gg P_0$$

Et $q_0 = \sum \delta_i h_i$: pression due au poids des terres saturées au-dessus du niveau de fondation.

Ainsi, la valeur de Q_p en fonction de la profondeur (par rapport au niveau du TN) est égale à :

Profondeur (m)	Pl_e (MPa)	Q_{ad} (MPa)	Q_p (T)
10	1,62	1,908	95,91
11	1,74	2,054	103,25
12	1,94	2,47	124,07

• Terme de frottement latérale

La résistance au frottement d'un pieu est composée de deux termes :

- Résistance au frottement latéral amélioré ;
- Résistance au frottement latéral courant.

La résistance au frottement latéral unitaire à la rupture d'un pieu est obtenue en lisant l'abaque en annexe.

- **Frottement latéral amélioré**

Il est dû au serrage du terrain contre la paroi latérale du pieu sur une longueur de $3R$ au dessus de la base du fondation.

$$Q_{fa} = \frac{3}{2} R \times 2\pi R \times q_{fa}$$

q_{fa} : frottement latéral unitaire amélioré.

- **Frottement latéral courant :**

Il concerne la longueur du pieu moins une longueur de $(0,3m + R)$ et $3R$.

$$Q_{fc} = \frac{1}{2} [L - (3R + 0,3 + R)] \times 2\pi R \times q_{fc}$$

q_{fc} : frottement latéral unitaire courant.

On va résumer dans le tableau suivant le résultat de la résistance au frottement latéral suivant la profondeur.

Tableau n°74 : Résistance au frottement latéral

Profondeur (m)	Pl_e (MPa)	q_{fc} (MPa)	q_{fa} (MPa)	Q_{fc} (T)	Q_{fa} (T)	Q_f (T)
10	1,62	0,083	0,123	84,49	18,55	103,04
11	1,74	0,083	0,123	94,92	18,55	113,47
12	1,94	0,083	0,123	105,35	18,55	123,90

- **Récapitulation**

En faisant la somme de ces deux termes ci-dessus, on peut trouver la charge nominale d'un pieu.

Tableau n°75 : Charge nominale du pieu

Profondeur (m)	Q_P (T)	Q_F (T)	Q_N (T)
10	95,91	103,04	198,95
11	103,25	113,47	216,72
12	124,07	123,00	247,97

- **Nombre de pieu**

Après la descente de charges, les efforts normaux appliqués à la fondation sont :

- Sous pilier $Q = 1443,68[T]$
- Sous culée $Q = 1340,14[T]$

Alors, avec un pieu foré Q800 de 12m, on a besoin de six (6) pieux sous culée et sous pilier.

Tableau n°76 : Valeur des charges appliquées par pieu pour $l = 12m$

Profondeur (m)	Q_N (T)	$Q_{appliquée}$ (T)	
		Sous pilier	Sous culée
12	247,27	240,61	223,36

III.8.3. Détermination de la force maximale admissible pour le béton du pieu - charge intrinsèque

La charge intrinsèque est obtenue par la formule suivante :

$$Q_i = A \sigma_b'$$

Où A : la section du pieu

σ_b' : contrainte de compression du béton

$$\text{à l'ELS } \overline{\sigma_b} = 0,3 f_c \quad \text{avec } f_c = \frac{\sup(f_{c28}, f_{c\lim}, f_{cj})}{k_1 \cdot k_2}$$

$$\overline{\sigma_b} = 5,95 \text{ MPa}$$

$$\text{à l'ELU } \overline{\sigma_{bc}} = \frac{0,85 f_c}{1,5}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 11,24 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } Q = \begin{cases} 299,08[T] & \text{à l'ELS} \\ 564,98[T] & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

En résumé, les charges transmises par les pieux sont inférieures aux charges admissibles. Donc il n'y a rien à craindre sur la résistance du béton du pieu.

III.8.4. Sollicitations

a. Les paramètres de calcul

• Module d'Young du béton

$$\text{- Pour une déformation instantanée } E_i = 21000 (\sigma_{28}')^{1/2}$$

$$\text{d'où } E_i = 3.320.392 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$\text{- Pour une déformation à longue durée } E_v = 7.000 (\sigma_{28}')^{1/2}$$

$$\text{d'où } E_v = 1.106.797 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

• Module de réaction du sol

Le module de réaction du sol est défini par

$$\frac{1}{k} = \frac{1+\nu}{3E} R_0 \left(2,65 \cdot \frac{R}{R_0}\right)^\alpha + \frac{\alpha}{3E} R$$

Où k : module de réaction du sol

ν : coefficient de poisson, on prend $\nu = 0,33$

E : module pressiométrique

R_0 : rayon de référence

R : rayon de pieu

α : coefficient dépendant de la nature du sol, rapport E/P_1 obtenu au pressiomètre. On prend $\alpha = \frac{2}{3}$ [argile sableuse dont $9 < E/P_1 < 16$].

D'où $k = 7595,54 \text{ T/m}^3$

- Pour les charges instantanées $k_i = k = 7595,54 \text{ T/m}^3$

- Pour les charges à long terme $k_v = 0,5k = 3797,77 \text{ T/m}^3$

• Longueur de transfert du pieu

La longueur de transfert est égal à :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k\Phi}}$$

Où E : module d'Young du béton

I : moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi\phi^4}{64} = 0,02011 \text{ m}^4$$

Alors, sous sollicitations instantanées $l_{oi} = 2,53 \text{ m}$

Sous sollicitations à long terme $l_{ov} = 2,33 \text{ m}$

• Coefficient d'élasticité longitudinale du pieu

$$\mu = \frac{ES}{L}$$

Où la longueur du pieu $L = 12 \text{ m}$

S : section du pieu

E : module d'Young du béton

D'où $\mu_i = 115.104$

$\mu_v = 38.368$

- **Choix de la méthode utilisée**

Dans tous les cas, $l > 3l_0$

Donc, on fait le calcul en considérant les pieux de longueur infinie.

- **Coefficient d'élasticité croisée**

Ce sont des coefficients caractérisant la géométrie et la nature du pieu, des qualités géotechnique du sol traversé ainsi que des conditions aux limites du pieu, c'est à dire la liaison aux extrémités.

On peut distinguer deux types de coefficients.

- ceux relatifs à la section en tête des pieux R_i
- ceux relatifs à la section située au niveau où le sol devient transversalement réactif « l_i ».

Dans notre cas avec des pieux de longueur infinie.

$$\begin{cases} l_1 = k\Phi L_0 \\ l_2 = 0,5k\Phi L_0^2 \\ l_3 = 0,33kL_0^3 \end{cases}$$

et
$$\begin{cases} R_1 = \frac{1}{D} [l_1 + \frac{h}{EI} (l_1 l_3 - l_2^2)] \\ R_2 = \frac{1}{D} [hl_1 + l_2 + \frac{h^2}{2EI} (l_1 l_3 - l_2^2)] \\ R_3 = \frac{1}{D} [h^2 l_1 + 2hl_2 + l_3 + \frac{h^3}{3EI} (l_1 l_3 - l_2^2)] \end{cases}$$

avec
$$D = 1 + \frac{h}{3EI} (h^2 l_1 + 2hl_2 + l_3) + \frac{h^4}{12[EI]^2} (l_1 l_3 - l_2^2)$$

Où « h » la hauteur du sol supposée non réactif

- **Autres coefficients**

$$\lambda = R_1 l + \frac{m+n}{mn\mu l} (R_1 R_3 - R_2^2) \quad \text{et} \quad \delta = \frac{1}{\lambda} \frac{m-n}{mn\mu l} (R_1 R_3 - R_2^2)$$

Avec m,n : nombre de pieux par file

l : longueur du pieu.

b. Sollicitations et déplacements

Pour deux piles de pieux, les sollicitations en tête sont données par les formules ci-dessus.

Effort normal

$$\begin{cases} N_1 = (1 + \delta) \frac{Q_v}{2} - \frac{R_1 M}{\lambda} - \frac{R_2 Qh}{\lambda} \\ N_2 = (1 + \delta) \frac{Q_v}{2} + \frac{R_1 M}{\lambda} + \frac{R_2 Qh}{\lambda} \end{cases}$$

- **Effort tranchant**

$$\begin{cases} V_1 = \left(\frac{m}{m+n} \right) Qh \\ V_2 = \left(\frac{n}{m+n} \right) Qh \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$\begin{cases} M_1 = \frac{m}{m+n} \left[-\frac{\delta}{2} l Q_v + M \left(1 - \frac{l R_1}{\lambda} \right) - \frac{l R_2 Qh}{\lambda} \right] \\ M_2 = \frac{n}{m} M_1 \end{cases}$$

Et les déplacements dus à ces efforts sont

- **Déplacement horizontal ($\delta < 0$)**

$$X_1 = X_2 = M \frac{m+n}{mn\mu l} \cdot \frac{R_2}{\lambda} + \frac{Qh}{\lambda} \left(1 + \frac{m+n}{mn\mu l} \cdot R_3 \right)$$

- **Déplacement vertical**

$$\begin{cases} Z_1 = \frac{N_1}{nu} \\ Z_2 = \frac{N_2}{n\mu} \end{cases}$$

- **Rotation**

$$\omega_1 = \omega_2 = \frac{Z_1 - Z_2}{l}$$

c. Récapitulation

Après avoir défini les différents paramètres de calcul, on va donner les résultats définitifs des sollicitations selon d'état limite considéré.

- **Paramètres de calcul**

On va donner ces valeurs sous forme de tableau.

