

SOMMAIRE

Remerciements

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des abréviations

Notations

Liste des annexes

Introduction générale

PARTIE I : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE

Chapitre 1 : Généralités sur le projet

Chapitre 2 : Etude monographique de la zone d'influence

Chapitre 3 : Etude du trafic

PARTIE II : ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre 1 : Etude hydrologique

Chapitre 2 : Etude hydraulique

Chapitre 3 : Proposition et comparaison des variantes

PARTIE III : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

Chapitre 1 : Règles et hypothèses de calcul

Chapitre 2 : Etude de la superstructure

Chapitre 3 : Etude de l'infrastructure

Chapitre 4 : Etude des équipements

PARTIE IV : EVALUATION FINANCIERE ET ETUDE D'IMPACTS

ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET

Chapitre 1 : Evaluation du projet

Chapitre 2 : Etude de rentabilité de l'investissement

Chapitre 3 : Etude d'impacts environnementaux

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Table des matières

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1 : REPARTITION DES DISTRICTS ET DES COMMUNES DE LA REGION ANOSY.....	4
TABLEAU 2 : ESTIMATION DE L'EVOLUTION ET REPARTITION SPATIALE DE LA POPULATION EN 2007	7
TABLEAU 3 : INFRASTRUCTURES SANITAIRES PRIVEES ET PUBLIQUES DANS LA REGION ANOSY	9
TABLEAU 4 : ETABLISSEMENTS SCOLAIRES PUBLICS.....	10
TABLEAU 5 : ETABLISSEMENTS SCOLAIRES PRIVES	11
TABLEAU 6 : SUPERFICIE AGRICOLE DE LA REGION ANOSY	12
TABLEAU 7 : REPARTITION DES SURFACES CULTIVEE PAR TYPE DE CULTURE DANS LA REGION ANOSY	13
TABLEAU 8 : CLASSIFICATION DES VEHICULES SELON LE COMPTAGE AUTOMATIQUE	19
TABLEAU 9 : RESULTATS DU COMPTAGE MANUEL	20
TABLEAU 10 : TRAFIC FUTUR DE L'OUVRAGE	22
TABLEAU 11 : DEBITS EXTREMES ANNUELS DE L'EFAHO	25
TABLEAU 12 : DEBITS DE CRUE DONNES PAR LES LOIS STATISTIQUES	27
TABLEAU 13 : CLASSEMENT DES DEBITS EXTREMES ANNUELS DE L'EFAHO	29
TABLEAU 14 : CALCUL DE V_I POUR LA LOI DE PEARSON	29
TABLEAU 15 : CALCUL DE V_I POUR LA LOI DE GUMBEL	30
TABLEAU 16 : CALCUL DE V_I POUR LA LOI DE FRECHET	30
TABLEAU 17 : PROBABILITES DE DEPASSEMENT $P(x^2)$ POUR CHAQUE LOI.....	31
TABLEAU 18 : VALEUR DU DEBIT DE CRUE Q_{50} EN FONCTION DE LA HAUTEUR D'EAU H	35
TABLEAU 19 : RATIOS DES ARMATURES	44
TABLEAU 20 : MASSES VOLUMIQUES DES MATERIAUX.....	44
TABLEAU 21 : PRIX UNITAIRES DES MATERIAUX POUR L'ETUDE DES VARIANTES	45
TABLEAU 22 : DEVIS QUANTITATIFS DU PONT EN BA.....	51
TABLEAU 23 : DEVIS ESTIMATIF SOMMAIRE DU PONT EN BA	51
TABLEAU 24 : DEVIS QUANTITATIF DU PONT EN BP	56
TABLEAU 25 : DEVIS ESTIMATIF SOMMAIRE DU PONT EN BP.....	56
TABLEAU 26 : LARGEUR DES MEMBRURES D'UNE POUTRE EN ACIER	58
TABLEAU 27 : VALEURS NOMINALES DE LIMITE D'ELASTICITE F_y	58
TABLEAU 28 : DEVIS QUANTITATIF DU PONT MIXTE EN ACIER-BETON.....	60
TABLEAU 29 : DEVIS ESTIMATIF SOMMAIRE DU PONT MIXTE ACIER-BETON	60
TABLEAU 30 : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES VARIANTES	61
TABLEAU 31 : EVALUATION DES CRITERES POUR LE CHOIX DE VARIANTE	61
TABLEAU 32 : CLASSIFICATION DES PONTS	67
TABLEAU 33 : MOMENTS SOLLICITANT LE HOURDIS CENTRAL.....	80
TABLEAU 34 : EFFORTS TRANCHANTS SOLLICITANT LE HOURDIS CENTRAL.....	82
TABLEAU 35 : SOLLICITATION DE CALCUL DES DALLES	86
TABLEAU 36 : ARMATURE DU HOURDIS CENTRAL	88
TABLEAU 37 : SOLLICITATIONS DE CALCUL DES ENTRETOISES D'ABOUT	96

TABLEAU 38 : SOLLICITATIONS DE CALCUL DES ENTRETOISES INTERMEDIAIRES	102
TABLEAU 39 : ARMATURES DES ENTRETOISES	104
TABLEAU 40 : VALEURS DES CRT	110
TABLEAU 41 : AIRES ET ORDONNEES DES LI DES MOMENTS FLECHISSANT	112
TABLEAU 42 : AIRES ET ORDONNEES DES LI DES EFFORTS TRANCHANTS.....	112
TABLEAU 43 : MOMENT FLECHISSANT DUS AUX CHARGES PERMANENTES	113
TABLEAU 44 : EFFORTS TRANCHANTS DUS AUX CHARGES PERMANENTES.....	113
TABLEAU 45 : VALEUR DU COEFFICIENT B_0	114
TABLEAU 46 : MOMENTS FLECHISSANTS DE LA POUTRE CENTRALE DUS AUX SURCHARGES D'EXPLOITATION.....	114
TABLEAU 47 : MOMENTS FLECHISSANTS DE LA POUTRE DE RIVE DUS AUX SURCHARGES D'EXPLOITATION	115
TABLEAU 48 : EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRE CENTRALE DUS AUX SURCHARGES D'EXPLOITATION	115
TABLEAU 49 : EFFORTS TRANCHANTS DE LA POUTRE DE RIVE DUS AUX SURCHARGES D'EXPLOITATION	116
TABLEAU 50 : SOLLICITATIONS DES POUTRES EN PHASE DE MISE EN TENSION.....	117
TABLEAU 51 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRE CENTRALE EN PHASE D'EXPLOITATION	117
TABLEAU 52 : SOLLICITATIONS DE LA POUTRE DE RIVE EN PHASE D'EXPLOITATION	117
TABLEAU 53 : POSITION DU CENTRE DE GRAVITE DE LA POUTRE.....	119
TABLEAU 54 : MOMENT D'INERTIE DES POUTRES	119
TABLEAU 55 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION DES POUTRES	120
TABLEAU 56 : PARAMETRES DE TRAÇAGE DES CABLES.....	127
TABLEAU 57 : ORDONNEES DES CABLES (EN M).....	128
TABLEAU 58 : COORDONNEES DU CABLE EQUIVALENT	129
TABLEAU 59 : PERTES DE TENSION PAR RECU D'ANCRAGE	130
TABLEAU 60 : TENSIONS OBTENUES AVEC UN CABLE DE PRECONTRAINTES APRES PERTES DE TENSION DUES AUX FROTTEMENTS (EN MPA)	132
TABLEAU 61 : PERTES DE TENSION PAR FROTTEMENT (EN MPA).....	133
TABLEAU 62 : PERTES DE TENSION PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON DANS LE CABLE N°1	136
TABLEAU 63 : PERTES DE TENSION PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON DANS LE CABLE N°2	137
TABLEAU 64 : PERTES DE TENSION PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON DANS LE CABLE N°3	138
TABLEAU 65 : PERTES DE TENSION PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON DANS LE CABLE N°4	139
TABLEAU 66 : PERTES DE TENSION PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON DANS LE CABLE N°5	140
TABLEAU 67 : PERTES DE TENSION PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON DANS LE CABLE N°6	141
TABLEAU 68 : PERTES DE TENSION PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON DANS LE CABLE N°7	141
TABLEAU 69 : PERTES DE TENSION PAR DEFORMATION INSTANTANEE DU BETON DANS LE CABLE N°8	141
TABLEAU 70 : PERTES DE TENSION INSTANTANEEES TOTALES	142
TABLEAU 71 : TENSIONS PROBABLES EN [MPa] APRES PERTES DE TENSION INSTANTANEEES.....	143
TABLEAU 72 : PERTES DE TENSION DUES A LA RELAXATION DES ACIERS.....	146
TABLEAU 73 : PERTES DE TENSION DUES AU FLUAGE DU BETON.....	147
TABLEAU 74 : PERTES DE TENSION DIFFEREES TOTALES	148

TABLEAU 75 : PERTES DE TENSION FINALES DANS CHAQUE CABLE	149
TABLEAU 76 : TENSIONS FINALES DANS CHAQUE CABLE	150
TABLEAU 77 : POURCENTAGE DES PERTES DE TENSION	151
TABLEAU 78 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION NETTE DE LA POUTRE SEULE	153
TABLEAU 79 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION NETTE DE LA POUTRE ET DU HOURDIS	153
TABLEAU 80 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION HOMOGENE DE LA POUTRE ET DU HOURDIS.....	154
TABLEAU 81 : CONTRAINTES NORMALES EN [MPa] DANS LES FIBRES EXTREMES DE LA POUTRE	158
TABLEAU 82 : FORCES DE PRECONTRAINTE ET EFFORTS TRANCHANTS ENGENDRES PAR LES CABLES DANS LA SECTION D'ABOUT.....	160
TABLEAU 83 : FORCES DE PRECONTRAINTE ET EFFORTS TRANCHANTS ENGENDRES PAR LES CABLES DANS LE SECTION D'ABSCISSE $x = 3,5$ M	161
TABLEAU 84 : FORCES DE PRECONTRAINTE ET EFFORTS TRANCHANTS ENGENDRES PAR LES CABLES DANS LA SECTION D'ABSCISSE $x = 7$ M	162
TABLEAU 85 : FORCES DE PRECONTRAINTE ET EFFORTS TRANCHANTS ENGENDRES PAR LES CABLES DANS LA SECTION D'ABSCISSE $x =$ 10,5 M	162
TABLEAU 86 : COEFFICIENT DE SOUPLESSE DES COLONNES	172
TABLEAU 87 : COEFFICIENT DE SOUPLESSE DU CHEVETRE	172
TABLEAU 88 : COEFFICIENTS DE SOUPLESSE DES APPAREILS D'APPUIS	173
TABLEAU 89 : COEFFICIENT DE SOUPLESSE DE LA PILE	173
TABLEAU 90 : COEFFICIENT DE SOUPLESSE DES CULEES	173
TABLEAU 91 : DISTRIBUTION DES EFFORTS DE FREINAGE ENTRE APPUIS.....	174
TABLEAU 92 : DISTRIBUTION DES EFFORTS DUS AU RETRAIT, AU FLUAGE ET A LA VARIATION DE TEMPERATURE	175
TABLEAU 93 : EFFORT SOLLICITANT UN APPAREIL D'APPUI.....	176
TABLEAU 94 : VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS.....	178
TABLEAU 95 : SOLLICITATIONS A CONSIDERER POUR LE MUR GARDE GREVE.....	188
TABLEAU 96 : SOLLICITATIONS A CONSIDERER POUR LE MUR EN RETOUR	190
TABLEAU 97 : POIDS PROPRE DES ELEMENTS DE LA CULEE	192
TABLEAU 98 : SOLLICITATION DU MUR DE FRONT	193
TABLEAU 99 : RESULTAT DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE	197
TABLEAU 100 : CLASSIFICATION DES SOLS PAR PLESSIMETRE.....	199
TABLEAU 101 : VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE K_p	199
TABLEAU 102 : EXTRAIT DE RESULTAT DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE.....	201
TABLEAU 103 : CHOIX DE LA COURBE POUR LA CALCUL DU FROTTEMENT UNITAIRE Q_s	202
TABLEAU 104 : DETERMINATION DE Q_s	202
TABLEAU 105 : QUANTITE DES MATERIAUX.....	212
TABLEAU 106 : SOUS DETAIL DE PRIX DU BETON Q250	214
TABLEAU 107 : SOUS DETAIL DE PRIX DU BETON Q350	215
TABLEAU 108 : SOUS DETAIL DE PRIX DU BETON Q400	216
TABLEAU 109 : SOUS DETAIL DE PRIX DE LA COUCHE D'IMPREGNATION	217

TABLEAU 110 : SOUS DETAIL DE PRIX DE LA COUCHE D'ACCROCHAGE	217
TABLEAU 111 : BDE DU PROJET	218
TABLEAU 112 : RECETTES ANNUELLES DU DISTRICT DE TAOLAGNARO.....	222
TABLEAU 113 : DEPENSES ANNUELLES DU DISTRICT DE TAOLAGNARO	223
TABLEAU 114 : CALCUL DE LA VAN	224
TABLEAU 115 : IDENTIFICATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX SUR LES DIFFERENTS MILIEUX PENDANT LA PHASE PREPARATOIRE	229
TABLEAU 116 : IDENTIFICATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX SUR LES DIFFERENTS MILIEUX PENDANT LA PHASE DE CONSTRUCTION	230
TABLEAU 117 : IDENTIFICATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX SUR LES DIFFERENTS MILIEUX PENDANT LA PHASE DE FERMETURE	231
TABLEAU 118 : IDENTIFICATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET DANS LA PHASE D'EXPLOITATION	231
TABLEAU 119 : EVALUATION DES IMPACTS PAR L'ANALYSE MULTICRITERE	231
TABLEAU 120 : RESULTATS D'EVALUATION DES IMPACTS	232
TABLEAU 121 : MESURES A PRENDRE POUR ATTENUER LES IMPACTS NEGATIFS	233