Tableau n°77: Paramètres de calcul du pieu

Paramètres	Cas différé	Cas instantané
------------	-------------	----------------

Module d'Young du béton [T/m ²]			1 106 797	3 320 392
Module de réaction du sol [T/m ²]			3 797,77	7 585,54
Longueur de transfert [m]			2,33	2,58
Coefficient d'élasticité longitudinal			46 361	139 084
D			2,0502	1,8993
Paramètres croisés	I	l ₁	7079	15 677
		l ₂	8247	20 224
		l ₃	12 682	34 437
	R	R ₁	3 691	9 286
		R ₂	7 714	19 418
		R ₃	17 843	43 026
λ			44 300	111 460
δ . m = n			0	0

Sollicitations et déformations

➤ Sous culée

Tableau n°78 : Sollicitations et déformations du pi eu sous culée

				G _{max}	Q	ELS	ELU
CHARGE	Q _v [T]			818,732	156,568		
	Q _h [T]			133,508	3,647		
	M [Tm]						
SOLLICITATION	N [T]	N ₁	Pile	386,118	77,66		
			Pieu	128,706	25,88	154,59	212,57
		N ₂	Pile	432,61	78,92		
			Pieu	144,20	26,31	170,51	234,14
	V [T]	V _{1,2}	Pile	66,75	1,22		
			Pieu	22,25	0,41	22,66	30,65
	M [Tm]	M _{1,2}	Pile	139,49	7,62		
			Pieu	46,50	2,54	49,04	66,59
DEFORMATION	X [m]			3.10 ⁻³	3,3.10 ⁻⁵	3.10 ⁻³	4,1.10 ⁻³
	Z [m]	Z ₁		8.10 ⁻⁴	5.10 ⁻⁵	8,5.10 ⁻⁴	1.10 ⁻³
		Z ₂		1,2.10 ⁻³	7.10 ⁻⁵	1,3.10 ⁻³	1,7.10 ⁻³
	W[rad]			-3.10 ⁻⁵	-2.10 ⁻⁶	3,2.10 ⁻⁵	4,4.10 ⁻⁵

➤ Sous pilier

Tableau n°79 : Sollicitations et déformations du pieu sous pilier

				G_{max}	Q	ELS	ZLU
CHARGE	Q _v [T]			773,2	266,576		
	Q _h [T]			-	30		
	M [Tm]						
SOLLICITATION	N [T]	N ₁	Pile	386,6	138,23		
			Pieu	128,87	46,08		
		N ₂	Pile	386,6	138,51		
			Pieu	128,87	46,17	175,04	243,23
	V [T]	V _{1,2}	Pile	-	15	-	-
			Pieu	-	5	5	7,5
	M [Tm]	M _{1,2}	Pile	-	31,36	-	-
			Pieu	-	10,45	10,45	15,68
DEFORMATION	X [m]			-	2,7.10 ⁻⁴	2,7.10 ⁻⁴	4,1.10 ⁻⁴
	Z [m]	Z ₁		3,3.10 ⁻⁴	8,6.10 ⁻⁴	1.10 ⁻³	1,4.10 ⁻³
		Z ₂		9,3.10 ⁻⁴	1,3.10 ⁻⁴	1.10 ⁻³	1,5.10 ⁻³
	W [rad]			-	-3,7.10 ⁻⁶	-3,7.10 ⁻⁶	-5,5.10 ⁻⁶

ChapITRE III : DIMENSIONNEMENT ET VERIFICATION

Pour le calcul et la vérification de la section, on se sert du calcul automatique à l'aide d'un petit logiciel conçu à partir du langage VISUAL BASIC 6.0.

i. Hypothèses de calcul

I.1. Hypothèse valable pour tous les états limites

- Au cours de la déformation, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (principe de NAVIER BERNOUILLI)
- Par adhérence, les allongements relatifs de l'acier et du béton au contact sont les mêmes
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.

I.2. Hypothèses supplémentaires pour l'E.L.S

- En vertu de la loi de HOOKE, les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives.

$$\sigma = E\varepsilon = E \frac{\Delta l}{l}$$

- On définit le coefficient d'équivalence par :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.3. Hypothèses supplémentaires pour l'E.L.U

- Le raccourcissement relatif du béton est limité à :
 - 3,5/1000 en flexion
 - 2/1000 en compression simple
- L'allongement relatif de l'acier est limité à 10/1000

II. SUPERSTRUCTURE

II.1. Poutre principale

II.1.1. Hypothèses de calcul

- La poutre principale est soumise à la flexion simple.
- On utilise de l'acier à haute adhérence de nuance Fe E 400.
- Le béton est dosé à 400kg / m³, avec du ciment de classe 425.

- La fissuration est supposée préjudiciable.
- Le diagramme de déformation et le diagramme des contraintes dans le cas de diagramme rectangulaire simplifié sont :

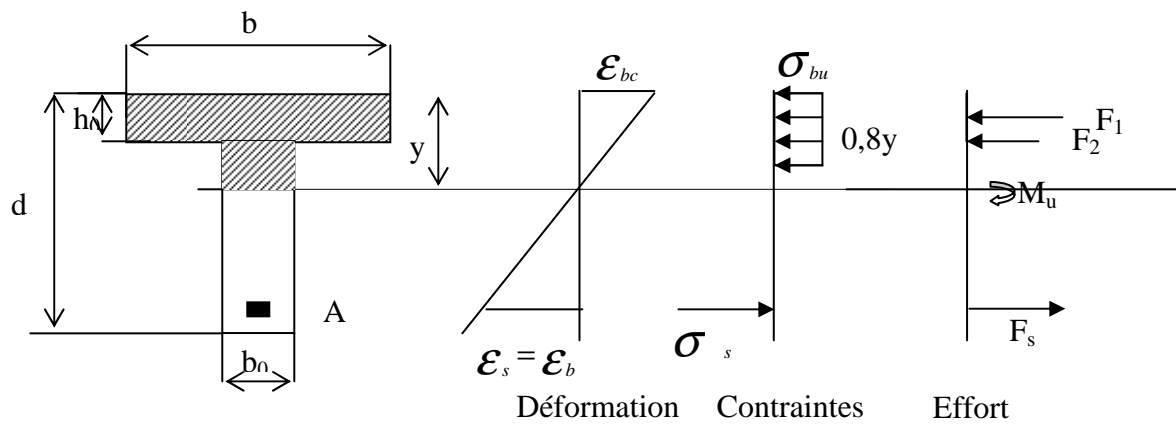


Figure n°43 : Diagramme de contrainte-déformation

- Les caractéristiques des matériaux :

- Pour le béton

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$t_{28} = 2,10\text{MPa}$$

$$\sigma_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2\text{MPa à l'ELU}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa à l'ELS}$$

- Pour l'acier

$$f_e = 400\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa à l'ELU}$$

$$\overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa à l'ELS.}$$

II.1.2. Sollicitations

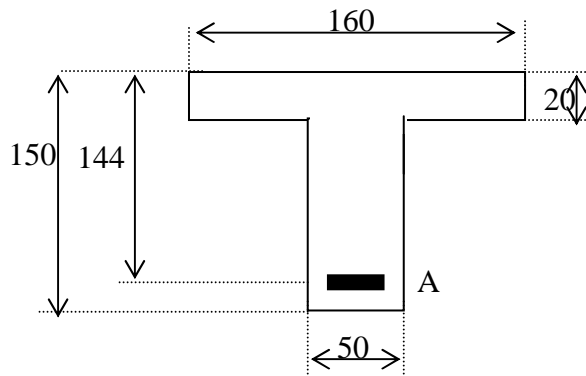
On récapitule les valeurs des sollicitations dans le tableau suivant .

Tableau n°80: Sollicitations de la poutre principale

Combinaison d'actions	ELS	ELU
Moment fléchissant [T.m]	436,653	619,648
Effort tranchant [T]	73,899	104,914

II.1.3. Calcul des armatures

a. Armature principale



En se servant du calcul automatique, on a :

CALCUL D'ARMATURES PRINCIPALES (B A E L 91)

Fissuration
☐ Peu préjudiciable
☒ Préjudiciable
☐ Très Préjudiciable

Acier
 Nuance:

 γ_s :

Section
 B (cm):
 B0 (cm):
 H (cm):
 H0 (cm):
 Enrobage inf (cm):
 Enrobage sup (cm):

Béton
 f_{c28} (MPa):
 θ :

 γ_b :

Efforts
 ELU: Moment fléchissant (Tm)
 ELS: Moment fléchissant (Tm)

Résultats
Armatures principales (cm²)
 ELU:
 Armature comprimée:
 Armature tendue:
 ELS:
 Armature comprimée:
 Armature tendue:
Contraintes (MPa)
 ELU:
 σ_{bc} :
 σ_s :
 ELS:
 σ_{bc} :
 σ_s :

Calculer Fermer

Figure n°44 : Fenêtre de calcul de la section des armatures de la poutre principale

Alors, prenons

$$A = 12 \phi 40 = 150,84 \text{ cm}^2$$

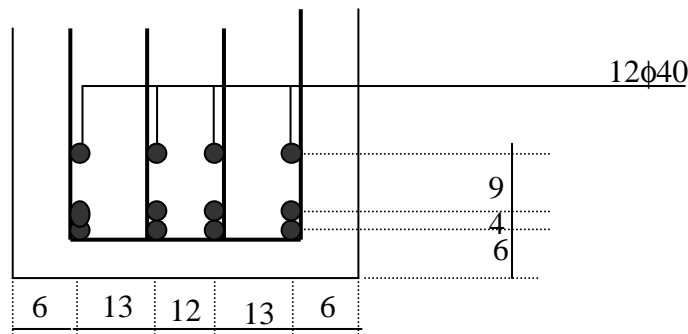


Figure n°45 :Disposition constructive des armatures de la poutre principale

b. Arrêt de barres

On arrête les barres par nappe symétrique par rapport au plan moyen :

- Pour les armatures inférieures on commence par la nappe la plus haute
- Pour chaque nappe, on arrête d'abord les barres le plus proche du plan moyen.

Le moment résistant de l'acier pour chaque nappe est donnée par la formule suivante

$$M_{ri} = A_i \cdot \sigma_s \cdot z_i$$

Où $z_i = \beta_i d$

- Pour trois nappes, $A = 12 \phi 40 = 150,84 \text{ cm}^2$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{r3} = 520,64 \text{ [T.m]}$$

- Pour deux nappes, $A = 8 \phi 40 = 100,10 \text{ cm}^2$

$$M_{r2} = 367,69 \text{ [T.m]}$$

- Pour une seule nappe, $A = 4 \phi 40 = 50,27 \text{ cm}^2$

$$M_{r1} = 184,65 \text{ [T.m]}$$

c. Armature de peau

La hauteur de la nervure de la poutre dépasse 80cm, donc il faut prévoir des armatures de peau. Leur section est égale à $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ de parement.

Ici, la hauteur de la nervure est $h = 1,20 \text{ m}$

Ainsi $A_{\text{peau}} = 3,60 \text{ cm}^2$

Prenons $A_{\text{peau}} = 8 \phi 8 = 4,01 \text{ cm}^2$

II.1.4. Vérification du béton

a. Vérification du béton

a.1. Contrainte tangente maximale

Elle est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

$$\tau_u = \frac{104,914}{50 \times 144 \cdot 10^{-4}}$$

D'où $\tau_u = 1,46 \text{ MPa}$

a.2. Contrainte tangente limite

Pour le cas des armatures d'âme droite avec fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \tau_{u, \max} = \left(\frac{4 \text{ MPa}}{\gamma_3} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right)$$

Alors, $\tau_u < \bar{\tau}_u$

En résumé, l'armature à âme droite résiste bien au niveau de l'appui.

b. Armature transversale

b.1. Diamètre de l'armature transversale

Le diamètre de l'armature d'âme :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = 13,33 \text{ mm}$$

Prenons, $\phi_t = 14 \text{ mm}$

Alors, la section des armatures transversales est égale à : $A_t = 4 \phi 14 = 6,16 \text{ cm}^2$

b.2. Espacement des armatures transversales

L'espacement des armatures transversales est défini par :

$$s_t = \text{Min.} (0,9d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_o} = 123 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 f_e A_t}{b_o (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = 47 \text{ cm}$$

Prenons, $s_t = 35 \text{ cm}$

c. Vérification de l'espacement à mi-travée :
A mi-travée,

$$V_u = 16,271[T]$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} = 0,23 MPa$$

$$Et.... S_t \leq \frac{0,8 fe A_t}{b_o (\tau_u - 0,3 ft_{28})}$$

$$S_t \leq -98,56 cm$$

C'est à dire que $s_t = 35 cm$ convient à mi-travée.

d. Pourcentage minimal
En général,

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1}{20} = 0,05 cm^2 / cm$$

$$Or : \frac{A_t}{S_t} = 0,18 cm^2 / cm > 0,05 cm^2 / cm : \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification de la section en appuis simple de rive

La section de ces armatures doivent équilibrer l'effort V_u . Il faut vérifier :

$$\frac{V_u \gamma_s}{fe} \leq A$$

$$\frac{V_u \gamma_s}{fe} = 30,16 cm^2$$

$$A = 4 \phi 40 = 50,27 cm^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

f. Ancrage des armatures tendues

La contrainte limite d'adhérence est :



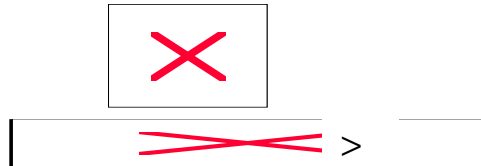
Avec, $f_{tj} = 2,10 \text{ MPa}$



pour les barres à HA

Alors, $\tau_{su} = 2,835 \text{ MPa}$

Et la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total est :



Où 75cm : La longueur de scellement prévue

Donc on procède à un ancrage courbe.

g. Liaison hourdis – Nervure

g.1. Vérification du béton

La contrainte maximale est égale à :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{z \cdot h_o} \cdot \frac{b - b_o}{2b}$$

Avec : $z = 0,9d$

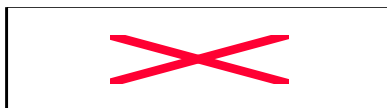
$$\tau_u = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\text{Or : } \bar{\tau} = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors : } \tau < \bar{\tau} \quad : \text{Condition vérifiée}$$

g.2. Armature de couture

Les armatures de coutures servent à équilibrer les efforts au nu de la nervure. On doit vérifier la condition suivante :

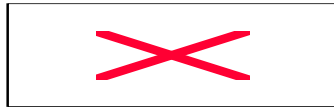


Où A_s, A_i : les armatures supérieures et inférieures de la dalle aux appuis.

S_t : Leur espacement

$$z = 0,9d$$

Alors, il faut que



h. Entraînement des armatures

h.1. Contrainte d'adhérence d'entraînement

On a



Où $n \cdot u$: paramètre utile des paquets de barres en zone courante d'une poutre fléchie.

Dans notre cas, $n = 4$ paquets de deux barres $\phi 40$.



Et 4 barres isolées $\phi 40$

$$u_2 = 4 \times 12,57 = 50,28 \text{ cm}$$

Donc $u = u_1 + u_2 = 132,55 \text{ cm}$

Ainsi, on obtient

$$\tau_{se} = 0,61 \text{ MPa}$$

h.2. Valeur limite ultime de contrainte d'adhérence



On prend :



pour les barres à H.A.

$$\tau_{se} < \tau_{seu} : \text{Condition vérifiée}$$

i. Vérification vis à vis de l'état limite de déformation

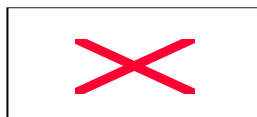
Il s'agit de vérifier la flèche maximale en travée de la poutre principale et la rotation aux appuis.

i.1. Vérification de la flèche en travée

Les charges à considérer sont :

- Les charges permanentes
- Les surcharges d'exploitation

- La flèche durable due aux charges permanentes est :



Avec : $g = 3,424 \text{ T/ml}$

$l = 23,7\text{m}$



$I = 21323333\text{cm}^4$: Moment d'inertie de la poutre principale et des armatures

Alors $f_d = 7,17\text{cm}$.

- Et la flèche due aux charges d'exploitation est :

$$f_i = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{KE_i.I}$$

Avec $q = 4,099\text{T/ml}$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,195\text{MPa}$$

D'où $f_i = 2,89\text{m}$

$$f = \sup(f_i, f_d) = 7,17\text{cm}$$

La flèche limite, d'après la règle BAEL suivant l'article B.6.5.3, est égale à

D'ou $f_l = 2,87\text{cm}$

On remarque que $f > f_l$, donc on prévoit une contre flèche pendant l'exécution des travaux.

i.2. Vérification de la rotation maximale au niveau des appuis

Sous l'effet des charges permanentes et des charges d'exploitation, l'expression de la rotation maximale autour des appuis est :

$$\beta = \frac{l^3}{24 KI} \left[\frac{g}{E_v} + \frac{q}{E_i} \right] \times 1000$$

D'où : $\beta = 13,59\%$

Et la rotation limite, selon la règle BAEL est $\beta_l = 24\%$

$\beta < \beta_l$: Condition vérifiée

II.2. Entretoise

II.2.1. Hypothèses de calcul

On adopte les mêmes hypothèses de calcul que pour le calcul des poutres principales.

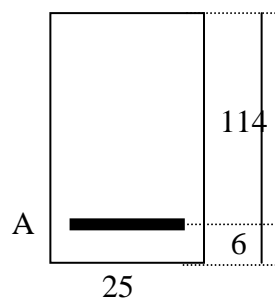
II.2.2. Sollicitations

On prend les sollicitations défavorables entre l'entretoise d'about et l'entretoise intermédiaire.

Tableau n°81 : Sollicitation des entretoises

Section	Appuis				Mi-travée	
Sollicitations	M.[T.M]		V.[T]		M.[T.M]	
Combinaison	ELS	ELUR	ELS	ELUR	ELS	ELUR
intensité	-3,527	-5,239	15,106	22,511	2,837	4,236

II.2.3. Calcul des armatures



a. Armatures principales

a.1. A mi-travée

BAEL91 Armature minimale

CALCUL D'ARMATURES PRINCIPALES (B A E L 91)

Fissuration
 Peu préjudiciable
 Préjudiciable
 Très Préjudiciable

Acier
 Nuance: Fe E 400, Fe E 500
 γ_s : 1.15, 1

Section
 B (cm): 25
 B0 (cm): 25
 H (cm): 120
 H0 (cm): 120
 Enrobage inf (cm): 6
 Enrobage sup (cm): 6

Béton
 f_{c28} (MPa): 25
 θ : 1, 0.9, 0.85
 γ_b : 1.5, 1.15

Efforts
 ELU: Moment fléchissant (Tm): 4.236
 ELS: Moment fléchissant (Tm): 2.837

Résultats
 Armatures principales (cm²)
 ELU: Armature comprimée: , Armature tendue: 3.44
 ELS: Armature comprimée: , Armature tendue: 3.44
 Contraintes (MPa):
 σ_{bc} : 1.76, σ_{bc} : 15.
 σ_s : 235.92, σ_s : 240.
 Contraintes finales (MPa):
 σ_{bc} : , σ_s :

Calculer Fermer

On a :

Figure n°46 : Fenêtre de calcul de la section des armatures de l'entretoise

Prenons $A = 2 \phi 16 = 4,02\text{cm}^2$ $A = A_{\min}$

a.2. Aux appuis

D'après le calcul automatique, on peut prendre

$A = 2 \phi 16 = 4,02\text{cm}^2$ $A = A_{\min}$

b. Armature de peau

On a besoin des armatures de peau puisque $h > 80 \text{ cm}$, pour le non-écrasement du béton.

$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml}$ de parement.

Prenons $A_p = 5 \phi 10 = 3,925\text{cm}^2$

c. Armature transversale

Prenons $A_t = 2 \phi 10 = 1,57\text{cm}^2$

II.2.4. Vérification

a. Vérification de la contrainte tangente aux appuis

- La contrainte tangente conventionnelle est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

D'où $\tau_u = 0,79 \text{ MPa}$.

- Pour une fissuration préjudiciable

$$\frac{s}{d} = 5,20 \text{ Wb}^a$$

Donc,

$$\tau_u < \bar{\tau}_u : \text{Condition vérifiée}$$

b. Armatures d'âme

L'espacement des armatures transversales est donné par les trois (3) conditions suivantes :

$$s_t \leq \text{Min}(40\text{cm}; 0,9d) \quad s_t \leq 40\text{cm}$$

$$s_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} \quad s_t \leq 62,8\text{cm}$$

$$s_t \leq \frac{0,8 f_e A_t}{b_o (\tau_u - 0,3 f_{tj})} \quad s_t \leq 125,68\text{cm}$$

Donc, prenons $s_t = 35\text{cm}$

c. Vérification d'about

c.1. Vérification du béton de la bielle d'about

La valeur de la contrainte maximale de compression du béton au voisinage des appuis est égale à

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab_o} = 3,92\text{MPa}$$

:

Avec $a = 46\text{cm}$

Et la contrainte limite est

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 13,33\text{MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$: Condition vérifiée

c.2. Vérification de la section des armatures inférieures comprimées

Il faut vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec $A_{\text{inf}} = 4,02 \text{ cm}^2$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = 0,07 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{inf}} > 0,07 \text{ cm}^2$: Condition vérifiée.

d. Disposition constructive des armatures

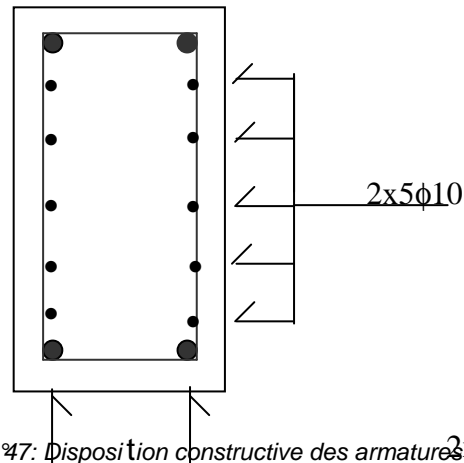


Figure n°47: Disposition constructive des armatures de l'entretoise

II.3. Dalle

II.3.1. Sollicitations

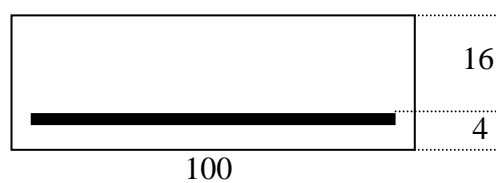
On prend les sollicitations les plus défavorables.