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1: LOCALISATION DU PROJET.....	2
FIGURE 2 : SECTION TRAPEZOÏDALE FICTIVE DE LA RIVIERE	34
FIGURE 3 : COURBE DE TARAGE	35
FIGURE 4 : PROTECTION DES PILES.....	41
FIGURE 5 : PONT EN BETON ARME A POUTRE SOUS CHAUSSEE.....	43
FIGURE 6 : PONT EN BETON PRECONTRAIT A POUTRE SOUS CHAUSSEE	43
FIGURE 7 : PONT MIXTE ACIER-BETON	43
FIGURE 8 : LES LONGUEURS DE TRAVÉE.....	46
FIGURE 9 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE EN ACIER	57
FIGURE 10 : VUE LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE DE SYSTEME B_c	68
FIGURE 11 : SCHEMA DE CALCUL DU HOURDIS CENTRAL.....	74
FIGURE 12 : DISPOSITION DES ROUES DU CAMION B_c SUR L' HOURDIS CENTRAL.....	75
FIGURE 13 : DIFFUSION DE LA CHARGE D'UNE ROUE	76
FIGURE 14 : POSITION DES DEUX ROUES N°3 ET 5 PAR RAPPORT AUX AXES DE LA DALLE (CAS1).....	76
FIGURE 15 : POSITION DES DEUX ROUES N°3 ET 5 PAR RAPPORT AUX AXES DE LA DALLE (CAS 2)	78
FIGURE 16 : HOURDIS EN CONSOLE	82
FIGURE 17 : CHARGES PERMANENTES DU HOURDIS EN CONSOLE	83
FIGURE 18 : SCHEMA DE CALCUL DU HOURDIS EN CONSOLE SOUS SURCHARGE B_c	83
FIGURE 19 : HOURDIS EN CONSOLE SOUS SURCHARGE DE TROTTOIR DE 450 KG/M ²	84
FIGURE 20 : SCHEMA DE CALCUL DES ARMATURES SUR APPUIS DU HOURDIS CENTRAL.....	86
FIGURE 21 : SCHEMA DE CALCUL DES ARMATURES EN TRAVÉE DU HOURDIS CENTRAL.....	87
FIGURE 22 : PREDALLE.....	90
FIGURE 23 : REPARTITION DU POIDS DE LA DALLE SUR L'ENTRETOISE D'ABOUT	92
FIGURE 24 : SCHEMA DE CALCUL DES ENTRETOISES SOUS LES ACTIONS PERMANENTES	92
FIGURE 25 : SCHEMA DE CALCUL DES FONCTIONS D'INFLUENCE POUR L'ENTRETOISE.....	93
FIGURE 26 : LIGNE D'INFLUENCE DES MOMENTS M_A ET M_B	94
FIGURE 27 : LIGNE D'INFLUENCE DU MOMENT A MI-TRAVÉE.....	94
FIGURE 28 : LIGNE D'INFLUENCE DES EFFORTS TRANCHANTS AUX ENCASTREMENTS	95
FIGURE 29 : REPARTITION DU POIDS DE LA DALLE SUR L'ENTRETOISE INTERMEDIAIRE	99
FIGURE 30 : SECTION DES POUTRES EN BP PREFABRIQUEES.....	105
FIGURE 31 : COUPE TRANSVERSALE A MI-TRAVÉE DU PONT EN BP	105
FIGURE 32 : LI DE LA REACTION DE LA POUTRE DE RIVE	109
FIGURE 33 : LI DE LA REACTION DE LA POUTRE INTERMEDIAIRE.....	109
FIGURE 34 : SCHEMA DE CALCUL DES FONCTIONS D'INFLUENCE DE LA POUTRE ($A \leq x$)	110
FIGURE 35 : SCHEMA DE CALCUL DES FONCTIONS D'INFLUENCE DE LA POUTRE ($A \geq x$)	111
FIGURE 36 : LI DES EFFORTS.....	111
FIGURE 37 : RELEVAGE D'UN CABLE.....	124

FIGURE 38 : DISPOSITION DES ANCRAGES AUX ABOUTS DES POUTRES	124
FIGURE 39 : DISTANCE DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE AUX PAREMENTS	125
FIGURE 40 : DISPOSITION DES CABLES A MI- TRAVEE	126
FIGURE 41 : UN APPAREIL D'APPUI.....	171
FIGURE 42 : MODELISATION DU CHEVETRE	180
FIGURE 43 : POUSSEE ET CHARGE D'EXPLOITATION DU REMBLAI SUR LE MUR GARDE GREVE	186
FIGURE 44 : DISTRIBUTION DE LA SURCHARGE DE REMBLAI.....	187
FIGURE 45 : SCHEMA DE CALCUL POUR LE FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE	188
FIGURE 46 : MUR EN RETOUR	189
FIGURE 47 : SCHEMA DE CALCUL POUR LE FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR SOUS LES CHARGES VERTICALES	190
FIGURE 48 : SCHEMA DE CALCUL POUR LE FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR SOUS LES CHARGES HORIZONTALES.....	191
FIGURE 49 : SCHEMA DE CALCUL POUR LE FERRAILLAGE DU MUR DE FRONT	193
FIGURE 50 : SCHEMA DE CALCUL DE P_{LE}	200
FIGURE 51 : COURBES DONNANT LE FROTTEMENT LATERAL UNITAIRE LIMITE.....	201

LISTE DES ABREVIATIONS

Ar	: Ariary
ARM	: Autorité Routière de Madagascar
BA	: Béton Armé
BAEL	: Béton Armé aux Etats Limites
BBSG	: Bétons Bitumineux Semi-Grenus
BDE	: Bordereau Détails Estimatif
BP	: Béton Précontraint
BPEL	: Béton Précontraint aux Etats Limites
CCTG	: Cahier des Clauses Techniques Générales
CDG	: Centre De Gravité
CEG	: Collège d'Enseignement Général
CHD	: Centre Hospitalier de District
CMD	: Coefficient de Majoration Dynamique
CRT	: Coefficient de Répartition Transversale
CSB	: Centre de Santé de Base
CSP	: Centre de Sécurité Publique
ECM	: Emulsion Cationique à Rupture Moyenne
ECR	: Emulsion Cationique à Rupture Rapide
EIE	: Etude d'Impacts Environnementaux
ELS	: Etat Limite de Service
ELU	: Etat Limite Ultime
EPP	: Ecole Primaire Publique
ESPA	: Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
GCNT	: Graves Concassées Non Traitées
HA	: Haute Adhérence
HTVA	: Hors Taxe sur la Valeur Ajoutée
LI	: Ligne d'Influence
MECIE	: Mise En Compatibilité des Investissements avec l'Environnement
MTPM	: Ministère des Travaux Publics et de la Météorologie
PHEC	: Plus Hautes Eaux Cycloniques
PK	: Point Kilométrique
PRD	: Plan Régional de Développement

PTC	: Poids Total Chargé
PU	: Prix Unitaire
RDM	: Résistance des Matériaux
RN	: Route Nationale
SETRA	: Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes
SSD	: Service de Santé du District
TBR	: Très Basse Relaxation
TN	: Terrain Naturel
TRI	: Taux de Rentabilité Interne
TTC	: Toutes Taxes Comprises
TVA	: Taxe sur la Valeur Ajoutée
VAN	: Valeur Actuelle Nette

NOTATIONS

Hydraulique :

C	: Coefficient de débit
g	: Accélération de pesanteur
h	: Hauteur d'eau
I	: Pente du bassin versant
K	: Coefficient de rugosité
P	: Périmètre mouillé
Q	: Débit de crue
R	: Rayon hydraulique
S	: Section mouillée
T_{AM}	: Caractéristiques du cours d'eau en amont
T_{AV}	: Caractéristiques du cours d'eau en aval
V	: Vitesse moyenne du cours d'eau
V_{AM}	: Vitesse moyenne du cours d'eau en amont
V_{AV}	: Vitesse moyenne du cours d'eau en aval
α	: Coefficient représentant la distribution de la vitesse de l'eau
Δz	: Surélévation du niveau d'eau
σ	: Ecart-type
μ_3	: Moment centré d'ordre trois

Béton :

E_b	: Module de résistance
f_{bu}	: Résistance limite à la compression relative à l'ELU
f_{cj}	: Résistance à la compression à j jours d'âge
f_{tj}	: Résistance à la traction à j jours d'âge
n	: Coefficient d'équivalence béton/acier égal à 15
σ_{bu}	: Contrainte admissible pour l'état limite ultime de résistance du béton
γ_b	: Coefficient de sécurité
θ	: Coefficient traduisant la durée d'application des charges
$\overline{\sigma_{bc}}$: Résistance limite à la compression relative à l'ELS

Acier :

E_p	: Module d'élasticité des aciers de précontrainte
E_s	: Module d'élasticité des aciers HA

f_e	: Limite d'élasticité des aciers HA
f_{prg}	: Contrainte de rupture garantie pour l'armature de précontrainte
f_{peg}	: Contrainte limite d'élasticité des armatures de précontrainte
$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible de l'acier
γ_s	: Coefficient de sécurité
η	: Coefficient de fissuration

Notations minuscules :

b	: Largeur ou épaisseur d'une section
d	: Hauteur utile
e	: Excentricité
l_f	: Longueur de flambement
s_t	: Espacement des armatures transversales

Autres :

A_u	: Section d'armature relative à l'ELU
A_s	: Section d'armature relative à l'ELS
I	: Moment d'inertie d'une section
M_u	: Moment de flexion à l'ELU
M_s	: Moment de flexion à l'ELS
N	: Effort normal
V	: Effort tranchant

Notations en lettres grecques

ν	: Coefficient de Poisson
ρ	: Masse volumique ou rapport de dimension
Δ	: variation
Φ	: Diamètre
Σ	: Sommation
Ω	: Aire

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 : VALEUR DE φ EN FONCTION DE γ	C
ANNEXE 2 : TABLE DE PEARSON III	C
ANNEXE2 : TABLE DE PEARSON III (SUITE)	D
ANNEXE 3 : TABLE DE DISTRIBUTION χ^2 DE PEARSON	E
ANNEXE 4 : TABLE DE GAUSS.....	F
ANNEXE 5 : TABLEAU DONNANT LA VALEUR DE $\delta (\pm 2\sigma/\gamma)$ POUR LA DETERMINATION DES INTERVALLES DE CONFIANCE DANS LA LOI DE PEARSON.....	G
ANNEXE 7 : ABAQUE DE PIGEAUD	J
ANNEXE 8 : PLAN DIVERS	L

INTRODUCTION GENERALE

La communication est l'une des passages obligés entre la pauvreté et la richesse des individus et les milieux où ils vivent. En effet, communiquer c'est échanger, faire partager des biens, des savoirs faire, des produits, des cultures et des problèmes. Une telle activité n'est assurée que par la présence des infrastructures comme la « Route ».

Comme la plupart des pays en voie de développement, la voie terrestre est la voie de circulation la plus utilisée à Madagascar. Pourtant, presque tous les tracés du réseau routier du pays nécessitent des entretiens, des réhabilitations et même des reconstructions. Pour faire face à ce problème, le Gouvernement Malagasy s'engage à la réhabilitation de la Route Nationale Secondaire numéro 13 ou RNS13 reliant le District d'Ihosa au District de Taolagnaro.

Pendant l'étude d'un projet routier, quelque soit l'emplacement du tracé choisi par les techniciens, il y aura toujours des obstacles à franchir dont le plus courant est la rivière. Sans doute, en fonction de la présentation de ces obstacles, des ouvrages devront être étudiés et implantés pour assurer leur franchissement. Le « pont » est l'un des ouvrages de franchissement.

Pour le cas de la RNS 13, elle traverse la rivière Efaho à Fanjahira au PK478 + 100. Ainsi, l'objet du présent ouvrage est l'étude de la reconstruction du pont de Fanjahira.

Le mémoire comprendra quatre parties :

- La première partie exposera les généralités sur le projet, l'étude monographique de la zone d'influence et l'étude du trafic pour prouver la nécessité de la reconstruction de ce pont ;
- La deuxième partie abordera les études préliminaires comme l'étude hydrologique, hydraulique, la proposition et comparaison des variantes. Ces études sont obligatoires pour assurer la tenue de l'ouvrage sous la sollicitation des débits de crue ;
- La troisième partie est l'objet de dimensionnement des éléments de la superstructure, de l'infrastructure et l'étude des équipements ;
- C'est en quatrième et dernière partie qu'on traitera l'évaluation du projet, la rentabilité de l'investissement et l'étude d'impacts du projet avec l'environnement.

*Partie 1. ETUDE MONOGRAPHIQUE DE LA ZONE
D'INFLUENCE*

Chapitre 1. GENERALITES SUR LE PROJET

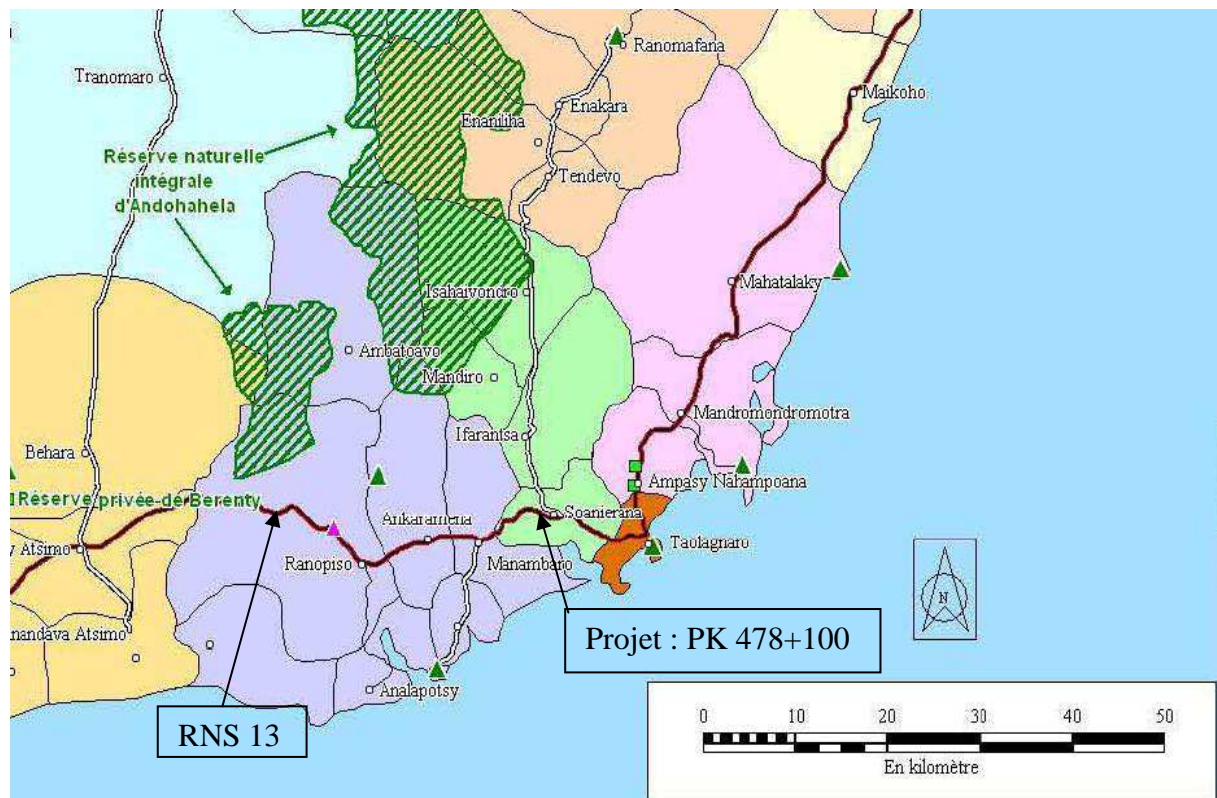
A. CONTEXTE DU PROJET

Bien que les voies maritimes et aériennes desservent les diverses localités de la Grande île, les transports routiers occupent une place prépondérante dans la vie économique de Madagascar.

Actuellement, l'exploitation minière dans la Région Anosy trouve son succès. Ce qui augmente l'utilisation de la RNS 13. Pourtant, cet axe ne peut pas assurer absolument cette fonction car la chaussée et les ouvrages sont en état de dégradation.

B. LOCALISATION DU PROJET

Le projet se trouve sur la RNS13, au PK 478+100, reliant Ihosy et Taolagnaro. Du point de vue géodésique, le projet se trouve à la longitude 46° 53' 45'' et à la latitude 24° 54' 36''.