Tableau n°82: Sollicitations de la dalle

Sollicitation	Moment fléchissant [T.m/m1]			V.[T/m1]	
	Appuis int.	App. Ext.	travée	c. travée	c. console
ELS	-4,871	-4,871	3,045	14,144	1,874
ELUR	-7,277	-7,277	4,548	21,125	2,668

II.3.2. Calcul des armatures

On fait le calcul en adoptant les mêmes hypothèses de calcul que pour les poutres principales.



a. Armatures principales

En se servant du calcul automatique, on a :

- $A = 5 \phi 16 = 10,05\text{cm}^2$ en travée
- $A = 5 \phi 20 = 15,71\text{cm}^2$ aux appuis.

II.3.3. Vérifications

a. Vérifications de la contrainte tangente conventionnelle

On doit vérifier si :

$$\tau_u \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$
 $\tau_u = 1,32 \text{ MPa}$

$$\text{Et : } \bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma} = 1,16 \text{ MPa}$$

$\tau_u > \bar{\tau}_u$: donc on a besoin des armatures transversales

b. Armatures transversales :

- L'espacement maximal des armatures est :

$$s_t \leq \text{Min} (40\text{cm}, 0,9d)$$

D'où : $s_t \leq 14\text{cm}$

Prenons $s_t = 14\text{cm}$

- La section des armatures transversales est définie par les conditions suivantes :

$$A_t \geq \frac{b_o s_t (\tau_u - 0,3 f_{tj})}{0,8 f_e} \quad A_t \geq 3,02\text{cm}^2$$

215

$$A_t \geq \frac{0,4 b_o s_t}{f_e} \quad A_t \geq 0,35\text{cm}^2$$

Prenons $A_t = 7 \phi 8 = 3,518\text{cm}^2$

Soit $A_t = 1 \phi 8 \text{ tl } 14\text{cm}$

c. Vérification de l'entraînement des armatures

Pour les barres isolées de même diamètre de section A_i , et de périmètre u la contrainte d'adhérence d'entraînement a pour expressions

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9dn\mu}$$

Avec $u = 5,03\text{cm}$ pour $\phi 16$

$n = 5$

$V_u = 21,125\text{T}$

La contrainte limite d'adhérence d'entraînement est égale à :

$$\tau_{seu} = 2\psi_s f_{tj}$$

D'où $\tau_{seu} = 6,3 \text{ MPa}$

Conclusion : $\tau_{se} < \tau_{seu}$: Condition vérifiée

Nota : Pour la règle de bonne construction, il faut prolonger l'armature inférieure jusqu'aux appuis.

d. Vérification de non-poinçonnement de la dalle :

La condition de non poinçonnement de la dalle est :

$$Q_u < 0,045 \mu_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

Q_u : La charge de calcul vis à vis de l'ELU

μ_c : Le périmètre du contour considéré

h : Hauteur de la dalle

Avec : $Q_u = 1,5 \times 12 = 18\text{T}$

$\mu_c = (0,81 \times 0,31) \times 2 = 224\text{cm}$

Alors :

$$0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 33,60[T]$$

$$Q_u < 33,6 \text{ [T]}$$

Donc, le non poinçonnement de la dalle est assuré

III. INFRASTRUCTURE

III.1. Mur garde grève

III.1.1. Hypothèses de calcul

- Le mur garde grève est soumis à la flexion simple
- On utilise l'acier à HA de nuance Fe E 400
- On confectionne du béton Q 350
- La fissuration est préjudiciable
- Les caractéristiques de matériaux sont :

- Béton :

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 1,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bu} = 11,3 \text{ MPa} \quad \text{à l'ELU}$$

$$\sigma_{bc} = 12 \text{ MPa} \quad \text{à l'ELS}$$

- Acier

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{à l'ELU}$$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad \text{à l'ELS}$$

III.1.2. Sollicitations de calcul

On récapitule les sollicitations trouvées dans le chap IX §III.3.6.

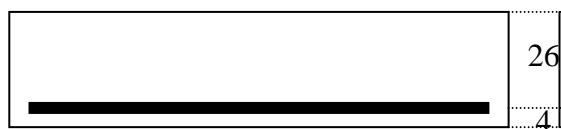
Tableau n°83 : Sollicitations du mur garde grève :

Combinaisons d'actions	ELS	ELU
M [T.m / ml]	7,82	9,786
V [T/ml]	7,768	9,767

III.1.3. Calcul des armatures

a. Armatures principales :

Les armatures principales sont dirigées verticalement.



100

Le calcul automatique nous donne :

$$A = 8 \phi 16 = 16,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b. Armatures transversales :

On va d'abord vérifier la nécessité des armatures transversales par :

$$\tau_u \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_d} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 0,93 \text{ MPa}$$

On voit que $\tau_u < 0,93 \text{ MPa}$: l'armature transversale n'est pas nécessaire.

c. Armatures de peau

La hauteur du mur est supérieure à 80cm, alors on a besoin des armatures transversales à raison de 3cm²/ml de parement.

$$A_p = 5,1 \text{ cm}^2 / \text{parement}$$

Prenons $A_p = 7 \phi 10 = 5,50 \text{ cm}^2$ par parement

Soit : $A_p = 1 \phi 10 \text{ tl } 24 \text{ cm}$.

III.1.4. Disposition constructive des armatures

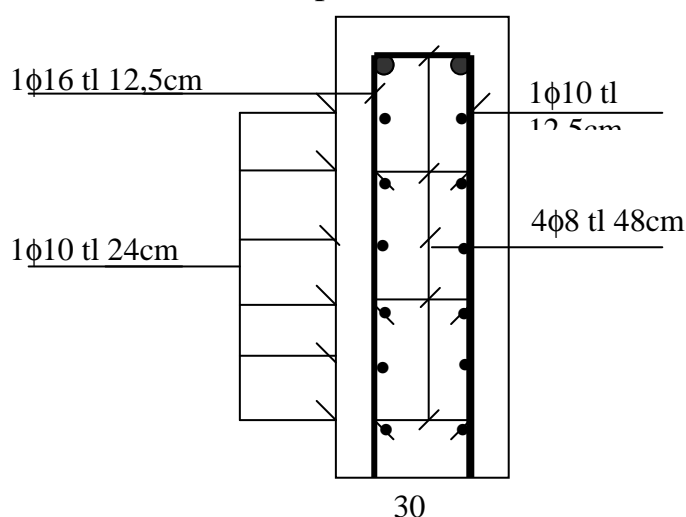


Figure n°48: Disposition constructive des armatures du mur de garde-grève.

III.2. Mur en retour

III.2.1. Hypothèses

- Le mur en retour est soumis à la flexion simple horizontalement et verticalement.
- Les autres hypothèses sont les mêmes que pour le mur garde grève.

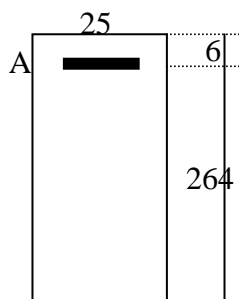
III.2.2. Sollicitations

Tableau n°84 : Sollicitation du mur en retour

Direction de l'effort	Verticale		Horizontal	
Sollicitations	M [T.m]	V [T]	M [T.m]	V [T]
ELS	26,736	10,513	11,590	17,360
ELU	38,220	14,792	7,370	10,070

III.2.3. Calcul des armatures

a. Armature suivant le sens horizontal (charges verticales)



a.1. Armatures principales

D'après le calcul automatique, prenons :

$$A = 4 \phi 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

a.2. Armatures transversales

On prend comme diamètre des armatures transversales $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$$\text{Alors } A_t = 2 \phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Leur espacement est défini par les trois conditions suivantes :

$$s_t \leq \text{Min}(40 \text{ cm}; 0,9d)$$

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

$$s_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0}$$

$$s_t \leq 62,8 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \frac{0,8 f_e A_t}{b(\tau_u - 0,3 f_{tj})}$$

$$s_t \leq -10,36 \text{ cm}$$

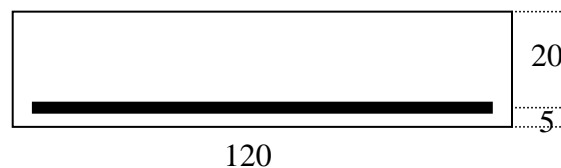
Ainsi ; prenons $A_t = 30 \text{ cm}$

a.3. Armatures de peau

$$\text{Les armatures de peau } A_p = 3 \times 2,7 = 8,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Prenons } A_p = 11 \phi 10 = 8,635 \text{ cm}^2$$

b. Armature suivant le sens vertical (charges horizontales)



b.1. Armatures principales

$$\text{Notre calcul nous donne : } A = 6 \phi 25 = 29,45 \text{ cm}^2$$

b.2. Armatures transversales

On va vérifier la nécessité des armatures transversales par la condition suivante:

$$\tau_u \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \tau_u = \frac{V_u}{b_d} = 0,20 \text{ MPa} < 0,93 \text{ MPa}$$

Alors, on n'a pas besoin des armatures transversales .

b.3. Vérification de la contrainte tangente conventionnelle

La contrainte tangente limite est égale à $\overline{\tau_u} = 2\text{MPa}$

Ainsi, $\tau_u < \overline{\tau_u}$: Condition vérifiée.

III.2.4. Disposition constructive des armatures

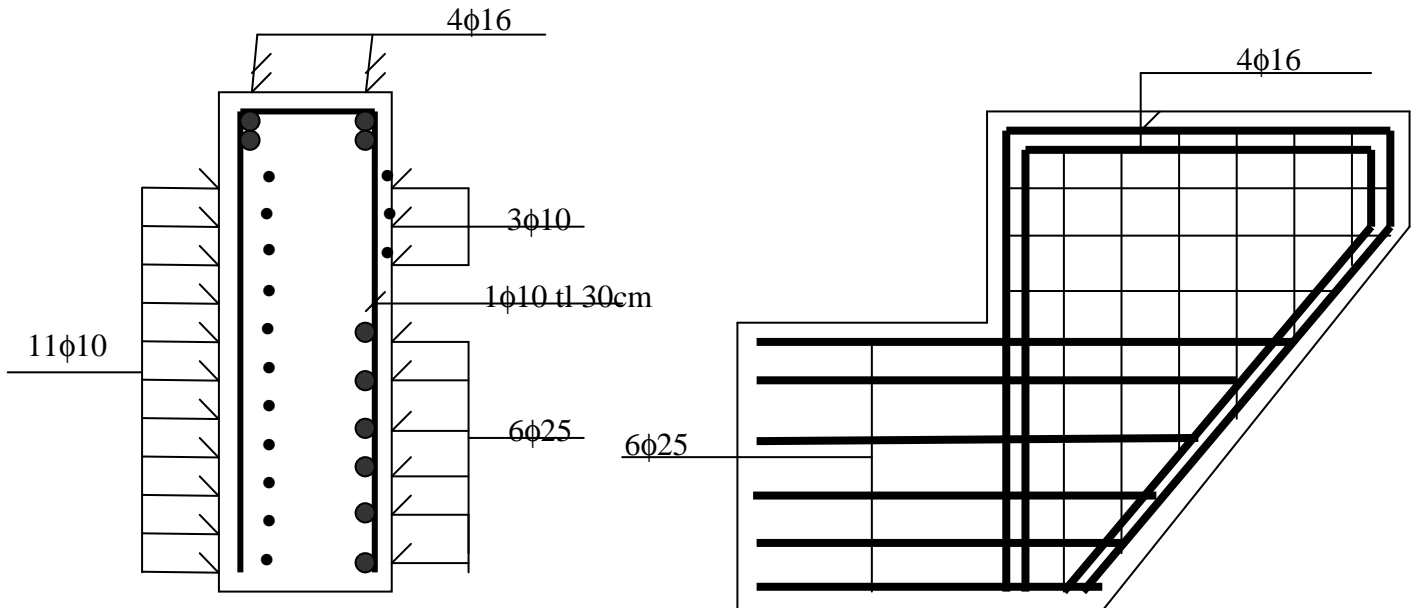


Figure n°49: Disposition constructive des armatures du mur en retour

III.3. Le sommier

Le sommier est soumis à la flexion simple suivant l'axe longitudinal du pont.

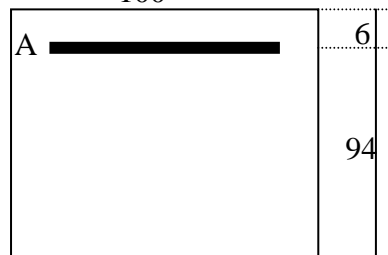
III.3.1. Sollicitations

Tableau n°85 : Sollicitations du sommier

Sollicitations	V [T/ml]	M [Tm/ml]
ELS	43,77	13,354
ELU	58,09	17,756

III.3.2. Calcul des armatures

On adopte les mêmes hypothèses que pour le calcul du mur garde grève



a. Armatures principales

On obtient après calcul automatique :

$$A = 5 \phi 16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

Soit $1 \phi 16 \text{ tl } 20 \text{ cm}$

b. Armatures transversales

Nécessité d'armatures transversales

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 0,93 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$\Rightarrow A_t = 0$ Mais on met des armatures de montage.

c. Armatures de peau

La hauteur du sommet est largement supérieure à 80cm, alors les armatures de peau sont nécessaires.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Prenons } A_p = 4 \phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

III.3.3. Disposition constructive des armatures

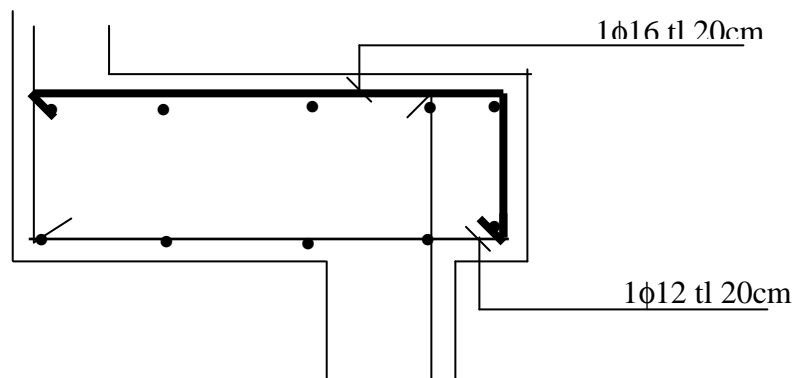


Figure n°50: Disposition constructive des armatures

III.4. Mur de soutènement

Le mur de soutènement est soumis à la flexion composée

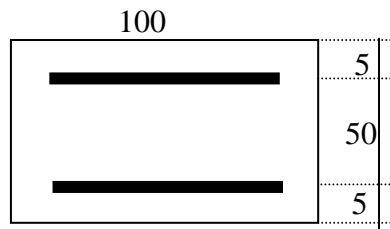
III.4.1. Sollicitation

Tableau n°86 : Sollicitation du mur de soutènement

Combinaisons	E.L.S.		E.L.U.	
Section x[m]	0,35	3,80	0,35	3,80
M [Tm/m']	7,92	- 14,85	8,77	- 19,26
V [T/m']	-	14,04	-	18,43
N [T/m']	47,54		66,48	
M/ cdg du mur [Tm/ml]		5,92		11,56
M/ cdg acier tendu [Tm/ml]		14,22		27,463

III.4.2. calcul des armatures

a. Effet de l'effort normal excentré



N est un effort de compression. Alors, on doit calculer et vérifier si $Q_1 < Q_3$

$$Q_1 = N(d - e') - M_A$$

$$Q_3 = \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 \sigma_{bu}$$

Avec, M_A : moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des aciers tendus.

Ainsi,

$$Q_1 = 22,54 [Tm / m]$$

$$Q_3 = 109,63 [Tm / m']$$

Alors la section est partiellement comprimée.

On calcule d'abord la section donnée à la flexion simple sous l'effet du moment fléchissant M_A , on obtient A_1 et A'_1 . Les sections réelles des armatures dans le mur sont :

$$A' = A'_1$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$$

D'après le calcul automatique :

$$A'_1 = 0$$

$$A_1 = 6,34\text{cm}^2$$

Alors

$$A' = 0$$

$$A = -13,46\text{cm}^2 < 0$$

Donc en tenant compte de l'effort de compression, nous adoptons la section minimale d'armature qui est égale à 2‰B.

Soit $A = 30\text{cm}^2$

$$\text{Prenons } A_1 = A_2 = 5 \phi 20 = 15,71\text{cm}^2$$

Vérification à l'ELS

On va calculer d'abord y_2 tel que :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - c') + 90\frac{A}{b}(d - c) \quad p = -7198,310$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') - 90\frac{A}{b}(d - c)^2 \quad q = -34247,15$$

Où c : le centre de pression par rapport la fibre la plus comprimée.

$$c = 18,62\text{cm}$$

D'où on a

$$y_2 = 39,7\text{cm}$$

$$y_1 = 20,08\text{cm}$$

$$\text{Et : } I = 557703,90\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0,106$$

Ainsi :

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 2,13\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 12\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 55,60\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 240\text{MPa}$$

La contrainte de compression du béton et la contrainte d'ouverture des fissures sont vérifiées.

b. Effet du moment fléchissant

b.1. Armatures principales

Le calcul automatique nous donne :

à $x = 3,80\text{m}$

$$A = 5 \phi 20 + 5 \phi 12 = 21,36\text{cm}^2$$

à $x = 0,35\text{m}$

$$A = 5 \phi 14$$

b.2. Armatures principales

Prenons : $A_t = 5 \phi 10 = 3,925\text{cm}^2$

Et son espacement est :

$$S_t \leq \text{Min}(40\text{cm}; 0,9d)$$

$$S_t \leq 40\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b}$$

$$A_t \leq -10,36\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 f_e A_t}{b_o (\tau_u - 0,3 f_{t28})}$$

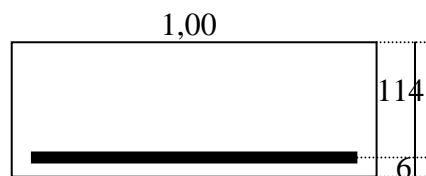
$$S_t \leq 96,61\text{cm}$$

Finalement, $s_t = 35\text{cm}$.

III.5 Semelle de répartition sous culée

La semelle de répartition est soumise à la flexion simple, et les autres hypothèses sur le mur garde grève est encore applicable.