Source : Evaluation environnementale et sociale du pôle de Fort Dauphin (Volume 2)

Figure 1: Localisation du projet

C. DESCRIPTION DU PROJET

C'est une reconstruction du pont reliant les deux rives de la rivière de Fanjahira qui est un affluent principal de la rivière Efaho. Le nouveau pont sera à double voie de 90 m de longueur.

D. L'OUVRAGE EXISTANT

C'est un pont métallique de type Warren de 90 m de long constitué de deux travées de 45 m. Ce pont est en état de corrosion avancé et doit être enlevé.

E. LES EFFETS ATTENDUS DU PROJET

Quelque soit le tracé, la route est un élément essentiel pour la circulation des biens et des personnes. Cela veut dire que le développement d'une ville ou d'une Région est intimement lié à la présence d'une route. Sur le plan socio économique, on peut citer les effets suivants :

- Désenclavement d'une ville ou d'une Région ;
- Amélioration de la santé publique et de l'éducation par possibilité de construction des infrastructures. En effet, le coût de la construction diminue avec le coût de transport ;
- Diminution du coût de la vie par diminution du coût de transport ;
- Amélioration des techniques et des savoir faire par communication entre Régions ;
- Dégradations environnementales et insécurités résolues par augmentation des zones de couverture des gendarmes et polices ;
- Augmentation des productions par facilité d'évacuation des produits ;
- Amélioration du tourisme ;
- Amélioration de l'exploitation des ressources naturelles.

Chapitre 2. ETUDE MONOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE

A. DEFINITION

La zone d'influence est la zone qui peut se développer par la réalisation du projet.

B. DELIMITATION DE LA ZONE D'INFLUENCE

D'après la localisation du projet, le pont se trouve juste à l'entrée de la ville de Taolagnaro qui est le chef lieu de la Région Anosy. En plus, comme il appartient à RNS13, il assure la liaison de la Région Anosy avec la RN7 en passant par la Région Androy.

Dans toute la suite, on entend par zone d'influence la Région Anosy.

C. LA REGION ANOSY

I. Localisation de la Région

Située dans la partie extrême Sud Est de Madagasikara, la Région Anosy est entourée par trois Régions : Androy, Ihorombe et Atsimo Antsinanana. Géographiquement, elle se trouve entre 25° 58' et 23° 74' Sud et entre 44° 58' et 47° 51' Est.

II. Organisation administrative

La Région est composée de trois (3) Districts et de 55 Communes. La ville de Taolagnaro est le chef lieu de Région.

Tableau 1 : Répartition des Districts et des Communes de la Région Anosy

DISTRICTS	COMMUNES	SUPERFICIE [km ²]
Taolagnaro	Taolagnaro, Ampasy Nahampoana, Ifarantsa, Mahambaro, Ankaramena, Ranopiso, Mahatalaky, Enaniliha, Enakara, Ranomafana, Bavoay, Ampasimena, Manantenina, Ambatoabo, Analamary, Analapatsy, Andranobory, Fenoevo Fitia, Lamboakoho, Isaka Ivondro, Mandiso, Mandrombondrombotra, Sarisambo, Soanierana.	5 498
Amboasary Atsimo	Amboasary, Behara, Tanandava Atsimo, Sampona, Ifitaka, Tranomaro, Maromby, Elonty, Esira, Mahaly, Manevy, Tsivory, Marotsiraka, Tomboarivo, Ebelo.	10 173
Betroka	Betroka, Tsaraitso, Nanimora, Analamary, Benato Toby, Ambalaso, Ivahoana, Ianabinda, Mahabo, Isoanala, Ambatomivary, Ianakafy, Bekorobo, Beapombo, Andriandampy, Tangany	14 060
Ensemble Région	55	29 731

Source: PRD Anosy

III. Milieu physique

1. Relief et paysage

a. Les massifs montagneux

Les massifs montagneux qui divisent longitudinalement la grande île en deux versants (Est et Ouest) se terminent par les chaînes anosyennes à Taolagnaro, et par le massif de l'Ivakoana, au niveau de Tsivory.

Les principaux massifs de la Région sont : les chaînes anosyennes ayant Beampingaratra comme point culminant à 1 956 m ; la chaîne Ivakoana ayant Ivakoana comme point culminant à 1 632 m.

b. Les côtes

La zone côtière de la Région se trouve en face de l'Océan indien. La Région a une côte de longueur 194 km. Sur cette côte, on rencontre une pente raide avec une très petite plage et il n'y a pas de plateau continental. La mer, forte et dangereuse, regorge des poissons à haute valeur marchande (thons, capitaines, langoustes, algues marines).

2. Géologie

L'Anosy (Taolagnaro) est formé de roches granitiques avec des sols ferralitiques.

Trois sortes de roches sont rencontrées dans cette partie de l'île :

- Roche volcanique ;
- Sable ;
- Les solidifications, dans les massifs de l'Ivakoana et les chaînes anosyennes.

On rencontre surtout du granite, granite migmatite et migmatite granitoïde.

3. Climat

a. Température

La température moyenne annuelle dans la Région se situe autour de 23°C et 24°C. Le maximum moyen le plus fort se situe au mois de Février avec une température de 27°C à Taolagnaro. Les mois de Juin et Juillet sont les plus froids, la température moyenne étant de 21°C. La température maximum annuelle peut atteindre le 28°C tandis que la température minimum tourne autour de 17°C. (Source : PRD Anosy).

b. Pluviométrie

La pluviométrie de la Région est quatre fois supérieure à celle de la Région Androy.

Pour le District de Taolagnaro, Les maxima se situent toujours au mois de Décembre et Janvier (200 à 300 mm). Les mois de Juillet et août sont encore des mois pluvieux dans ce

District avec une précipitation moyenne autour de 100mm. Il n'y a que deux mois (Septembre et Octobre) qui peuvent être considérés comme mois secs. La moyenne mensuelle des précipitations oscille entre 110 et 160 mm. En général, la hauteur moyenne des précipitations annuelles est de 1548 mm à Taolagnaro. (Source : PRD Anosy).

c. Vent

Vents dominants:

- Alizé du Nord-est à Est pour le District de Taolagnaro, pendant presque toute l'année ;

- Vent du Sud : amène toujours la pluie.

d. Cyclones

Selon les statistiques, en une quinzaine d'années 14% seulement des cyclones qui ont traversés le pays sont passés près ou par Taolagnaro. A la grande différence avec la côte Est qui est rarement épargnée, la Région se trouve bien à l'abri même étant sur la façade orientale.

4. Sol et végétation

a. Sols

D'une façon générale, les sols sont particulièrement pauvres, peu ou pas humifères. Les sols ferrugineux tropicaux formés sur roches métamorphiques, couvrant de vastes surfaces, sont le plus souvent des sols squelettiques, superficiels, d'une faible valeur agricole et pastorale.

Toutes les Communes dans le District de Taolagnaro sont caractérisées par les sols ferralitiques jaune/rouge, sols ferralitiques rouges et association sols ferralitiques jaune/rouge et rouge.

b. Végétations

Les forêts primaires commencent à disparaître inévitablement sur les montagnes anosyennes. Sur la côte Est (District Taolagnaro), la forêt secondaire ombrophile se trouve en état de dégradation avancée par suite de l'action des hommes.

La savane herbeuse (type *Hyparrhenia rufa* et *Hyparrhenia dissoluta* et *Heteropogon*) couvre la partie du District de Betroka. Ce District est affecté par un feu de brousse fréquent, pour le pâturage, qui entraîne la dégradation de la couverture végétale et le lessivage du sol.

iv. Milieux humain et social

1. Population et démographie de la Région Anosy

a. Effectif et évolution

Avec une densité moyenne de 22 habitants au km² en 2007 qui est supérieure à la densité moyenne de l'ex-Province (11,4 habitants/ km²), la Région présente une concentration humaine élevée notamment dans le District de Taolagnaro.

Le District de Taolagnaro apparaît le plus peuplé en abritant 44% de la population de la Région. Les concentrations se font autour des agglomérations, des points d'eau et des aménagements hydro agricoles.

Par rapport au recensement de 1975, la population avait plus que doublée en 2007 selon le tableau suivant :

Tableau 2 : Estimation de l'évolution et répartition spatiale de la population en 2007

DISTRICTS	1975	1993	TAUX MOY [%]	PROJECTION			
				2007	POURCENTAGE [%]	SUPERFICIE [km ²]	DENSITE [hbts/km ²]
Taolagnaro	98 509	169561	4,0	293905	44	5 498	53
Amboasary Atsimo	80 813	120248	2,7	174870	26	10 173	17
Betroka	60 289	107150	4,3	193185	29	14 060	14
Ensemble Région	239 611	396959		661960	100	29 731	22

Source : PRD Anosy

b. Croissance démographique

✓ Natalité

Le taux moyen de natalité pour Madagasikara étant de 4,33 % selon l'enquête nationale démographique et sanitaire. Le taux de natalité dans l'ensemble de la Région représente plus la moitié de la moyenne nationale pour une valeur 3%. Cependant, il faut tenir compte l'importance de la sous déclaration de la naissance dans la Région. Le taux de fécondité est de 14,03%. (Source : PRD Anosy).

✓ Mortalité

Les décès non déclarés diminuent le taux de mortalité dans la Région. En prenant comme référence le District de Taolagnaro où le système social et économique est assez avancé, le taux de mortalité de l'ensemble de la Région est égal à 0,8%. Ce qui est inférieur à la moyenne pour Madagasikara (1,53%). (Source : PRD Anosy).

✓ *Taux d'accroissement naturel*

Compte tenu de la sous-estimation, à la fois des taux de natalité et des taux de mortalité, le calcul des taux d'accroissement naturel à partir des données ci dessus ne traduit pas la réalité. Les phénomènes de migration et les épidémies de famine ont aussi leur influence. Pour les valeurs données ci-dessus, le taux d'accroissement naturel est égal à 2,2%. Cette valeur est la différence entre taux de natalité et taux de mortalité.

c. Composition et répartition

✓ *Population urbaine et population rurale*

Par convention, on considère comme population urbaine les habitants des chefs lieux des Districts. Dans l'ensemble de la Région, 17% de la population totale vivent dans les communes urbaines contre 83% dans le milieu rural. Le taux d'urbanisation, c'est à dire le rapport entre la population urbaine et la population rurale se situe à 19,31%. (19 personnes en milieu urbain correspondent à 100 personnes en milieu rural).

La forte concentration urbaine est provoquée par les difficultés d'approvisionnement en eau potable, l'inexistence de travail dans les milieux ruraux.

✓ *Composition ethnique*

La Région est caractérisée par une occupation territoriale de deux grands groupes ethniques dont chacun a leur mode de vie et leurs activités principales : les Antanosy, et les Bara.

Les ANTANOSY se sont répartis en trois groupes : les Antavaratra de la région de Manantenina, les Antambolo qui occupent la vallée d'Ambolo dans la région de Ranomafana et d'Enaniliha, les Antatsimo qui sont dans le Sud-ouest de la région de Ranopiso jusqu'au Mandrare. Cinq sous-ethnies composent le peuple d'Antanosy. Il s'agit de Tsaka Ivondro, Tevatomalama, Terara et Temanalo.

Les BARA ont comme berceau d'origine le District de Betroka, mais l'expansion s'est fait vers le Nord et vers l'Ouest, due au mode de vie pastoral d'une part et à l'envahissement des vallées par des autres peuples riziculteurs d'autre part.

2. Services sociaux

a. Santé

✓ *Les infrastructures*

Les infrastructures sanitaires, toutes catégories confondues (publiques et privées), sont présentes dans les Districts à raison de 1,6 par Commune.

Plus de la moitié de ces infrastructures sont des CSB2. Les CHD ne représentent que 9% seulement des établissements sanitaires existants.

Taolagnaro est le District le plus doté en infrastructure sanitaire mais il présente le taux de fonctionnalité le plus bas, selon le tableau suivant :

Tableau 3 : Infrastructures sanitaires privées et publiques dans la Région Anosy

DISTRICTS	CSB1	CSB2	CHD1	CHD2	TOTAL	% par District [%]	Fonctionnelle [u]	% Fonctionnelle
Taolagnaro	18	12	0	2	32	36	21	66
Amboasary	7	15	1	0	23	26	18	78
Betroka	5	24	5	0	34	38		
Ensemble région	30	51	6	2	89	100		
Pourcentage [%]	34	57	7	2	100			

Source : PRD Anosy

Légendes : CSB1 : Para médical ;
 CSB2 : Avec médecin ;
 CHD1 : Sans chirurgie ;
 CHD2 : Avec chirurgie.

✓ *Personnel*

Le rapport personnel soignant et nombre d'infrastructures sanitaires fonctionnelles se situe à 2,51. Deux personnes en moyenne s'occupent d'un établissement. 70 % de ces personnels soignant relèvent du secteur public. Plus de la moitié du personnel soignant se trouvent dans le District de Taolagnaro.

Dans les établissements sanitaires privés, les infirmiers sont les plus représentés suivis des médecins notamment dans le district de Taolagnaro. Les personnels soignants sont fortement concentrés dans le District de Taolagnaro où le nombre moyen de personnel par établissement est de 4.

✓ *Eau potable*

En raison du climat semi-aride de la Région et de la faiblesse du réseau fluvial, le problème de l'eau se pose avec gravité dans le District de Betroka et d'Amboasary. Ce problème est de degré moindre du côté de Taolagnaro.

A Betroka et Amboasary, la population est contrainte à utiliser de l'eau de la rivière, des petits ruisseaux et des puits. Le risque de maladies est ainsi important.

✓ *Etat sanitaire*

Au niveau des trois Districts, les dix pathologies principales recensées par le Service de Santé du District (SSD), sont très similaires. La fièvre (suspicion de paludisme), les Infections Respiratoires Aiguës (IRA) et les maladies diarrhéiques viennent en tête. Les infections cutanées et les infections sexuellement transmissibles (IST), ainsi que les infections de l'œil suivent en second lieu. Les toux de plus de trois semaines, les affections bucco-dentaires et la rougeole sont signalées ensuite. Les accidents et les traumatismes ferment la liste. Il faut cependant faire ressortir le problème de malnutrition au niveau de la Région.

La manque d'hygiène par rareté d'eau, les coutumes et l'ignorance expliquent en partie ces nombreux cas d'infections (exemple des accouchées qui ne sortent pas pendant un mois entier et restent sans hygiène). Le recours aux plantes médicinales sans médecin peut aussi présenter un danger.

Les médecines modernes et traditionnelles sont utilisées par la population pour des raisons économiques et aussi culturelles. Par ailleurs, l'état des routes rend difficile l'accès au soin médical offert par les infrastructures sanitaires publiques ou privées déjà insuffisantes.

6. Enseignement et éducation✓ *Les infrastructures*

Dans l'enseignement public, on compte 267 établissements scolaires dont 95% sont des Ecoles Primaires Publiques. Ces infrastructures sont fortement concentrées dans le District de Taolagnaro. 85 % de ces infrastructures sont fonctionnelles.