III.5.1. Calcul des armatures



a. Armatures principales

- Pour $x = 0,8\text{m}$ File de pieux n°2

$$\text{On a } A_{\text{sup}} = A_{\text{min}} = 6 \phi 16 = 12,10\text{cm}^2$$

- Pour $x = 1,094\text{m}$, On trouve $A_{\text{inf.}} = A_{\text{min}} = 6 \phi 16 = 12,10\text{cm}^2$

- Pour $x = 3,2\text{m}$ File de pieux n°1

$$A_{sup} = A_{min} = 6 \phi 16 = 12,10cm^2$$

b. Armatures transversales

On prend

$$A_t = 5\phi 12 = 5,65cm^2 > \frac{A}{3} = 4,69cm^2$$

c. Armatures de peau

La semelle de répartition est supposée comme une poutre de grande hauteur, alors on a besoin des armatures de peau à raison de 3cm²/ml de parement

$$A_p = 3,60cm^2 / \text{parement}$$

$$\text{Prenons } A_p = 5 \phi 10 = 3,925cm^2.$$

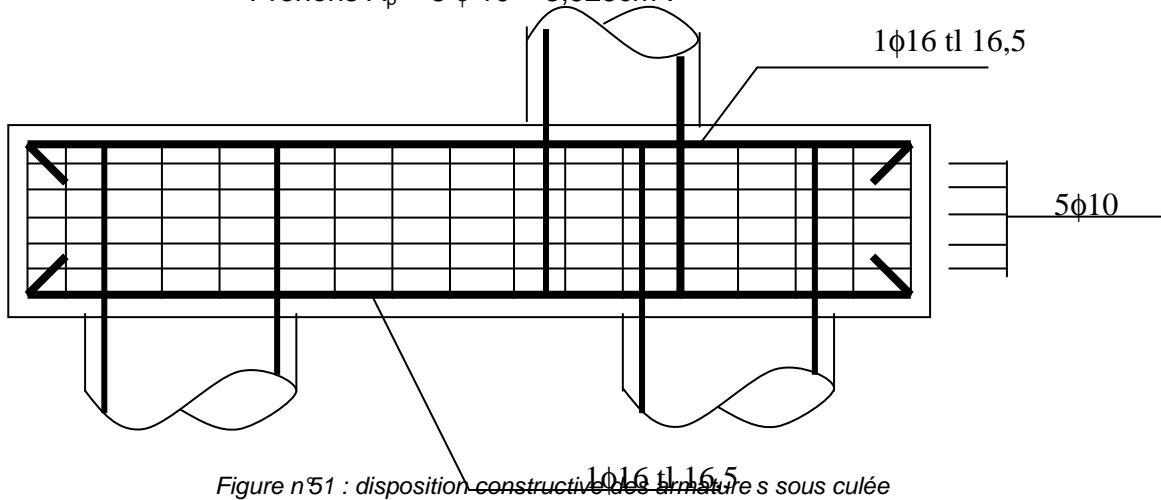


Figure n°51 : disposition constructive des armatures sous culée

III.6. Chevêtre

Le chevêtre est soumis à la flexion simple suivant l'axe transversal du pont.

III.6.1. Sollicitations

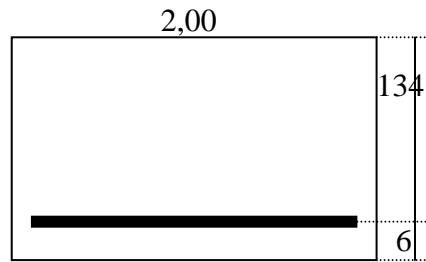
Tableau n°87 : Sollicitation du chevêtre

Section x[m]	A l'encastrement		à x = 1,00m	
Sollicitations	M [T.m]	V [T]	M [T.m]	V [T]
ELS	661,878	312,256	64,65	150,02
ELU	936,665	441,539	91,518	212,222

III.6.2. Calcul des armatures

a. Aux appuis

a.1. Armatures Principales



Le calcul automatique nous donne :

$$A = 30 \phi 32 = 241,20 \text{ cm}^2$$

Soit : 2x 1 $\phi 32$ tl 13⁵

a.2. Armatures de peau

On a ici une poutre de grande hauteur ($h > 80 \text{ cm}$). Donc les armatures de peau sont nécessaires :

$$A_p = 3 \times 1,40 = 4,20 \text{ cm}^2$$

Prenons

$$A_p = 6 \phi 10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

a.3. Armatures transversales

Ils jouent le rôle de répartition des charges dans le chevêtre. Nous évaluons leur section de telle sorte que :

$$A_t \geq \frac{A}{3} \text{ cm}^2 / 2 \text{ ml}$$

Alors on prend, $A_t = 1 \phi 25$ tl 13cm

a.4. Vérification du contrainte tangente conventionnelle

La contrainte tangente conventionnelle au niveau de l'appui :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = 1,65 \text{ MPa}$$

Et la contrainte limite est égale à :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = 2 \text{MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{OK !}$$

a.5. Vérification de la contrainte de compression du béton dans chacune des bielles

En général,

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \geq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = 2,21 \text{MPa}$$

Et :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,8 f_{cj}}{\gamma_b} = 10,67 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < 10,67 \text{MPa} : \text{Condition vérifiée.}$$

a.6. Vérification de l'entraînement des armatures

La contrainte d'adhérence d'entraînement des armatures est :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d n u}$$

$$\text{Où : } u = \phi(\pi + 2) = 16,45 \text{cm}$$

$$n = 15$$

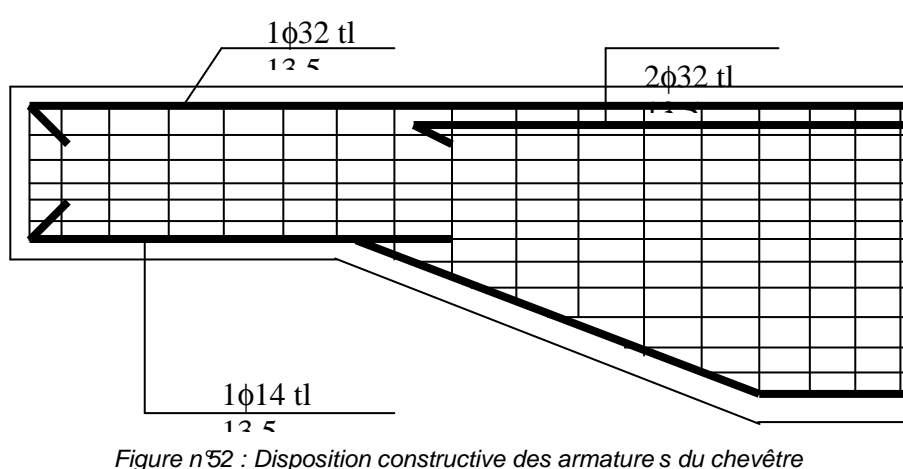
$$\text{Donc : } \tau_{se} = 1,48 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \tau_{seu} = 3 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Pour : $x = 1 \text{m}$

On a $A = 7 \phi 32 = 56,30 \text{cm}^2$.

III.6.3. Disposition constructive des armatures



III.7. Pile intermédiaire

La pile est sollicitée en flexion et donc on va tenir compte uniquement l'effort normal.

III.7.1. Sollicitations

Tableau n°88 : Sollicitations de la pile intermédiaire

Sollicitations	M [T.m]	N [T]	V [T]
ELS	99,473	636,354	19,798
ELU	149,21	899,040	29,697

III.7.2. Calcul des armatures

a. Calcul des armatures

La pile est peu sollicitée en flexion, donc on va tenir compte uniquement l'effort normal.

Nous arrondons la section par le taux minimal d'armature égal à 3‰ B.

Sort A = 60,32cm²

Prenons A = 14 φ 25 = 68,74cm² avec des cerces φ 12 tl 20cm

b. Vérification de contrainte à l'ELS

Les contraintes maximales sont

$$\sigma_{bc}^1 = \frac{N}{B_o} + \frac{M_G V_1}{I}$$

$$\sigma_{bc}^2 = \frac{N}{B_o} - \frac{M_G V_2}{I}$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left(\frac{N}{B_o} + \frac{M_G (V_1 - c_1)}{I} \right)$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left(\frac{N}{B_o} - \frac{M_G (V_2 - c_2)}{I} \right)$$

Avec :

$$B_o = B + 15A$$

Et :

$$V_1 = V_2 = \frac{\Phi_{ext}}{2} = 1,00m$$

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section homogène

$$I = \frac{\pi(\phi_{ext}^4 - \phi_{int}^4)}{64} + 60 A_i \times R^2 \left[\sin^2 \frac{3\pi}{7} + \sin^2 \frac{3\pi}{7} + \sin^2 \frac{\pi}{7} \right]$$

Avec : R = 90cm

$$\phi_{Ext} = 2,00m$$

$$\phi_{int} = 1,20m$$

Et on obtient

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc}^1 = 5,83MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 12MPa \\ \sigma_{bc}^2 = 0,62MPa > 0 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc}^1 = 83,61MPa < \bar{\sigma}_s = 240MPa \\ \sigma_{bc}^2 = 13,25MPa \end{array} \right.$$

Les contraintes sont vérifiées.

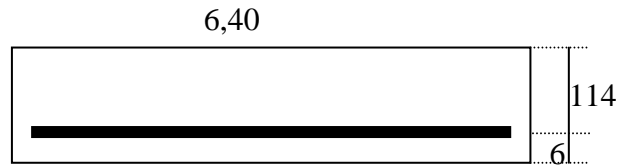
III.8. Semelle de répartition sous la pile intermédiaire

La semelle est sollicitée par les efforts à la base du fut. Les sollicitations sont calculées longitudinalement et transversalement, mais on suppose que les efforts dans les deux directions ne s'ajoutent pas.

Les hypothèses de calcul sont les mêmes que pour tous les éléments de l'infrastructure.

III.8.1. Calcul des armatures

a. Longitudinalement (Suivant l'axe longitudinal du pont)

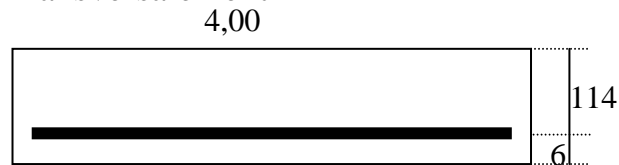


D'après le calcul automatique, on a :

$$A_{\text{sup}} = 25 \phi 25 = 122,75\text{cm}^2 \quad \text{au droit des appuis}$$

$$A_{\text{inf}} = 30 \phi 25 = 147,3\text{cm}^2 \quad \text{\`a mi-travée}$$

b. Transversalement



Le calcul automatique nous donne :

$$A = 25 \phi 16 = 50,25\text{cm}^2$$

c. Armatures de peau

$$A_P = 3 \times 1,20 = 3,6\text{cm}^2 / \text{parement}$$

Prenons $A_P = 5 \phi 10 = 3,93\text{cm}^2 / \text{parement}$

III.8.2. Disposition constructive des armatures

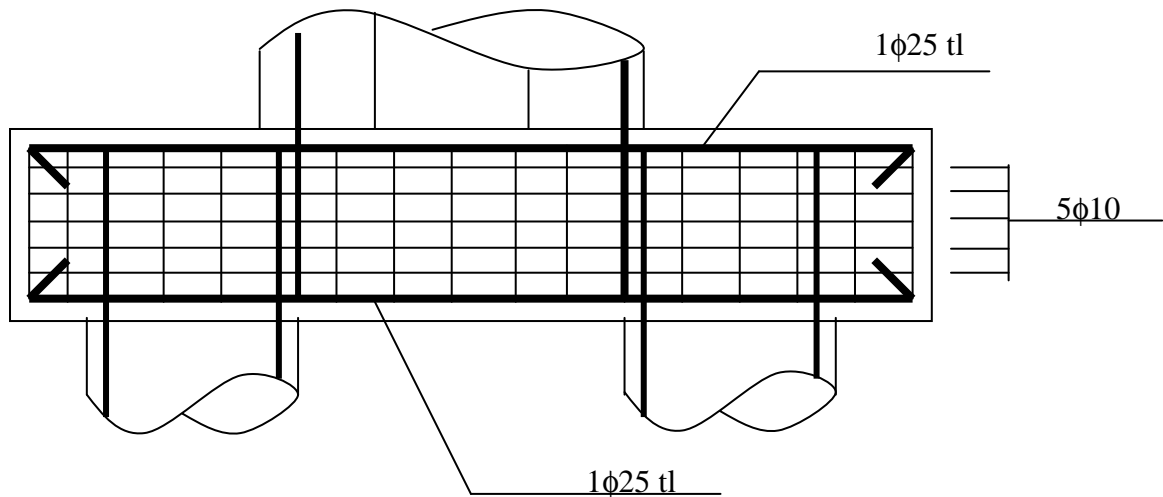


Figure n°53 : Disposition constructive des armatures de la semelle sous pilier

III.9. Pieux

III.9.1. Hypothèse de calcul

- Les pieux sont soumis à l'effort normal et au moment fléchissant.