Tableau 4 : Etablissements scolaires publics

DISTRICTS	E.P.P.	C.E.G.	LYCEES	TOTAL	POURCENTAGE [%]	FONCTIONNELLES
Taolagnaro	109	5	1	115	43	111
Amboasary	73	4		77	29	43
Betroka	71	3	1	75	28	73
Ensemble région	253	12	2	267	100	227
Pourcentage [%]	95	4	1	100		

Source : PRD Anosy

Tableau 5 : Etablissements scolaires privés

DISTRICTS	PRIMAIRES	SECONDAIRES 1 ^{er} CYCLE	SECONDAIRES 2 ^{ème} CYCLE	TOTAL	POURCENTAGE [%]
Taolagnaro	33	3	3	39	52
Amboasary	30	1		31	41
Betroka	3	2		5	7
Ensemble région	66	6	3	75	100
Pourcentage [%]	88	8	4	100	

Source : PRD Anosy

Les établissements scolaires privés sont tous fonctionnels et représentent 22% de l'ensemble dans la Région.

Le nombre de CEG et Lycées est insuffisant par rapport au nombre d'EPP. En plus, les problèmes d'enseignement sont aggravés par l'insuffisance des personnels.

c. Infrastructures culturelles

Les différents types d'infrastructures sont : cinémas (0), salles vidéo (6), terrains de sports équipés (4), salles d'œuvre catholique (4), tranompokonolona (2), crèches (10), bibliothèques (8).

d. Divers aspects culturels notoires

Les cérémonies traditionnelles ont beaucoup d'importance mais sont de plus en plus simplifiées faute de moyens. En effet, elles sont des occasions de dépenses particulièrement en zébus (« Enga »). Ce sont principalement le « Savatse » ou circoncision, le « Sandratse » ou guérison et les rites funéraires.

Le zébu occupe une place prépondérante et constitue monnaie de compte et de paiement dans la société. Ainsi, lors de conflits que le Fokonolona essaie toujours de régler à l'amiable sans traîner jusqu'au tribunal, les fautifs payent en zébus. Les sources de conflits sont la divagation des bœufs, le vol de récoltes et les litiges fonciers. Un « kabary » est alors tenu souvent sous le tamarinier, en guise d'audience. L'orateur ou « mpizaka » bénéficie aussi de zébu.

Le phénomène de vol de bœufs, à l'origine, aurait constitué une épreuve attestant la virilité des jeunes gens. Par la suite, ces vols « sportifs » avaient évolué et sont devenus opérations de banditisme (« malaso », « dahalo »). En fait, ils sont aussi probablement la manifestation d'un malaise politique et économique.

*e. Services de sécurité**✓ Police*

Une Brigade Préfectorale de Sécurité Publique (BPSP) est créée à Taolagnaro. Cette brigade est composée de Centres de Sécurité Publique (CSP).

CSP d'Ambovombe : Il s'occupe des zones d'Amboasary, Beloha, Andalatanosy et de Bevoay ;

CSP de Betroka : deux zones dans le district de Bekily relèvent de sa responsabilité (Beraketa et Bekitro).

Dans l'ensemble de la Région, les polices n'occupent que 25% du territoire.

✓ Gendarmerie

Elle est implantée dans les Districts suivants : District de Betroka (Beraketa), District de Taolagnaro (Taolagnaro, Ifotaka, Tsivory, Esira, Manantenina) et le district d'Amboasary Atsimo.

Les gendarmeries n'occupent aussi que 25% du territoire.

3. Secteurs économiques*a. Agriculture**✓ Surface agricole*

Globalement, les terres cultivables sont très limitées et leur exploitation semble atteindre le seuil de saturation. Les surfaces cultivées ne représentent que 2,4% de la superficie totale de la Région.

Le climat aride et semi-aride et les caractéristiques peu fertiles du sol conditionnent le développement de l'agriculture.

Tableau 6 : Superficie agricole de la Région Anosy

DISTRICTS	SUPERFICIE TOTALE [Ha]	SURFACES CULTIVABLES [Ha]	POURCENTAGE [%]	SURFACES CULTIVEES [Ha]	POURCENTAGE/ SURFACE CULTIVABLE [%]
Taolagnaro	549 800	18 640	3,4	18 640	100
Amboasary	1 017 300	29 470	2,9	29 470	100
Betroka	1 406 000	22 383	1,6	20 200	90
Ensemble région	2 973 100	70 493	2,4	68 310	97

Source : PRD Anosy

Trois types de culture sont rencontrés dans l'ensemble de la Région : les cultures vivrières composées principalement par le riz, manioc et le maïs ; les cultures industrielles

représentées par la canne à sucre et l'arachide ; les cultures de rente essentiellement le café et le sisal.

Les cultures vivrières occupent une surface importante dans l'ensemble de la région suivies de loin par les cultures de rente. Ces cultures de rente sont constituées principalement par l'exploitation du sisal dans le District d'Amboasary. Cette culture occupe presque la moitié des surfaces cultivées dans ce District. D'autres cultures comme les cultures intensives des légumes et les cultures fruitières sont aussi observables en proportion moindre.

Tableau 7 : Répartition des surfaces cultivée par type de culture dans la Région Anosy

SOUS PREFECTURE	SURFACE TOTALE CULTIVEE [Ha]	CULTURES VIVRIERES [Ha]	CULTURE DE RENTE [Ha]	CULTURES INDUSTRIELLES [Ha]
Taolagnaro	18640	15885	2300	340
Amboasary	29470	14800	14350	505
Betroka	20200	19300	0	900
Ensemble région	68310	49985	16650	1745
Pourcentage [%]	100	73	24	3

Source : PRD Anosy

✓ Les cultures vivrières

- Le riz :

Le rendement de production pour les riz irrigués est moyen par rapport au rendement des différentes Régions de l'île. Par contre le rendement des riz sur tanety est très faible car il représente moins de la moitié du rendement observé sur le haut plateau.

Amboasary Sud se trouve en tête en termes de rendement rizicole parmi les trois Districts où cette activité se pratique. Pourtant, le rendement moyen de production de riz dans la Région est encore faible et reste stable pour des raisons :

TECHNIQUES : pas de fertilisation minérale par manque de produit et revendeur, techniques culturales peu performantes, pas de protection phytosanitaire ;

ENVIRONNEMENTALES : ensablement des périmètres dû aux feux de brousse (problème important dans le District de Taolagnaro), Attaques acridiennes (insectes ayant la forme des criquets et sauterelles) assez virulentes ;

CLIMATOLOGIQUES : Tendance à la sécheresse, permanence des Alizés du Nord-Nord Est à effet desséchant.

La Région est déficitaire en matière de riz. C'est-à-dire qu'elle connaît une supériorité des besoins par rapport à la production. Malgré ce déficit, 30% de la production sont

commercialisés en dehors de la Commune de production en 2001, les 70% sont restés dans les exploitations où une grande partie est autoconsommée.

- Les autres cultures vivrières :

Vu l'aridité du climat et la faible qualité des sols, les cultures vivrières sont conduites en saison pluviale. De ce fait, les variétés cultivées sont adaptées aux conditions locales. Par ailleurs, les paysans sont aussi habitués à profiter de la moindre pluviométrie pour planter au maximum. Les principaux ennemis des cultures sont, en dehors des criquets, les chenilles et les cochenilles, ainsi que quelques maladies. Le vent aussi peut être néfaste surtout pour la culture du maïs.

D'une manière générale, ces cultures sont menées de manière traditionnelle, sans technique particulière exceptée au niveau des projets. Aucun appui n'est apporté sauf en cas de forte sécheresse.

Les tubercules et les légumineuses ainsi que les maïs sont les principales cultures pratiquées. La pomme de terre est moins courante. Mais de loin, le manioc constitue la première dans la Région avant le maïs et le riz en termes de surface.

La production et le rendement de manioc ne connaissent pas une variation majeure. Pour l'ensemble de la région le rendement est de 6,2 T/ha en 2001.

Pour les autres cultures, la surface utilisée et le niveau de production restent relativement stables sauf pour la patate douce. C'est la pluviométrie qui détermine beaucoup les superficies mises en cultures et le niveau du rendement. Pour le maïs et le haricot, les rendements sont équivalents à la moyenne nationale et sont respectivement 1,0 T/ha, 0,9 T/ha (2001). Pour la patate douce, malgré la grosseur des tubercules, le rendement est de 4,4 T/ha en 2001 (inférieur par rapport au niveau national).

Pour la pomme de terre, le rendement est au environ de 7,0 T/ha en 2001.

✓ *Les cultures de rente*

Ce sont principalement le sisal et le café. En moyenne, un exploitant dispose 0,3 Ha pour la caféiculture. La production de café est localisée dans le District de Taolagnaro seulement. Plus précisément à Ranomafana, Mahatalaky et Manantenina où les conditions pluviométriques permettent de le faire.

La culture du sisal est limitée à Amboasary dans la vallée du bas-Mandrare. Dans cette vallée les sols alluvionnaires favorisent la culture. Les plantations s'étendent sur la rive droite du Mandrare, entre la mer et Amboasary, et en amont sur la rive gauche jusqu'à Ifotaka.

✓ *Les cultures industrielles*

La canne à sucre, l'arachide et un peu de tabac constituent les principales cultures concernées. Il s'agit de cultures paysanales, essentiellement de type pluvial. Du fait de la pluviométrie toujours déficitaire dans le Sud et des techniques culturales traditionnelles, les rendements sont faibles et les produits de mauvaise qualité. En plus, l'insuffisance de débouché est aussi un problème majeur pour ce type de culture.

6. *L'Élevage*

Cette Région se caractérise par sa grande potentialité en matière d'élevage des ruminants notamment les ovins et caprins. En outre, dans l'ex Province autonome de Toliara, le tiers des bovins se trouvent dans cette région qui est aussi le premier producteur de volailles. Par contre l'élevage porcin n'est pas très développé dans la région pour des raisons culturelles et climatiques. Il est localisé principalement dans quelques Communes du District de Taolagnaro.

Le principal problème de l'élevage est le climat sec. En effet, le pâturage est généralement pauvre et pour obtenir des repousses et herbes plus abondantes en saison des pluies, les éleveurs s'adonnent aux feux de brousse en Octobre et Novembre. L'élevage des palmipèdes est aussi très limité par le manque d'eau.

Les bœufs, pris comme indicateur de richesse en tant qu'épargne, sont destinés à trois utilisations : moyen de production agricole, sacrifice dans les rites traditionnels ou marque de respect dans les cérémonies familiales, bien commercial échangé sur le marché spécifique de bovidé.

Les Ovins, les Caprins et les Volailles sont en général destinés à l'autoconsommation et intègrent faiblement le circuit commercial. Les dindons constituent néanmoins une des sources de revenu monétaire des ménages qui en pratiquent l'élevage.

c. *La pêche*

Au niveau de la circonscription de la Pêche de Taolagnaro, la pêche est essentiellement artisanale et maritime et se pratique tout au long du littoral Sud de Lavanono à Manantenina. Les moyens sont surtout constitués de pirogues traditionnelles, avec usage de lignes à hameçon et des filets maillants.

Plusieurs ressources marines existent dans la Région mais les plus importantes et qui font l'objet d'une exploitation industrielle sont les poissons à haute valeur marchande telle que les crevettes, les Thons, les crabes, les langoustes. Bien que ne présentant que 0,3% de la production totale, la production de langoustes doit être mise en exergue compte tenu de son

importance dans les exportations et sur le plan économique. Au début les débouchés sont les restaurants de la ville de Taolagnaro. C'est à partir de 1966 que la collecte et l'exportation étaient assurées par les sociétés.

Quand aux poissons d'eau douce, leur importance est moindre. La pisciculture n'est pas très développée.

La quasi totalité des produits sont commercialisés et intègrent le marché dès l'arrivée des embarcations. La collecte se fait dans les villages et les produits sont acheminés en général vers Taolagnaro. Pour les langoustes, les captures sont stockées en viviers et pesées au ramassage avant paiement des pêcheurs. L'acheminement se fait par route vers Taolagnaro, après enrobage au sable humide. Les pertes en cours de transport sont considérables. Les langoustes sont commercialisées vivantes ou congelées.

d. Les ressources minières

La Région Anosy possède d'énormes potentialités sur le plan minier. De multiples ressources sont réparties dans les Districts : or, saphir, béryl, grenat (minéral de la famille des silicates), améthyste (variété de quartz), cristal, zircon, mica, bauxite (roche sédimentaire tendre constituée d'alumine et d'oxydes de fer), ilménite, etc.

Parmi les minéraux à usage industriel, on peut citer des minerais d'aluminium qui sont situés dans la région de Manantenina. Il s'agit de bauxite pauvre en fer, et de ce fait, assez recherchée par l'industrie.

Les gisements de mica sont assez répandus dans la zone de l'Androy, du côté de Ranopiso et d'Ambatoabo par exemple. L'exploitation doit en être souterraine, car le mica sain se trouve au-dessous du niveau hydrostatique. La SODIMA (Société des Mines d'Ampandrandava) du Groupe Akesson en fait une exploitation industrielle et exporte près de 400 tonnes par an vers le Japon et le Brésil.

L'uranothorianite (thorianite contenant de l'uranium), oxyde de thorium et d'uranium contenant de 5 à 25 % d'uranium, se trouvent à l'intérieur de la grande boucle du Mandrare, du côté de Tranomaro par exemple. Le quartz est recherché pour ses propriétés piézoélectriques. C'est une exploitation par cueillette. Le seul gisement de la région Sud est situé près de Tsivory. L'ilménite (oxyde de fer et de titane), la monazite (phosphate de terres rares) et le zircon se trouvent dans les sables noirs des plages de la région de Taolagnaro et jusqu'au delà de Manantenina. L'ilménite dans cette Région a une forte teneur en titane atteignant 56 %.

Les réserves sont estimées globalement à 6 millions de tonnes de minerais lourd mais l'exploitation est conditionnée par l'environnement.

e. Industrie et artisanat

✓ *Cordage*

La société concernée est le S.I.F.O.R. de Taolagnaro. Elle était créée en mars 1949 sous la direction de M. P. DROTKOWSKI. La société achète les fibres de sisal chez les sociétés de plantation de sisal. En moyenne la production est de 1900 tonnes par an. Ses principaux débouchés sont La Réunion, France, Grande Bretagne, Belgique, Allemagne et Pays-Bas.

✓ *Plantation de sisal*

On peut citer trois sociétés : H.A.H. (Henri et Alain de Haulme), S.P.S.M. (Société de Plantations de Sisal du Mandrare) et S.A.M.A. (Société de Plantation de Sisal du Mandrare, Amboasary-Atsimo). Leurs productions en tonnes par an sont respectivement 1930, 3070 et 1582. Une grande quantité des produits sont évacuées au Portugal et France. La SIFOR de Taolagnaro ne demande que quelques parties des produits.

✓ *Produits artisanaux*

Les travaux de l'artisanat sont nombreux et variés, allant des traditionnelles vanneries (chapeaux, paniers, nattes) aux matériels divers (charrettes, charrues, couteaux, sagaies) et aux articles destinés aux touristes (sculptures, cuir de zébu ...). Les charrettes adaptées aux conditions locales (sable) sont fabriquées sur place. Les prix de produits sont variables mais la vente aux touristes procure une recette appréciable pour les artisans.

4. Les problématiques de la Région

En tenant compte de ces données, on déduit les problématiques de la région. La comparaison des problématiques et les effets attendus d'un projet routier sur le développement donne une idée si le pont est nécessaire pour le développement de la Région Anosy.