- On utilise du béton Q 400 pour les pieux
- On utilise de l'acier Fe E 400.

III.9.2. Sollicitation de calcul

Tableau n°89 : Sollicitation d'un pieu

Combinaison d'actions	Sous culée		Sous pilier	
	M[T.m]	N[T]	M[T.m]	N[T]
ELS	49,04	170,51	10,45	175,04
ELU	66,59	234,14	15,68	243,23

III.9.3. Vérification vis-à-vis du flambement

La longueur de flambement :

$$l_f = 0,5l : \text{extrémités encastées}$$

Et la condition de non flambement est :

$$\frac{l_f}{\phi} < \text{Max} \begin{cases} 15 \\ 20 \frac{e_{\perp}}{h} \end{cases}$$

Avec : ϕ : La diamètre du pieu

Donc :

$$e_1 = e_o + e_a$$

$$e_a = \text{Max} \left(2\text{cm}, \frac{l}{250} \right)$$

$$e_o = \frac{M}{N}$$

$$\frac{l_f}{\phi} = 7,5 < 15$$

La condition de non flambement est alors vérifiée.

III.9.4. Calcul des armatures

a. Armatures longitudinales

Pour tenir compte de façon forfaitaire l'excentricité du second ordre, il faut que :

$$\frac{l_f}{h} \frac{l_f}{\phi} \leq \max \begin{pmatrix} 15,2 \\ 15,2 \end{pmatrix} : \text{Condition vérifiée}$$

On voit ci-dessus que :

On va d'abord calculer les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} N_u \\ M_u = N_u \left(e_1 + e_2 + d - \frac{\phi}{2} \right) \end{cases}$$

Avec

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

$$e_a = \text{Max} \left(2\text{cm}, \frac{l}{250} \right) = 4,8\text{cm}$$

$$\text{d'où : } e_1 = 33,56\text{cm}$$

$$\text{Et : } e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) \quad \text{avec } \phi = 2 \quad \text{et } \alpha = 0,5$$

$$\text{D'où : } e_2 = 4,05\text{cm}$$

Et on obtient

$$\begin{cases} N_u = 234,14\text{T} \\ M_u = 167,67\text{T} \end{cases}$$

D'après le calcul automatique, ce moment fictif nous donne :

$$A_1 = 118,63\text{cm}^2$$

$$A'_1 = 56,23\text{cm}^2$$

Et la section réelle des armatures dans le pieu est :

$$A_f = 51,35\text{cm}^2 \quad A'_f = 56,23\text{cm}^2$$

Prenons :

$$A = 14 \phi 32 = 112,56\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 1 \phi 32 \quad \text{tl } [\theta = 25,71^\circ; R = 34\text{cm}]$$

III.9.5. Vérifications

a. Vérification de la contrainte moyenne de compression du

$$\sigma'_m = \frac{N_u}{B_o}$$

béton de l' appuis :

$$\sigma'_m = 2,61 \text{ MPa}$$

Pour la vérification

$$\bar{\sigma}'_m = \text{Min} \left(5 \text{ MPa}, \frac{f_{c28}}{3l_b} \right) \quad (\text{fasc 68 Art 36.2})$$

$$\sigma'_m < 5 \text{ MPa} : \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes tangentes

$$\tau_u = \frac{1,4V_u}{\phi d} \quad \text{pour les poutres circulaires}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ MPa}$$

Pour la vérification

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad : \text{Condition vérifiée}$$

III.9.6. Armatures transversales

- Le diamètre des armatures transversales sera au moins égal à :

$$\phi_t \geq \text{Max} \left(\frac{4}{10} \phi_1, 6 \text{ mm} \right)$$

$$\phi_t \geq 12,8 \text{ mm}$$

Prenons $\phi_t \geq 14 \text{ mm}$.

- Le pas des spires sera égal à

$$s_t \leq \text{Min}(15l_\phi, 35 \text{ cm})$$

$$s_t \leq 35 \text{ cm}$$

Chapitre IV : DEVIS QUANTITATIF ET DEVIS ESTIMATIF

I. Devis quantitatif

I.1. Superstructure

I.1.1. Poutre principale (par unité):

- Béton Q 400	23,28M ³
- Acier Fe E 400	
φ 40	2426,43
φ 20	151,30
φ 14	605,14
φ 8	<u>236,74</u>
	3419,61KG

I.1.2. Dalle (par travée)

- Béton Q 400	10,08M ³
- Acier Fe E 400	
φ 20	21380,22
φ 16	13.681,26
φ 14	<u>1768,51</u>
	36.829,99KG

I.1.3. Entretoise(par unité)

- Béton Q 400	1,219M ³
- Acier Fe E 400	
φ 16	43,40
φ 10	<u>67,30</u>
	110,700KG

I.1.4. Trottoir (par travée)

- Béton Q 400	5,4M ³
- Acier Fe E 400 (80kg / m ³)	
	432 KG

I.1.5. Revêtement (par travée)

- Revêtement en EDC	44,88M ³
---------------------	---------------------

I.2. Infrastructure (par unité)

I.2.1. Mur garde grève

- Béton Q 350	4,34M ³
- Acier Fe E 400	
φ 16	311,18
φ 10	121,48
φ 8	<u>73,30</u>
	524,71KG

I.2.2. Mur en retour

- Béton Q 350	2,025M ³
- Acier Fe E 400	
φ 25	48,548

φ 16	51,127
φ 10	<u>73,920</u>
	173,60KG

I.2.3. Sommier

- Béton Q 350	10,20M³
- Acier Fe E 400	
φ 16	149,28
φ 12	45,24
φ 10	<u>83,78</u>
	278,30KG

I.2.4. Mur de soutènement

- Béton Q 350	30,6M³
- Acier Fe E 400	
φ 20	2121,17
φ 14	1905,73
φ 12	<u>468,304</u>
	4495,20KG

I.2.5. Semelle sous culée

- Béton Q 150	1,94M³
- Béton Q 350	46,56M³
- Acier Fe E 400	
φ 16	768,80
φ 12	347,70
φ 10	<u>25,26</u>
	1141,76KG

I.2.6. Chevêtre :

- Béton Q 350	15,75M³
- Acier Fe E 400	
φ 32	1240,5
φ 25	439,24
φ 14	243,89
φ 10	<u>129,05</u>
	2052,68KG

I.2.7. Fût

- Béton Q 350	11,28M³
- Acier Fe E 400	
φ 25	539,42
φ 12	<u>152,99</u>
	692,41KG

I.2.8. Semelle de répartition sous pilier

- Béton Q 150	1,28M ³
- Béton Q 350	30,72M ³
- Acier Fe E 400	
ϕ 25	537,108
ϕ 16	512,850
ϕ 10	<u>147,344</u>
	1197,30KG

I.2.9. Pieu

- Béton Q 400	6,03M ³
- Acier Fe E 400	
ϕ 32	1219,67
ϕ 14	<u>117,90</u>
	1337,57KG
- Forage	12ML

I.3. Equipement par travée

- Garde corps en acier galvanisé	48ML
- Gargouille	24u
- Appareil d'appuis en élastomère fretté	48dm ³
- Joint de chaussée léger	34ML

II. DEVIS ESTIMATIF

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	P.U.	MONTANT
01	<u>Superstructure</u>				
01.01	- Béton avec Q 400 (avec	M³	226,952	1.500.000	340.428.000
01.02	coffrage)	KG	101398,700	10.500	1.064.686.350
01.03	- Acier ordinaire	T	44,88	2.646.250	118.763.700
	- Revêtement bitumineux				
	TOTAL SUPERSTRUCTURE				1.523.878.700
02	<u>Culées</u>				
02.01	- Béton Q 350	M³	191,500	1.350.000	258.525.000
02.02	- Béton Q150	M³	3,880	620.000	2.405.600
02.03	- Acier ordinaire	KG	13.459,66	10.500	141.326.430
02.04	- Fouille en terrain meuble avec plus value pour fouille sous l'eau	M³	246,768	55.000	13.572.240
	TOTAL CULEES				415.829.270
03	<u>Pile Intermédiaire</u>				
03.01	Fouille en terrain meuble avec plus value pour fouille sous l'eau	M³	112,128	55.000	6.167.040
03.02	Béton de propreté Q150	M³	1,28	620.000	793.600
03.03	Béton Q150	M³	57,75	1.350.000	77.962.500
03.04	Acier ordinaire	KG	3942,39	10.500	41.395.095
	TOTAL PILE				126.318.235
04	<u>Pieux forés</u>				
04.01	Forage	ML	216	1.260.000	272.160.000
04.02	Béton Q _c 400	M³	108,54	1.350.000	146.529.000
04.03	Acier ordinaire	KG	24.076,26	10.500	252.800.730
	TOTAL PIEUX				671.489.730
05	<u>Equipements</u>				
05.01	Gargouille	U	48	525.000	25.200.000
05.02	Joint de chaussée	ML	24	380.00	12.920.000
05.03	Appareil d'appuis	dm³	96	290.000	27.840.000
05.04	Garde corps en acier galvanisé	ML	96	510.000	48.960.000
	TOTAL EQUIPEMENT				114.920.000
06	<u>Protection de berges</u>				
06.01	Gabion	M³	75	450.000	33.750.000
06.02	Perré maçonnée	M³	285	600.000	171.000.000
	TOTAL PROTECTION DE BERGES				204.750.000

RECAPITULATION

- Superstructure	1.523.878.050
- Culées	415.829.270
- Pile	126.318.235
- Pieux forés	671.489.730
- Equipement	114.920.000
- Protection de berges	204.750.000
TOTAL	3.057.185.285
- Installation de chantier (10%)	305.718.529
	3.362.903.814
- Etude, contrôle est surveillance (10%)	336.290.381
- Essais laboratoire (35.000.000 par mois)	140.000.000
- Imprévu (12%)	403.548.458
TOTAL HORS T.V.A.	4.242.742.653
- T.V.A. (20%)	848.548.531
MONTANT TOTAL	5.091.291.184

Arrêté le montant du marché à la somme de :

« CINQ MILLIARDS QUATRE VINGT ONZE MILLIONS DEUX CENT QUATRE VINGT ONZE MILLE CENT QUATRE VINGT QUATRE FRANCS MALAGASY » (5.091.291.184 Fmg), y compris la T.V.A. au taux de 20% pour un montant de : « HUIT CENT QUARANTE HUIT MILLIONS CINQ CENT QUARANTE HUIT MILLE CINQ CENT TRENTE UN FRANCS MALAGASY » (848.548.531 Fmg).

RECOMMANDATION POUR L'EXECUTION DE L'OUVRAGE

La réalisation des travaux de génie civil doit suivre un planning préétabli pendant la phase d'étude. On mentionne les étapes à suivre et la mode d'exécution de chaque élément de l'ouvrage.

☛ Déviation

La déviation est nécessaire pour assurer la continuité de la circulation pendant l'exécution de l'ouvrage. Au droit du PK 116+400, l'aménagement d'une déviation est facile en remblayant la partie en aval de l'ouvrage. En effet, le climat et le relief le permettent pendant la période d'étiage (mois de mai au mois d'octobre).

☛ Démolition

On ne peut pas commencer la démolition qu'après avoir aménager une déviation. Elle consiste à enlever les platelages en bois puis les poutrelles métalliques, et enfin couper les pieux métalliques. Le gravats est déposé dans un endroit qui ne perturbe pas l'écoulement de l'eau et l'exécution des travaux.

☛ Infrastructure

L'exécution de l'infrastructure consiste à la mise en place des pieux, de la pile intermédiaire, et des culées.

- D'abord, il faut construire des batardeaux pour dévier l'eau.
- La réalisation des pieux forés demande des techniques particulières pour le forage et le coulage du béton.

Ces pieux sont exécutés par extraction de sol à l'aide de foreuses. Puis les armatures montées en blanc doivent être mises en place et l'on procède au coulage du béton de l'excavation. Le coulage se fait à l'aide d'un tube plongeur muni d'une trémie en forme d'entonnoir.

- Pour les autres éléments de l'infrastructure, on prépare d'abord les coffrages en fonction des dimensions voulues ; puis on met en place les armatures et on fait le coulage du béton. On suit l'ordre suivant :

Pour la culée : semelle, mur de soutènement, sommier, mur garde grève et mur en béton.

Pour la pile intermédiaire : semelle, fût, chevêtre.

☛ Superstructure

L'exécution de la superstructure s'enchaîne de la façon suivante :

- Préparation de coffrage.
- Mise en place des armatures et des gargouilles ;
- Coulage sur place du béton ;

- Et après 28 jours, on exécute le béton du trottoir avec les parapets métalliques ;
- Mise en place du revêtement.

☞ Finitions

Avant la finition proprement dite il faut prévoir des glissières de sécurité métalliques sur les deux cotés des accès à l'ouvrage.

Les travaux de finitions se rapportent sur les tâches suivantes :

- Mise en place des joints de chaussée après tous travaux de construction ;
- Peinture de parapets en 4 couches ;

☞ Protection de berge

On va remettre à leur place les enrochements sur les rives de la rivière. Ils sont encore utilisables.

CONCLUSION GENERALE

Les travaux qui avaient été faits dans le cadre de ce mémoire aboutissaient à donner les caractéristiques spécifiques des ouvrages d'art sur la RN44 du PK 60+000 au PK 133+000. Les causes principales de dégradations sont la fatigue générale des ouvrages, le phénomène d'ensablement et le trafic.

Face à ces différents problèmes, nous suggérons la redimensionnement de tous les ouvrages. En plus, malgré l'entretien fait par la subdivision des Travaux Publics, nous avons constaté que les ponts en bois ne supportent pas le trafic sur cet axe. Ce qui nous incite à penser qu'il est temps maintenant de mettre en place des ouvrages définitifs constitués par des matériaux non périssables comme le béton. Alors, nous proposons les variantes ci-dessus à chaque catégorie d'ouvrages :

- dalot ordinaire avec dalle en béton armé pour les petits ouvrages de franchissement et avec un grand dessableur de profondeur pour les ouvrages d'assainissement.
- dalot cadre e pour les ouvrages de franchissement de portée inférieure à 5,00 mètres.
- Et pour les ouvrages de franchissement de grande portée, pont en béton armé conçu pour deux voies dont le nombre de travée est variable selon sa portée.

Ce choix est basé sur l'étude économique et technique telle que le régime hydrologique, et les caractéristiques géotechniques du sol.

Nous étudions en particulier le pont au PK 116+400, à cause de sa longueur, son état et son importance sur cet axe. D'ailleurs, son étude nous a permis d'établir l'aspect architectural des ponts qu'on espère concevoir. D'après cette étude, un mètre linéaire de pont en béton armé coûte 106 068 566 Fmg.

Sur le plan économique, la rentabilité de ce projet est indiscutable vue la forte croissance du trafic, et l'importance de la RN44 pour la région d'Alaoatra. En somme, la construction de ces ouvrages d'art prend part au développement économique du pays et surtout cette région. Notons que le transport routier assure en grande partie l'évacuation des produits agricoles de cette région.

Et au point de vue pédagogique, ce travail nous apporte une ample connaissance dans le domaine du génie civil. Il touche toutes les matières en classe : les ponts, les routes, l'hydrologie, l'hydraulique, le calcul de structure, la résistance de matériaux, le béton armé, et l'informatique. La détermination de la section des armatures est programmée sous le langage Visual Basic 5.0 et les dessins à l'aide du logiciel Autocad 2002.

C'est aussi l'occasion d'affronter déjà les différents problèmes dans le monde du travail.

Enfin, l'objet de l'Etat actuel met en priorité réhabilitation des routes, et nous espérons que la RN44 ne sera plus oubliée.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

1. BCEOM - *Manuel sur les comptages routiers et les enquêtes de trafic*, Ministère de la coopération et du développement, 1976.
2. BCEOM - *Manuel d'exécution des petits ouvrages routiers en Afrique, tome I*, Ministère de la coopération et du développement, 1975, 213 pages.
3. BCEOM - *Manuel d'exécution des petits ouvrages routiers en Afrique, tome II*, planches 1....24, Ministère de la coopération et du développement, 1975.
4. BCEOM - *Pont console en béton armé à une et deux voies de longueurs 21 , 33 , 35 et 42m*, 1976.
5. BCEOM, CEBTP - *Les routes dans les zones tropicales et désertiques, tome III, entretien et gestion des routes* - Ministère de la coopération et du développement, 2^e édition 1991, 433 pages.
6. Jean PERCHAT, Jean ROUX, *Pratique du BAEL 91, cours avec exercice corrigé*, Eyrolles, 402 pages.
7. Nguyen VAN TUU, BCEOM - *Hydraulique routière* - République française, Ministère de la coopération et du développement, 1981, 342 pages.
8. Louis DURET, *Estimation des débits des crues à Madagascar*, Edition France, 1996, 134 pages.
9. Note technique n°67-1 - *Appareils d'appuis en élastomère fretté* - Ministère des Travaux Publics et des Transports, 24 Août 1997, 40pages.
10. Pierre GUILLEMONT, Jean Pierre BOUTIN - *Ouvrage en béton armé – Aide mémoire* -, DUNOD, 1997, 157 pages.

11. Règle technique de conception et de calcul des fondations suivant la méthode des états limites- *Fascicule 62*, Eyrolles.
12. *Règles techniques de calcul et conception des ouvrages en béton armé selon les états limites - BAEL 91* - Eyrolles, édition 1993, 309 pages.
13. SETRA - *Appuis des tabliers, PP 73* - Ministère de l'équipement et de logement, Octobre 1977.
14. SETRA LCPC - *Fondation courante des ouvrages d'art, FOND72* - Ministères de l'équipement et du logement, Octobre 1972.
15. Note de calcul d'un pont dalle - Bureau d'Etude ECPLUS, 2001

Nom : HARILALA
Prénom : Rasolofo
BTP Promotion 2002
ESPA

Titre :
LES OUVRAGES D'ART SUR LA RN44
DU PK 60+000 AU PK 133+000

Nombre de pages : 202
Nombre de tableaux : 89
Nombre de figures : 53

RESUME

Ce mémoire permet de proposer des solutions adéquats pour les ouvrages d'art sur la RN44 du PK 60+000 au PK 133+000. Cet axe comprend 166 petits ouvrages d'art et 33 ponts dont 79% sont en bois et 21% en pont baileys dans un état très délabré.

L'étude de l'environnement du projet a montré la nécessité de la mise en place des ouvrages définitifs, vu le trafic à forte proportion en poids lourds. On retient alors les variantes suivantes :

- *dalot ordinaire 1,00 x 1,00m pour les petits ouvrages d'art ;*
- *dalot cadre multiple d'ouverture 1,50m x 1,50m pour les ponts de portée inférieure à 5m ;*
- *pont en béton armé pour les ponts de portée supérieure à 5m .*

Enfin, on a fait l'étude détaillée du pont de RANOFOTSY de 48m de portée au PK 116+400. Ce pont de largeur 8,50m est conçu pour deux voies, en deux travées indépendantes en béton armé, avec une pile intermédiaire en fût circulaire et des culées murs de soutènement.

Rubrique : ouvrage d'art

Mots clés : Petit ouvrage d'art, pont, ouvrage définitif, ouvrage provisoire, dégradation, béton armé

Directeur de mémoire : Monsieur RABENATOANDRO Martin

Adresse : HARILALA Rasolofo
Lot II E 52 FbisAA
Ambohidahy Ankadindramamy
ANTANANARIVO 101