En effet, les problématiques de la Région sont : accroissement de la population plus vite que l'économie, production inférieure aux besoins des habitants, difficulté de l'évacuation des produits, insuffisance des infrastructures de base, accès difficiles pour atteindre les infrastructures de base (hôpitaux, écoles,...), zone de couverture de la sécurité très faible, diminution du nombre de touristes sur les sites difficilement accessibles, augmentation du coût de la vie dans les Communes isolées, dégradations de l'environnement.

Chapitre 3. ETUDE DU TRAFIC

A. OBJECTIF

L'objectif de l'étude du trafic est d'estimer le nombre total de véhicule (toute catégorie) par jour des années futurs durant la durée de vie de l'ouvrage. Ainsi, la prévision du trafic permet de : prévoir le type d'ouvrage à réaliser, dimensionner l'ouvrage pour qu'il puisse supporter les charges du trafic.

B. METHODE DE COMPTAGE

Les travaux de comptage sont obligatoires pour avoir le trafic de l'année de référence. Cette donnée est utilisée dans l'estimation du nombre total de véhicule par jour des années futures.

Pour avoir plus de précision, le comptage doit se faire pendant toute l'année mais comme les moyens ne le permettent pas, on ne le fait à Madagascar que pendant une semaine.

On a deux types de comptage : le comptage manuel et le comptage automatique.

I. Comptage manuel

C'est la méthode la plus utilisée de Madagascar. Un résultat fiable exige beaucoup de main d'œuvres spécialisés.

II. Comptage automatique

Le comptage automatique s'effectue à l'aide des appareils appropriés comme le compteur électronique à tuyau traversant la route. L'appareil peut fonctionner pendant une longue durée, mais son emploi nécessite une couche de roulement revêtue et un personnel adéquat.

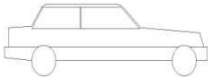


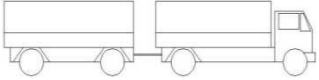
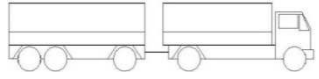
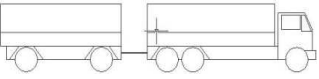
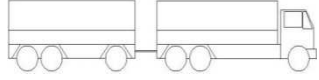
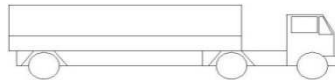


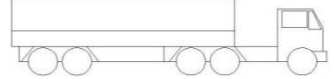
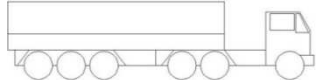
C. CLASSIFICATION DES VEHICULES

Chaque méthode de comptage a sa classification des véhicules.

I. Classification selon le comptage automatique

Les véhicules sont classés en douze (12) catégories suivant leur poids et leur type d'essieu. La classification est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 8 : Classification des véhicules selon le comptage automatique

	CODE	CLASSE	DESCRIPTION	SILHOUETTES
VEHICULES LEGERES	VL	1	Voiture léger, minibus, voiture 4x4, bâchés, ...	
POIDS LOURDS	C2	2	Camion à deux essieux simple, autocar, bus	
	C3	3	Camion à trois essieux (1 essieu simple + 2 essieux tandem)	
	R22	4	2 essieux simple + remorque (2 essieux simples)	
	R23	5	2 essieux simples + remorque (1 essieu simple + 1 essieu tandem)	
	R32	6	1 essieu tandem + remorque (2 essieux simples)	
	R33	7	1 essieu tandem + remorque (1 essieu simple + 1 essieu tandem)	
	ART21	8	3 essieux simples	
	ART22	9	2 essieux simples + 1 essieu tandem	
	ART23	10	2 essieux simples + 1 essieu tandem	
	ART32	11	(1 essieu simple + 1 essieu tandem) + 1 essieu tandem	
	ART33	12	(1 essieu simple + 1 essieu tandem) + 1 essieu tridem	

Source: ARM

II. Classification selon la méthode manuelle

Les véhicules sont classés en six (6) catégories par le MTPM dont :

- Catégorie A : voitures particulières ;

- Catégorie B : transport en commun : familiales, minibus, fourgonnettes : PTC < 3,5T ;
- Catégorie C : camion et autocar de PTC entre 3,5T et 10T ;
- Catégorie D : camion et autocar de PTC entre 10T et 16T ;
- Catégorie E : camion où le PTC est supérieur à 16T ;
- Catégorie F : train double et articulés.

D. PREVISION DU TRAFIC

I. Résultat du comptage manuel

Les résultats suivants sont les nombres de véhicule dans les deux sens circulant la RNS 13 entre le PK 469+000 (Manambaro) et le PK 508+100 (Taolagnaro). Le poste de comptage était à Soanierana du PK 480+000. Pour ne pas sous estimer les influences du trafic, les résultats sont affectés par des coefficients appelés coefficient de pondération. Ces derniers dépendent de la catégorie de véhicule considérée.

Tableau 9 : Résultats du comptage manuel

VEHICULES	L	M	M	J	V	S	D	Total sem	Moy. Journ.	Coef. de pondéra.	Moy. Journ. Avec pondera
1. Véhicules particulier	71	57	83	112	94	63	154	634	91	1	91
2. Familiales, Bâchés, Minibus,...	134	66	100	179	126	116	132	853	122	2	244
3. Camion et Autocar de PTC < 10T	41	28	22	31	26	11	33	192	27	4	110
4. Camion et Autocar de PTC entre 10 et 16T	33	17	28	31	30	22	19	180	26	5	129
5. Camion de PTC >16T	23	21	3	12	6	3	8	76	11	6	65
6. Train double et Articulés	19	11	4	8	11	5	5	63	9	7	63
TOTAL	321	200	240	373	293	220	351	1998	285		701

Source: Louis Berger International; campagne de comptages routiers Aout-Septembre 2001

II. Estimation du trafic

1. Principes

Deux méthodes sont disponibles pour estimer l'évolution du trafic : il y a la méthode statistique et la méthode de croissance exponentielle.

a. Méthode statistique

Cette méthode consiste à établir une fonction $y(t)$ où y est le nombre de véhicules en un temps t envisagé. L'expression de cette fonction dépend du coefficient de corrélation $\rho(y, t)$ qui a lui-même pour expression :

$$\rho(y, t) = \frac{\sum_i \sum_j (t_i - \bar{t})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_i (t_i - \bar{t})^2 \times \sum_i (y_i - \bar{y})^2}}$$

Avec : t_i : Année où l'on a recueilli le nombre de véhicules y_i ;

y_i : Nombre de véhicules correspondant à l'année t_i ;

N : Nombre d'échantillons ;

$\bar{t} = \frac{\sum_i t_i}{N}$: Moyenne arithmétique du temps ;

$\bar{y} = \frac{\sum_i y_i}{N}$: Moyenne arithmétique du nombre de véhicules.

- Si $\rho(y, t) \geq 0,9$, $y(t)$ a pour expression $y(t) = at + \bar{y} + a\bar{t}$ où a est un coefficient d'ajustement obtenu par la formule :

$$a = \frac{\sum_i \sum_j (t_i - \bar{t})(y_i - \bar{y})}{\sum_i (t_i - \bar{t})^2}$$

- Si $\rho(y, t) < 0,9$, on a $y(t) = 10^{(at + \overline{\log y} - a\bar{t})}$ avec $\overline{\log y} = \frac{\sum_i \log y_i}{N}$

Cette méthode exige donc la disponibilité d'un certain nombre d'échantillons pour avoir des résultats fiables. Comme on n'a pas ces échantillons, donc on va estimer le trafic suivant la deuxième méthode dite de croissance exponentielle.

b. Méthode de croissance exponentielle

La formule de régression exponentielle est exprimée comme suit :

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

Avec : T : trafic à l'année voulue ;

T_0 : trafic donné par le comptage ;

α : Taux de croissance annuel qui est égal à 7% selon MTPM ;

$n = T - T_0$: nombre d'années entre l'année de référence et l'année voulue.

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 10 : Trafic futur de l'ouvrage

ANNEES	2010	2020	2030	2040	2050	2060
TRAFFIC [véhicules/jour]	1 289	2 535	4 987	9 810	19 298	37 963

E. CONCLUSION

L'étude socio économique de la zone d'influence nous a permis de savoir que la reconstruction de ce pont pourra accroître les potentialités socio économiques de la Région Anosy.

Et d'après la prévision du trafic, la conception sera en deux voies de circulation pour que l'ouvrage puisse recevoir sans difficulté le trafic prévu.

Ainsi, on peut aborder aux différentes études techniques qui commenceront obligatoirement par les études préliminaires qui sont l'étude hydrologique, l'étude hydraulique, la proposition et comparaison des variantes. Ces études font l'objet de la deuxième partie de ce mémoire.

Partie 2. ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre 1. ETUDE HYDROLOGIQUE

L'hydrologie est la science qui étudie la répartition de l'eau dans la nature et l'évolution de celui-ci à la surface de la terre et dans le sol sous ses trois états : solide, liquide et gazeux.

Le but de l'étude hydrologique est de déterminer le débit de crue du bassin versant de l'ouvrage pour pouvoir dimensionner ce dernier.

A. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT DE L'OUVRAGE

Un bassin versant est une surface topographique délimitée par les lignes de partage des eaux de ruissellement. C'est une surface hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'écoulent par une seule section appelée exutoire.

Notre bassin versant est le bassin de l'Efaho situé sur la façade orientale des chaînes anosyennes, au Nord-Ouest de Taolagnaro.

Un bassin versant est caractérisé par plusieurs paramètres comme sa surface S , sa pente moyenne I , son coefficient de ruissellement C , son coefficient de forme K , la longueur du thalweg principal L , son périmètre P , le temps de concentration t_c , ...

Pour notre cas, on se contente des valeurs obtenues auprès du service de la météorologie qui sont :

- La Surface (S): $S = 196 \text{ km}^2$;
- La pente moyenne (I): $I = 1 \text{ m/km}$.

B. ESTIMATION DU DEBIT DE CRUE DU PROJET

Le débit de crue du projet est la quantité d'eau maximale par unité de temps, provenant du bassin versant, et qui doit être évacué par l'ouvrage. Ce débit a une fréquence d'apparition déterminée.

Trois méthodes sont disponibles pour estimer ce débit. Il y a l'hydrologie statistique, l'hydrologie analytique et l'hydrologie déterministe. Chaque méthode a son domaine d'application. La disponibilité des données hydrométriques s'étendant sur une période suffisamment longue nous permet d'utiliser la méthode statistique.

I. Principe général de la méthode statistique

Le but est d'établir une fonction $F(Q)$ appelée fonction de répartition. $F(Q)$ est la probabilité pour que la variable Q étudiée soit inférieure ou égale à x , x étant une valeur que peut prendre Q : $F(Q) = \text{Prob}[Q \leq x]$.

Cette fonction $F(Q)$ tend asymptotiquement vers 1 quand Q tend vers ∞ . La fonction $F(Q)$ est liée à la fonction de dépassement $P(Q)$ par la relation : $P(Q) = 1 - F(Q)$. En pratique, ayant un échantillon de N valeurs de Q à étudier, classées par ordre décroissant, la fonction de dépassement $P(Q)$ est donnée expérimentalement, pour chaque valeur Q de rang R , par la relation suivante: $P(Q) = \frac{R}{N+1}$.

Le temps de retour T (fréquence où $Q \leq x$) est donné par : $T = \frac{1}{p} = \frac{1}{1-F}$.

C'est-à-dire $F = 1 - \frac{1}{T}$

Un échantillon de N valeurs de Q_i est caractérisé par :

- la moyenne algébrique \bar{Q} telle que : $\bar{Q} = \frac{\sum Q_i}{N}$;
- l'écart type σ tel que : $\sigma = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum (Q_i - \bar{Q})^2}$;
- Le moment centré d'ordre trois μ_3 tel que : $\mu_3 = \frac{N}{(N-1)(N-2)} \sum (Q_i - \bar{Q})^3$.

Pour notre cas, la variable Q étudiée est caractérisée par les débits extrêmes annuels de l'Efaho à Fanjahira. Ces débits sont classés par ordre décroissante dans le tableau suivant :

Tableau 11 : Débits extrêmes annuels de l'Efaho

RANG	ANNEE	DEBITS EXTREMES ANNUELS [m ³ /s]
1	1964	1210
2	1971	1160
3	1989	863
4	1970	750
5	1972	597
6	1981	508
7	1973	505
8	1963	481
9	1991	472
10	1965	460
11	1974	445
12	1977	346
13	1967	343
14	1969	267
15	1975	209
16	1985	197
17	1978	140
18	1968	105
19	1976	96,2
20	1966	89,3

Source : Service météorologie

II. Les lois statistiques

Plusieurs lois statistiques sont applicables pour estimer le débit de crue mais on ne retient que celles qui font intervenir peu de paramètres et qui sont donc facilement utilisables.

Ces lois sont :

- La loi de PEARSON III ou loi gamma incomplète ;
- La loi de GUMBEL ou loi doublement exponentielle ;
- La loi de FRECHET ou loi exponentielle généralisée.

On va prendre une à une ces lois car chaque loi donne une valeur du débit de crue. Mais d'abord, on va calculer les paramètres statistiques qui caractérisent l'échantillon de N valeurs de Q_i .

✓ La moyenne algébrique : \bar{Q}

$$\text{On a } \bar{Q} = \frac{\sum Q_i}{N} ; \text{ soit } \bar{Q} = 462,175 \text{ m}^3/\text{s}$$

✓ L'écart type ou moment centré d'ordre deux : σ

$$\text{On a } \sigma^2 = \frac{\sum (Q_i - \bar{Q})^2}{N-1} ; \text{ soit } \sigma = 325,829 \text{ m}^3/\text{s}$$

✓ Moment centré d'ordre trois : μ_3

$$\text{On a } \mu_3 = \frac{N}{(N-1)(N-2)} \sum (Q_i - \bar{Q})^3 ; \text{ soit } \mu_3 = 36\,459\,630,6 \text{ m}^9/\text{s}^3$$

1. Loi de PEARSON III

La fonction de répartition s'écrit : $F(Q) = \frac{a^\gamma}{\Gamma(\gamma)} \int_0^Q e^{-aQ} Q^{\gamma-1} dQ$ avec $\Gamma(\gamma)$ fonction d'Euler, γ et a étant deux paramètres d'ajustement.

On démontre que γ est relié à l'échantillon Q_i par la relation suivante :

$$\varphi(\gamma) = \log \bar{Q} - \frac{\sum \log Q_i}{N}$$

Après calcul, on trouve que $\varphi(\gamma) = 0,11343$: ce qui correspond à $\gamma = 2,096$ (voir ANNEXE 1 : Valeur de φ en fonction de γ).

Le paramètre a est donné par : $a = \frac{\gamma}{\bar{Q}} = 0,00453$.

La fonction de répartition se présente alors sous la forme :

$$F(Q) = \frac{0,00453^{2,096}}{\Gamma(2,096)} \int_0^Q e^{-0,00453Q} Q^{1,096} dQ$$

Pour déterminer le débit de fréquence donnée, on utilisera les tables de PEARSON (voir ANNEXE 2) qui donne $F(u)$, fonction de non dépassement, en fonction de la variable réduite u et du paramètre γ où $u = aQ = 0,00453Q$.

Pour une période de retour $T = 50$ ans, on aura $F(u) = 1 - \frac{1}{T} = 0,98$. D'où, pour $\gamma=2,096$, $u = 5,998$ (Voir ANNEXE 2 : Table de PEARSON III).

$$\text{Soit } Q_{50} = \frac{u}{a} = 1324,062 \text{ m}^3/\text{s}.$$

2. Loi de GUMBEL

Pour cette Loi de Gumbel, La fonction de répartition est de la forme : $F(Q) = e^{-e^{-u}}$ où u est la variable réduite d'expression : $u = \alpha (Q - Q_0)$. Cette loi fait apparaitre deux paramètres α et Q_0 avec :

$$\frac{1}{\alpha} = 0,780\sigma \text{ et } Q_0 = \bar{Q} - 0,45\sigma.$$

Après calcul on trouve : $\alpha = 0,00393$ et $Q_0 = 315,551 \text{ m}^3/\text{s}$.

La fonction de répartition s'écrit sous la forme : $F(Q) = \exp(-e^{-0,00393(Q-315,551)})$.

La valeur du débit est obtenue en égalisant la valeur u calculée avec celle qui est tirée de la fonction F . C'est-à-dire $u = -\ln(-\ln F) = \alpha(Q - Q_0)$.

Pour $T = 50$ ans, on aura $F = 0,98$ et $Q_{50} = \frac{-\ln(-\ln F)}{\alpha} + Q_0 = 1308,410 \text{ m}^3/\text{s}$.

3. Loi de FRECHET

Pour la Loi de Frechet, La fonction de répartition est de la forme : $F(Q) = e^{-e^{-u}}$ où u est la variable réduite d'expression : $u = \alpha [\log Q - \log Q_0]$. α et Q_0 étant les paramètres d'ajustement déterminés par les formules suivantes:

$$\frac{1}{\alpha} = 0,780\sigma \text{ avec } \sigma = \sqrt{\frac{\sum(\log Q - \overline{\log Q})^2}{N-1}}, \overline{\log Q} = \frac{\sum \log Q}{N};$$

$$\log Q_0 = \overline{\log Q} - 0,45\sigma.$$

Après calcul on trouve :

$$\overline{\log Q} = 2,551, \quad \sigma = 0,34135, \quad \log Q_0 = 2,39739, \quad \alpha = 3,75582.$$

La fonction de répartition devient : $F(Q) = \exp(-e^{-3,75582(\log Q - 2,39739)})$.

La valeur du débit est obtenue en égalisant la valeur u calculée avec celle qui est tirée de la fonction F . C'est-à-dire $u = -\ln(-\ln F) = \alpha [\log Q - \log Q_0]$.

Pour $T = 50$ ans, on aura $F = 0,98$, et $Q_{50} = 2730,829 \text{ m}^3/\text{s}$.

4. Récapitulation

Les débits de crue maximum donnés par les différentes lois statistiques pour un période de retour 50 ans que l'on suppose la durée de vie du pont sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 12 : Débits de crue donnés par les lois statistiques

LOIS	PERIODE DE RETOUR T [ans]	DEBITS DES CRUES Q [m ³ /s]
PEARSON III	50	1324,061
GUMBEL	50	1308,41
FRECHET	50	2730,829

III. Test de validité d'un ajustement

1. Généralité

Les résultats ci-dessus montrent que pour un échantillon donné, les lois de distribution donnent des valeurs différentes. Il convient par conséquent de juger les lois afin d'adopter le moins mauvais des ajustements. Pour ce faire, on va utiliser le test de χ^2 qui est l'un des tests les plus usités.

2. Principe du test de χ^2

- On divise l'échantillon en un certain nombre K de classes qui contiennent n_i valeurs où n_i est supérieure ou égale à 5 ;

- On détermine le nombre théorique de valeurs contenues dans la classe i par la relation :

$$v_i = N \int_{Q_{i-1}}^{Q_i} f(Q) dQ = N[F(Q_i) - F(Q_{i-1})] ;$$

- On détermine la valeur de χ^2 par l'expression suivante :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

Avec : n_i : nombres des valeurs dans la classe i et

v_i : nombres théoriques des valeurs dans la classe i ;

- On cherche sur les tables de χ^2 de PEARSON (voir ANNEXE 3), la probabilité de dépassement $P(\chi^2)$ correspondant au nombre de degré de liberté $\lambda = K - 1 - p$, K étant le nombre de classes de l'échantillon et p le nombre de paramètres d'ajustement dont dépend la loi de répartition. Si la probabilité $P(\chi^2)$ est supérieure à 0,05, l'ajustement est satisfaisante. Dans le cas contraire, il y a de forte chance que l'ajustement soit mauvais et il est préférable de le rejeter.

On a : $p = 2$ pour la loi de PEARSON III (γ et a) ;

$p = 2$ pour les lois de GUMBEL et FRECHET (α et Q_0).

3. Jugement des différentes lois par le test de χ^2 :

Divisons l'échantillon de 20 débits en 4 classes dont chaque classe contienne 5 valeurs au minimum. Ce classement est donné dans le tableau suivant :

Tableau 13 : Classement des débits extrêmes annuels de l'Efaho

N° DE CLASSE	BORNE DE Q_i	NOMBRE D'ECHANTILLONS n_i
1	> 550	5
2	550 à 450	5
3	450 à 203	5
4	< 203	5

D'après ce tableau, le nombre de classe K est égal à 4 et chaque classe contienne 5 échantillons.

a. Test de la loi de PEARSON III

Elle s'écrit pour l'échantillon étudié : $F(Q) = \frac{0,00453^{2,096}}{\Gamma(2,096)} \int_0^Q e^{-0,00453Q} Q^{1,096} dQ$

Les tables de PEARSON (voir ANNEXE 2) donnent les valeurs de F(Q) en fonction de $\gamma = 2,096$ et $u = aQ = 0,00453Q$. On a les résultats de calcul de v_i dans le tableau suivant :

Tableau 14 : Calcul de v_i pour la loi de Pearson

Classe	Q	$u=aQ$	F	$F(Q_i)-F(Q_{i+1})$	v_i
1	$+\infty$	$+\infty$	1	0,320	6,400
	550	2,49	0,68		
2	550	2,49	0,68	0,120	2,400
	450	2,04	0,56		
3	450	2,04	0,56	0,350	7,000
	203	0,92	0,21		
4	203	0,92	0,21	0,210	4,200
	0	0	0		

Ce qui donnera : $\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 3,75$.

Avec $\lambda = K - 1 - p = 4 - 1 - 2 = 1$ degré de liberté, la probabilité correspondante est :

$$P(\chi^2) = 0,054 > 0,05 \text{ (Voir ANNEXE 3).}$$

Ce qui montre que la loi de PEARSON III est acceptable pour représenter la distribution des débits des crues de l'Efaho à Fanjahira.

b. Test de la loi de GUMBEL

La fonction de répartition s'écrit : $F(Q) = \exp(-e^{-0,00393(Q-315,551)})$.

Pour les 4 classes étudiées, On aura les résultats de calcul de v_i dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Calcul de v_i pour la loi de Gumbel

Classe	Q	F(Q)	F(Q _i)-F(Q _{i+1})	v_i
1	$+\infty$	1	0,328	6,566
	550	0,672		
2	550	0,672	0,117	2,342
	450	0,555		
3	450	0,555	0,344	6,873
	203	0,211		
4	203	0,211	0,211	4,218
	0	0		

Ce qui conduit à : $\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 4,04$.

Avec $\lambda = K - 1 - p = 4 - 1 - 2 = 1$ degré de liberté, les tables de PEARSON donnent :

$$P(\chi^2) = 0,045 < 0,05.$$

Ce qui indique que la loi de GUMBEL est à rejeter.

c. Test de la loi de FRECHET

La fonction de répartition s'écrit : $F(Q) = \exp(-e^{-3,75562(\log Q - 2,39739)})$.

En effectuant les calculs de v_i avec les mêmes classes précédentes, nous aurons les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 16 : Calcul de v_i pour la loi de Frechet

Classe	Q	F(Q)	F(Q _i)-F(Q _{i+1})	v_i
1	$+\infty$	1	0,241	4,820
	550	0,759		
2	550	0,759	0,077	1,538
	450	0,682		
3	450	0,682	0,436	8,718
	203	0,246		
4	203	0,246	0,246	4,924
	0	0		

On aura donc : $\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 9,46$.

Avec $\lambda = K - 1 - p = 4 - 1 - 2 = 1$ degré de liberté et $P(\chi^2) = 0,003 < 0,05$.

La loi de FRECHET ne convient pas comme loi de distribution des débits de l'Efaho.

d. *Récapitulation et conclusion*

On va récapituler les résultats de probabilité de test de χ^2 pour chaque loi dans le tableau suivant :

Tableau 17 : Probabilités de dépassement $P(\chi^2)$ pour chaque loi

LOIS	χ^2	$P(\chi^2)$
PEARSON III	3,75	0,054 (>0,05)
GUMBEL	4,04	0,045 (<0,05)
FRECHET	9,46	0,003 (<0,05)

Donc, seule la loi de PEARSON est acceptable pour représenter la distribution des débits des crues de l'Efaho à Fanjahira.

iv. **Intervalle de confiance et conclusion sur la loi de probabilité retenue**

La valeur du débit estimé ne correspond pas à la vraie valeur qui ne peut être connue qu'avec un échantillonnage de dimension infini.

Ce qui fait intervenir la notion d'intervalle de confiance, qui est l'intervalle dans lequel il ya un certain nombre de chances de trouver la vraie valeur du débit cherché.

D'après le test de validité des lois, seule la loi de PEARSON III est acceptable pour étudier le débit des crues. Donc on va déterminer l'intervalle de confiance et vérifier si le débit obtenu par cette loi appartient à cet intervalle.

Cet intervalle dépend du degré de confiance p ou probabilité pour que la vraie valeur du débit se trouve dans l'intervalle. C'est-à-dire dans un intervalle de confiance à $p\%$, on a $p\%$ de chance de trouver la vraie valeur du débit estimé dans cet intervalle. Par conséquent, plus cette probabilité est grande, plus l'ouvrage est en sécurité vis-à-vis du débit des crues. Les valeurs communément admises sont : 95% pour les projets importants économiquement et/ou exigeant une sécurité élevée, 70% pour des projets d'importance économique moindre et/ ou n'exigeant pas de sécurité très poussée. Pour notre cas, on va prendre $p = 95\%$.

Si Q_T est la valeur du débit donné par la loi de PEARSON pour un temps de retour T alors la valeur réelle Q_r du débit des crues est telle que : $Q_T + k_1 \leq Q_r \leq Q_T + k_2$

$$\text{Avec : } k_1 = -u_{1-p} \delta - \frac{\sigma}{\sqrt{N}} \text{ et } k_2 = +u_{1-p} \delta + \frac{\sigma}{\sqrt{N}}.$$

Où : u_{1-p} : variable de GAUSS correspondant à u degré de confiance $p\%$. Elle est donnée par la table de GAUSS (voir ANNEXE 4). Ainsi pour $p = 95\%$, on a $u_{1-p} = 1,96$ avec $F(u) = 0,025$. Ce qui revient à dire que pour $p = 95\%$, il y a 2,5% de chance ($F = 0,025$) pour que Q_r

soit supérieur à la borne supérieure de l'intervalle et 2,5% de chance pour qu'il soit inférieur à la borne inférieure.

δ est un coefficient dépendant de $\pm \frac{2\sigma a}{\gamma}$, γ et a étant les deux paramètres d'ajustement

de la loi de PEARSON III ; les valeurs de δ sont données en ANNEXE 5;

N est le nombre de variables Q_i étudiées.

Pour $T = 50$ ans, on a vu que $Q_{50} = 1324 \text{ m}^3/\text{s}$.

D'autre par on a : $\pm \frac{2\sigma a}{\gamma} = \pm \frac{2 \times 325,829 \times 0,00453}{2,096} = \pm 1,403$.

Ce qui donnera : $\delta_+ = 3,731$ et $\delta_- = 1,100$

D'où, on a $k_1 = -u_{1-p} \delta_- \frac{\sigma}{\sqrt{N}} = -1,96 \times 1,100 \times \frac{325,829}{\sqrt{20}} = -150,085$ et

$$k_2 = +u_{1-p} \delta_+ \frac{\sigma}{\sqrt{N}} = +1,96 \times 3,731 \times \frac{325,829}{\sqrt{20}} = 532,806 .$$

Le débit de crue pour une période de retour 50 ans est donc, en définitive, donné par :

$$1324 - 150 \leq Q_{50} \leq 1324 + 533$$

$$\text{Soit: } 1174 \text{ m}^3/\text{s} \leq Q_{50} \leq 1857 \text{ m}^3/\text{s}.$$

En conclusion, la loi de PEARSON III est acceptable pour estimer le débit des crues. Pour notre choix de période de retour $T = 50$ ans et pour un degré de confiance 95%, le débit $Q_{50} = 1324 \text{ m}^3/\text{s}$ de PEARSON III tombe très bien dans l'intervalle de confiance]1174 ;1857[. Ainsi, on affirme que la prise en compte de ce débit pour la conception et pour les prédimensionnements de l'ouvrage à construire peut donner une sécurité très élevée et une économie importante.

Chapitre 2. ETUDE HYDRAULIQUE

A. OBJECTIFS

L'étude hydraulique permet de bien choisir l'emplacement du pont, de dimensionner le pont, de prévoir les effets du passage d'une crue donnée lorsque le pont sera construit (surélévation du niveau de l'eau, affouillement) et les solutions correspondantes.

B. CHOIX DE L'EMPLACEMENT

Pour un projet de construction d'un pont, l'emplacement choisi devra répondre aux conditions suivantes :

- la longueur du pont doit être optimum pour minimiser le nombre des appuis intermédiaires. Si l'on est contraint d'envisager des appuis intermédiaires, il est préférable de chercher un point de passage où le courant est moins violent en temps de crue. Ce sera l'endroit où le cours d'eau s'étale dans son lit majeur élargi. Le pont sera évidemment plus long mais les risques d'affouillement des piles intermédiaires sont minimales ;

- le pont sera implanté là où le cours d'eau est stable. En effet, un cours d'eau est stable si sa dimension, sa forme et sa trajectoire sont constantes depuis plusieurs années. Ce qui revient à dire qu'il ne présente pas des canaux multiples, des méandres, des érosions latérales et des dégradations du lit ;

- la construction de l'ouvrage ne doit pas entraîner d'excessives difficultés ;
- les raccordements aux routes existantes ou à créer ne doivent pas entraîner des travaux onéreux ;

- les impacts environnementaux doivent être atténués.

C. DETERMINATION DE LA HAUTEUR NATURELLE DE L'EAU

C'est la hauteur d'eau correspondant à la crue du projet au droit du franchissement, sans l'ouvrage. La connaissance de cette hauteur permet de déterminer la hauteur et la longueur du pont.

La formule de MANNING STRICKLER permet d'obtenir une approximation acceptable de cette hauteur, en connaissant le débit Q de la crue par les calculs hydrologiques et les caractéristiques géométriques du cours d'eau (section mouillée S et périmètre mouillé P).

D'après cette formule, la hauteur d'eau est fonction des paramètres suivants :

- Le débit de crue du projet ;
- La pente du cours d'eau, l'état des berges et du fond ;
- Les caractéristiques géométriques du cours d'eau.

On a : $V = K \times R^{2/3} \times I^{1/2}$ et $Q = V \times S = K \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2}$

Avec : V : vitesse moyenne du cours d'eau [m^3/s] ;

K : coefficient de rugosité [$\text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1/3}$] ;

S : section mouillée [m^2] ;

$R = \frac{S}{P}$: Rayon hydraulique [m] ;

I : pente de la rivière.

Au droit du franchissement, la section de la rivière est assimilée à une section trapézoïdale fictive de petite base b , de pente des talus égale à $\frac{1}{m} = \frac{2}{3}$. $m = 1,5$ étant le fruis des deux berges. (voir figure 2 ci dessous).

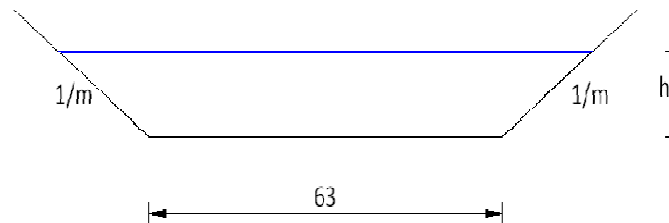


Figure 2 : Section trapézoïdale fictive de la rivière

D'après cette figure, l'expression de S et P sont en fonction de b , m et h :

$$S = (b + mh)h^2$$

$$P = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$$

On choisit comme coefficient de rugosité $K = 25$ dans le cas où les berges sont en mauvais état présentent quelques herbes. Les rives sont en ligne droite.

$$b = 63 \text{ m} ; I = 0,001 \text{ m/m} ; m = 1,5$$

En remplaçant Q , K , m , I par ses valeurs dans la formule de MANNING STRICKLER, on aura l'équation suivante dont le seul inconnu est la hauteur d'eau correspondant à la crue du projet :

$$1324 = 25 (63 + 1,5h)h \left[\frac{(63 + 1,5h)h}{63 + 2h\sqrt{m^2 + 1}} \right]^{2/3} I^{1/2}$$

La résolution de cette équation donne : $h = 7 \text{ m}$.

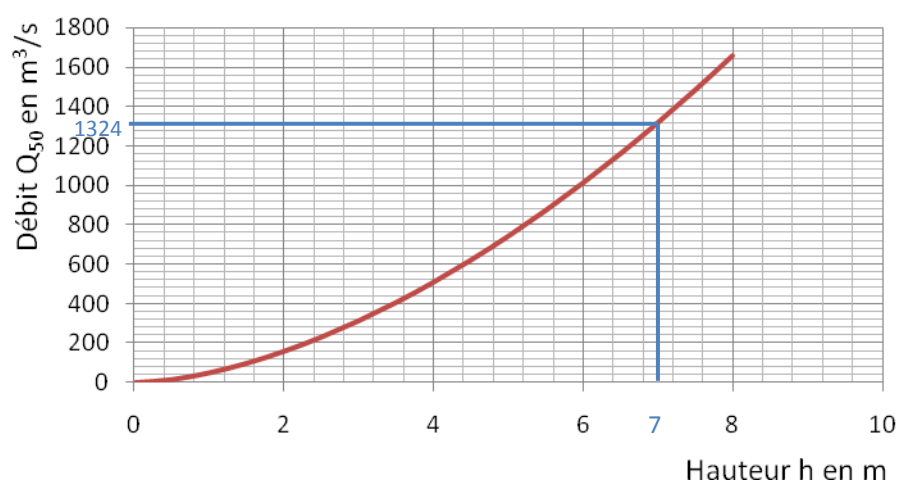
Ainsi, à partir de cette équation on peut tracer la courbe de tarage qui donne le débit Q en fonction de la hauteur h .

Les résultats de calcul de Q_{50} en fonction de h sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 18 : Valeur du débit de crue Q_{50} en fonction de la hauteur d'eau h

h [m]	Q_{50} [m^3/s]
0	0
0,5	15,702
1	49,911
1,5	98,247
2	158,962
2,5	231,019
3	313,722
3,5	406,570
4	509,188
4,5	621,288
5	742,647
5,5	873,090
6	1012,477
6,5	1160,702
7	1324
7,5	1483,340
8	1657,640

La valeur de débit Q en fonction de la hauteur h est donnée par la figure suivante :

**Figure 3 :** Courbe de tarage

D. SURELEVATION DU NIVEAU DE L'EAU

L'écoulement en surface libre de la rivière est perturbé par les piles, les culés et les remblais d'accès. En effet, il y a étranglement de la section mouillée qui entraîne une perte d'énergie cinétique (diminution de la vitesse d'écoulement). Par conséquent, pour que le débit $Q = VS$ soit constant (écoulement conservatif), la valeur de la section S devra être augmentée et cette augmentation se fait par surélévation du niveau de l'eau car l'eau est guidée par les deux berges.

Tirée du théorème de BERNOULLI ($H_1 = H_2 + J$ où H est la charge hydraulique et J la somme des pertes des charges) entre deux sections droites (1) et (2) en amont et en aval de l'ouvrage, la surélévation du niveau de l'eau s'exprime comme suit :

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

Dans cette expression :

$\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2}$ est la perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont ;

$\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g}$: est la hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en amont ;

Δh_f : est la perte de charge par frottement.

I. Perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont

Elle s'obtient par la formule : $\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2}$

Avec : Q : le débit de crue en m^3 ;

S_0 : débouché du pont correspondant au débit Q , $S_0 = 514,5 m^2$;

g : accélération de la pesanteur égale à $9,81 m/s^2$

C : coefficient du débit (sans dimension) donné par la formule suivante :

$$C = C_c \times C_E \times C_\theta \times C_p \times C_F \times C_y \times C_x \times C_s$$

1. Détermination du coefficient de contraction : C_c

Il dépend de la valeur de $\frac{b}{B_0}$ et du coefficient de contraction $m = 1 - \frac{T_e}{T_{AM}}$; dans ces

expressions, b est la largeur moyenne des remblais d'accès talutés à 1/1, B_0 est le débouché linéaire efficace du pont et $T = KSR^{2/3}$ est le coefficient de transfert.

On a : $B_0 = 90 m$; $b = 16 m$ et $\frac{b}{B_0} = 0,177$

S_0, R_0 : section mouillée et rayon hydraulique au droit du franchissement ;

S_{AM} , R_{AM} : section mouillée et rayon hydraulique en amont de l'ouvrage.

D'où, on a : $m = 1 - \frac{T_0}{T_{AM}} = 1 - \frac{K_0 S_0 R_0^{2/3}}{K_{AM} S_{AM} R_{AM}^{2/3}} = 0$ car la morphologie du cours d'eau

change très peu dans toute la zone de franchissement ($T_0 = T_{AM}$).

D'après l'abaque d'influence de contraction (Voir ANNEXE 6), on a : $C_c = 1$.

2. Détermination du coefficient dû aux conditions d'entrée : C_E

L'ouvrage n'aura pas des murs en aile en biais, donc, on a : $C_E = 1$.

3. Détermination coefficient dû au biais \square : C_\square

L'angle que forme le pont avec la perpendiculaire aux lignes d'écoulement est $\theta = 0^\circ$, C'est-à-dire que le pont est perpendiculaire aux lignes d'écoulement, donc, on a : $C_\theta = 1$.

4. Détermination du coefficient dû à la présence des piles : C_p

Ce coefficient dépend du nombre n , des dimensions p , des formes des piles et du coefficient de contraction m .

Choisissons les piles à colonnes circulaires de diamètre p .

Pour $n = 1$ (pont à deux travées en béton précontraint); $p = 0,80$ m (voir pré dimensionnements du chapitre suivant); $B_0 = 90$ m ; $m = 0$. L'abaque de détermination de C_p donne : $C_p = 1$ (Voir ANNEXE 6).

Pour $n = 3$ (pont en béton armé), on trouve $C_p = 0,99$.

5. Détermination du coefficient dépendant du nombre de FROUDE : C_F

On a pour le nombre de FROUDE : $F_r = \frac{Q}{S_{AV} \sqrt{g \times y_{AV}}}$.

Où S_{AV} est la section mouillée en aval de l'ouvrage. D'après l'hypothèse précédente, la morphologie du cours d'eau change très peu dans toute la zone de franchissement, on a S_{AV} égale à S_0 . Donc, on a : $S_{AV} = 514,5 \text{ m}^2$. Par la même hypothèse, la profondeur moyenne en aval y_{AV} est égale à $\frac{S_{AV}}{B_{AV}} = \frac{514,5}{90} = 5,71 \text{ m}$. $Q = Q_{50} = 1324 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ce qui donne $F_r = 0,344$ et $C_F = 0,96$ d'après l'abaque d'influence du nombre de FROUDE (Voir ANNEXE 6).

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

La profondeur relative est donnée par la formule : $\frac{y_a + y_b}{2B_0}$ où y_a et y_b sont les profondeurs au droit des deux culées. Pour $y_a = y_b = 9$ m, on trouve 0,1 comme valeur de la profondeur relative.

Ce coefficient dépend aussi du coefficient de contraction $m = 0$ qui donne $C_y = 1$ d'après l'abaque d'influence de la profondeur relative d'eau (talus 1/1).

7. Détermination du coefficient dû à l'excentrement du pont par rapport au champ d'écoulement majeur : C_x

Ce coefficient est en fonction de $\frac{T_a}{T_b}$ où T_a et T_b sont les distances entre les rives et les culées avec $T_a \leq T_b$.

Pour notre cas, on a $T_a = T_b$ qui correspond à $C_x = 1$.

8. Détermination du coefficient dû à la submersion éventuelle du pont : C_s

C_s n'intervient pas c'est-à-dire qu'il est égal à 1 car la submersion du pont est à éviter.

Ainsi, le coefficient du débit est $C = C_c \times C_E \times C_\theta \times C_P \times C_F \times C_y \times C_x \times C_s = 0,96$.

Finalement, la perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont est :

$$\frac{Q^2}{2g C^2 S_0^2} = 0,37 \text{ m.}$$

II. Calcul de la hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en amont

Cette hauteur est donnée par la formule : $\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g}$ où α est le coefficient de CORRIOLIS qui est égal au rapport de l'énergie cinétique réelle à l'énergie cinétique fictive d'une masse m . Il représente la distribution de vitesse dans une section droite de la rivière. α est compris entre 1 et 1,2.

Dans cette étude, pour avoir plus de sécurité, on prend la valeur maximale qui est égale à 1,2.

$$V_{AM} = \frac{Q_{SD}}{S_{AM}} = \frac{Q_{SD}}{S_0} = 2,573 \text{ m/s}$$

$$\text{Ce qui nous donne : } \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} = 1,2 \frac{2,573^2}{2 \times 9,81} = 0,405 \text{ m.}$$

III. Perte de charge par frottement

Dues à la fluidité (liaison moléculaire assez faible), les molécules peuvent se déplacer mais une molécule en mouvement tend à freiner une autre. Ce phénomène provoque une perte de charge exprimée par une perte d'énergie cinétique.

Cette perte de charge est donnée par la relation ci-après :

$$\Delta h_f = L_{AM} \left[\frac{Q}{T_{AM}} \right]^2 + b \left[\frac{Q}{T_0} \right]^2$$

b est la largeur moyenne des remblais d'accès talutés à 1/1, $b = 16 \text{ m}$;

L_{AM} : distance entre l'ouvrage et une section amont suffisamment loin des perturbations provoquées par l'ouvrage. On prend en général $L_{AM} = B_0 = 90$ m.

$$T_{AM} = T_0 = K_0 S_0 R_0^{2/3} = 30 \times 514,5 \times 5,83^{2/3} = 49998 \text{ m}^3 : \text{coefficient de transfert.}$$

Après calcul, on trouve : $\Delta h_f = 0,074$ m.

Finalement, la surélévation du niveau de l'eau est :

$$\Delta z = \frac{Q^2}{2g C^2 S_0^3} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} + \Delta h_f = 0,04 \text{ m} = 4 \text{ cm.}$$

E. TIRANT D'AIR

Le pont devra garantir l'évacuation des débris solides apportés par l'écoulement. Le choc dû aux débris solides provoque un déplacement latéral de l'ouvrage. En plus, l'accumulation de ces débris entraîne une dégradation et à long terme des disfonctionnements de l'ouvrage. C'est pour cela qu'on est obligé à prévoir une hauteur suffisante entre la Côte Sous Poutre et le PHEC (Plus Haute Eaux Cyclonique : $PHEC = h + \Delta z = 7,04$ m où h est la hauteur d'eau correspondant à la crue du projet et Δz la surélévation du niveau de l'eau).

On prend un tirant d'air égal à 2 m puisqu'on est en zone de savane et la longueur du pont est supérieure à 50 m.

F. COTE MINIMUM DE L'INTRADOS

La Côte minimum de l'intrados ou Sous Poutre est la somme de la hauteur de crue, de la surélévation du niveau de l'eau et du tirant d'air.

$$\text{On aura : } HSP = h + \Delta z + \text{tirant d'air} = 9,04 \text{ m.}$$

G. ETUDE DES AFFOUILLEMENTS

I. Généralités

L'affouillement est un enlèvement de matériau meuble par un courant ou un remous de l'eau. En général, il y a affouillement quand la vitesse d'écoulement est supérieure à la vitesse d'affouillement du sol.

Il est une des causes premières des dégradations des ouvrages hydrauliques comme les ponts. En effet, il y a déplacement vertical des appuis (piles et culées) quand les sols sous les fondations sont emportés par l'écoulement. Ce déplacement entraîne une détérioration de la structure si l'amplitude est grande et les mouvements sont différentiels.

Les précautions à prendre sont de fonder l'ouvrage à des profondeurs suffisantes (en dessous de la profondeur d'affouillement) ou de réduire les affouillements par des protections.

Pour le cas d'un pont, trois types d'affouillement peuvent se présenter et la somme de leurs profondeurs est la profondeur d'affouillement. Ces trois types d'affouillement sont :

- L'affouillement normal ;

- L'affouillement dû à la réduction de la section du cours d'eau ;
- L'affouillement dû à la présence des piles.

II. Profondeur d'affouillement normal : H_N

Ce type d'affouillement résulte de la variation du débit. Sa profondeur est déterminée par les relations suivantes :

$$H_N = 0,48 Q_0^{0,36} - \frac{A_1}{B_m} \text{ si } d_{90} < 6\text{mm} : \text{lits à sédiments fins ;}$$

$$H_N = 0,249 Q_0^{-0,8} d_{90}^{-0,12} B_m^{-0,3} - \frac{A_1}{B_m} \text{ si } d_{90} > 6 \text{ mm} : \text{lits à sédiments grossiers.}$$

Où : - d_{90} : maille du tamis laissant passer 90% en poids de l'échantillon prélevé à la profondeur H_N . Or H_N est l'inconnue de l'équation donc on fera un premier calcul en prenant pour échantillon le matériau tapissant la surface du lit au droit du franchissement. Si on trouve H_N négative, il n'y aura pas d'affouillement normal ($H_N = 0$). Si on trouve H_N positive, on mesurera la valeur de d_{90} à cette profondeur et on refera un nouveau calcul avec cette valeur ;

- Q_0 est le débit du projet ;
- A_1 : section mouillée correspondant à Q_0 ;
- B_m : largeur au miroir du lit mineur de la rivière correspondant à Q_0 .

Supposons que d_{90} soit inférieur à 6 mm.

On aura pour $Q_0 = 1324 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$A_1 = bh + mh^2 = 63 \times 7 + 1,5 \times 7^2 = 514,5 \text{ m}^2 ;$$

$$B_m = b + 2mh = 63 + 2 \times 1,5 \times 7 = 84 \text{ m.}$$

Par suite, on trouve: $H_N = 0,26 \text{ m}$.

III. Profondeur d'affouillement due à la réduction de section du cours d'eau : H_R

La contraction de la section d'écoulement due à la présence des remblais d'accès provoque une augmentation locale des vitesses. Il y a une tendance de diminution de la vitesse de l'eau en augmentant la section. Si le lit du cours d'eau est érodable, l'augmentation de la section se fait par creusage du lit.

Pour notre cas, la section d'écoulement n'est pas contractée par des remblais d'accès, donc, on a : $H_R = 0$.

IV. Profondeur d'affouillement local : H_L

Cet affouillement est dû à la présence des piles. En effet, la présence d'une pile dans la rivière perturbe l'écoulement uniforme et développe un système de tourbillon. La vitesse à l'intérieur du tourbillon est suffisante pour affouiller les fondations des appuis.

On a : $H_L = 1,4p = 1,4 \times 0,80 = 1,12 \text{ m}$ où p est le diamètre des colonnes circulaires.

Finalement, la profondeur d'affouillement à prendre en compte est :

$$H_{af} = H_N + H_R + H_L = 1,38 \text{ m.}$$

v. Protections des piles et culées contre les affouillements

1. Protection des piles

On va protéger les piles par enrochement. Cette méthode de protection est la plus utilisée. L'affouillement se présente toujours sous forme d'une fosse tronconique (cône dont on a coupé le sommet). La protection consiste à déverser des blocs d'enrochement dans la fosse d'affouillement.

On va utiliser le granite pour cet enrochement puisque la région en est riche et que cette roche est assez lourde avec une densité de 2,63 à 2,75. En plus, elle est très résistante aux désagréations et aux altérations.

D'après IZBASH, le diamètre de l'enrochement est tel que :

$$d = \frac{\rho V^2}{0,72 \times g \times (\rho_s - \rho)}$$

d est le diamètre d'enrochement pour la réduction d'affouillement

V : vitesse d'écoulement en crue, $V = 2,573 \text{ m/s}$ (Voir page 38);

ρ : masse volumique de l'eau, $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$;

ρ_s : masse volumique de l'enrochement, $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$;

g : accélération de pesanteur, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

On aura ainsi : $d = 0,59 \text{ m}$, on va prendre $d = 0,60 \text{ m}$ pour la réalisation et la sécurité.

Pour éviter tout affouillement, d doit être de l'ordre de trois fois le diamètre de la pile si la pile est circulaire.

Il est nécessaire de recharger régulièrement l'enrochement puisque les fortes crues entraînent les matériaux d'enrochement vers l'aval ou vers le fond de la fosse d'affouillement qui se forme autour du tapis d'enrochement.

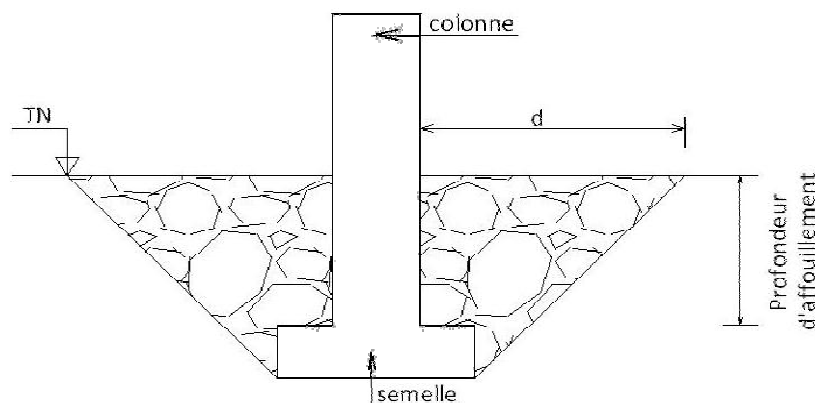


Figure 4 : Protection des piles

2. Protection des culées

Si le niveau de la fondation est plus bas que celui de la crue du projet, il faut protéger les culées contre les affouillements. Il est à craindre en effet que l'eau s'infilte entre la fondation et le sol et provoque un renversement de la culée.

La protection est assurée par une parafouille dont on placera autour de celui-ci des enrochements tel que leur entraînement par l'eau ne soit pas à craindre. Si le terrain est très affouillable, il est prudent, en outre, de ceinturer la semelle par des pieux ou des palplanches jointives.

Il y a intérêt, parfois, lorsque le courant s'oriente vers les culées, à guider les filets d'eau vers l'axe du pont. On dispose dans ce but, à l'amont des culées, des guideaux que l'on peut constituer soit par un épanouissement du remblai de la route protégé à son pied par des enrochements, soit par un cordon d'enrochement.

On peut aussi protéger le talus par des perrés à joints bitumineux. On utilise le perré à joints bitumineux parce qu'il est souple et suit les éventuelles déformations de son support.

H. Récapitulation

L'ouvrage a les caractéristiques hydrologiques, hydrauliques et géométriques suivantes :

- Débit de crue : $Q_{50} = 1324 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Hauteur naturelle d'eau : $h = 7 \text{ m}$;
- Surélévation du niveau de l'eau : $\Delta z = 0,04 \text{ m}$;
- PHEC : $7,04 \text{ m}$;
- Profondeur d'affouillement : $H_{af} = 1,38 \text{ m}$;
- Tirant d'air : 2 m ;
- Côte minimum de sous poutre : $H = 9,04 \text{ m}$;
- Longueur : $L = 90 \text{ m}$.

Ainsi, les dimensions générales du pont sont déterminées. Ce qui nous permet de passer aux études suivantes qui est à la proposition et comparaison des variantes. La finalité consiste à faire le choix de la variante retenue.

Chapitre 3. PROPOSITION ET COMPARAISON DES VARIANTES

A. GENERALITES

Plusieurs types d'ouvrage sont envisageables pour le projet. Chacun de ces ouvrages a sa spécificité technico-économique. Le but du présent chapitre est de déterminer la solution la plus rationnelle. C'est-à-dire la structure la plus économique, fiable, exploitable, ayant une durée de vie longue et une bonne architecture. Le choix des matériaux, de la forme des éléments porteurs principaux et/ou du tablier dépend du site d'implantation : géologie, hydrologie, hydraulique, trafic, environnement, ...

On va proposer 3 variantes :

- **Variante N°1** : pont en béton armé à poutre sous chaussée à quatre travées indépendantes de 22,5m de portée.

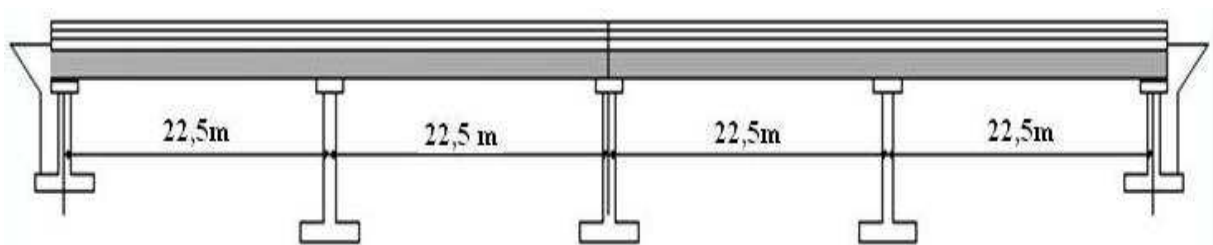


Figure 5 : Pont en béton armé à poutre sous chaussée

- **Variante N°2** : pont en béton précontraint à deux travées indépendantes de 45m de portée.

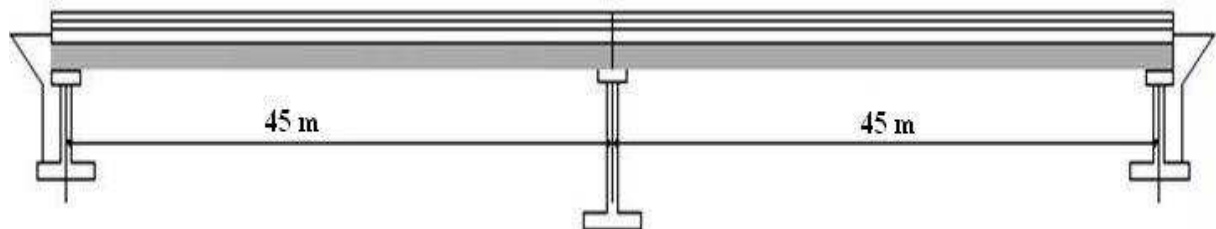


Figure 6 : Pont en béton précontraint à poutre sous chaussée

- **Variante N°3** : pont mixte acier-béton à une travée de 90m de portée.

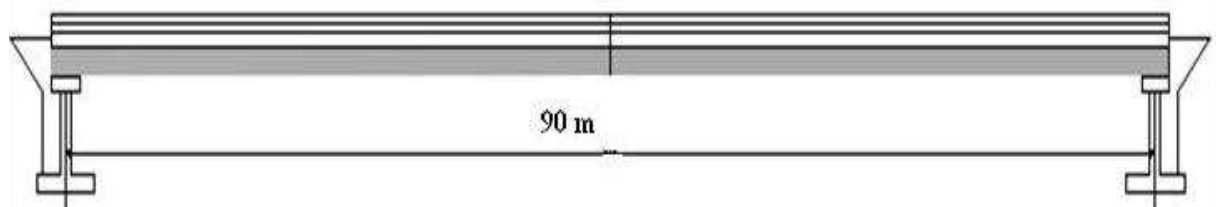


Figure 7 : Pont mixte acier-béton

Les structures isostatiques sont choisies pour tenir compte le cas défavorable où il y a déplacement vertical des appuis (piles et/ou culées). En effet, un tel déplacement provoque

des contraintes sur les structures. Evidemment, si le mouvement est uniforme, les dégâts ne sont pas à craindre pour les structures à poutres isostatiques.

Ces variantes sont comparées suivants les critères principaux suivants :

- Dépense en matériaux de construction pour les structures principales du pont ;
- Coût sommaire de la construction ;
- Durée et technique d'exécution ;
- Conditions d'entretiens.

Pour faire la comparaison, on admet les hypothèses et données ci-dessous.

B. HYPOTHESES ET DONNEES POUR LA COMPARAISON DES VARIANTES

I. Ratios des armatures

Pour chaque élément de la structure, les masses des armatures dans un mètre cube de béton sont données par le tableau suivant :

Tableau 19 : Ratios des armatures

ELEMENT DE LA STRUCTURE	RATIOS [kg/m ³]
Superstructure en béton armé	150
Câble précontraint	90
Armature passive dans la superstructure en béton précontraint	95
Piles et culées	90
Semelles de fondation	65
Pieux	80

II. Masses volumiques des matériaux

Elles sont données par le tableau ci après :

Tableau 20 : Masses volumiques des matériaux

MATERIAUX	MASSES VOLUMIQUES [T/m ³]
Béton armé	2,5
Béton ordinaire	2,4
Revêtement du tablier	2,3
Acier	7,9

III. Prix unitaires

Les prix unitaires suivants sont nécessaires pour l'estimation du coût de la construction :

Tableau 21 : Prix unitaires des matériaux pour l'étude des variantes

DESIGNATION	PRIX UNITAIRE [Ar]
Béton Q350	392 000,00
Béton Q400	425 600,00
Acier pour armature	8 400,00
Câble d'armature	28 500,00
Fer IPN, IPE	8 848,00

Source : MTPM**IV. Surcharges d'exploitation**

Les surcharges d'exploitation équivalentes au système B_c sont considérées comme uniformément réparties :

- Charges transmises par les piliers :

Pour les camions :

$q_{1\text{ eqc}} = 1,76 \text{ T/ml}$ si la longueur de travée chargée est $\geq 30 \text{ m}$;

$q_{1\text{ eqc}} = 2,13 \text{ T/ml}$ si la longueur de travée chargée est $\leq 30 \text{ m}$;

Pour les piétons :

$q_{1\text{ eqp}} = 0,45 \text{ T/m}^2$.

- Charges transmises par les culées :

$q_{1\text{ eqc}} = 4,10 \text{ T/ml}$ si $l_1 = 12 \text{ m}$;

$q_{1\text{ eqc}} = 3,18 \text{ T/ml}$ si $l_1 = 18 \text{ m}$;

$q_{1\text{ eqc}} = 2,75 \text{ T/ml}$ si $l_1 = 24 \text{ m}$;

$q_{1\text{ eqc}} = 2,44 \text{ T/ml}$ si $l_1 = 33 \text{ m}$.

Où l_1 est la longueur totale d'une poutre.

v. Condition de travail des pieux

Le résultat de l'essai pressiométrique (voir Page 192) nous oblige à construire des fondations sur pieux reliés par des semelles de liaison :

La capacité portante d'un pieu est de : $Q_{\text{adm}} = 417,569 \text{ T}$ (voir page 198) ;

Pour la sécurité, la capacité portante d'un pieu est diminuée par un coefficient dont :

$\gamma_{\text{pp}} = 1,4$ pour les pieux sous piles ;

$\gamma_{\text{pc}} = 1,6$ pour les pieux sous culées.

vi. Combinaison d'action

L'état limite ultime ou ELU est considéré comme l'état déterminant pour le calcul, d'où la combinaison fondamentale est de la forme :

$$1,35G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1,3\psi_{0i}Q_i$$

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables prise égale à zéro pour la sécurité ;

Q_1 : action variable de base ;

Q_i : action variable d'accompagnement ;

γ_{Q1} : coefficient qui est égal à 1,5 pour notre cas, (égal à 1,35 pour les convois militaires, les ponts rails et les convois exceptionnels définies au fascicule 61 - titre II).

On va négliger l'action variable d'accompagnement Q_i pour l'étude de la variante. La combinaison fondamentale devient donc : $1,35G_{\max} + 1,5Q_1$.

C. ESTIMATION DES VARIANTES

I. Variante N°1

Pour des raisons économiques, nous allons choisir une superstructure à trois poutres principales.

La variante N°1 est un pont en béton armé à poutres sous chaussée à 4 travées indépendantes de 22,5 m de portée.

1. Prédimensionnements

a. *Superstructure* :

✓ *Gabarit*:

D'après l'étude du trafic, le pont sera à deux voies de circulation. Donc on choisit un gabarit de 7 m pour une bonne évacuation du trafic.

✓ *Travée de calcul* :

La longueur de la travée de calcul L est donnée par les relations suivantes :

$$L = 1,05L_0 + 0,6 \text{ [m]} ;$$

$$L_1 = 1,07L_0 + 0,65 \text{ [m]}.$$

Les significations de L , L_1 et L_0 sont données par la figure ci après :

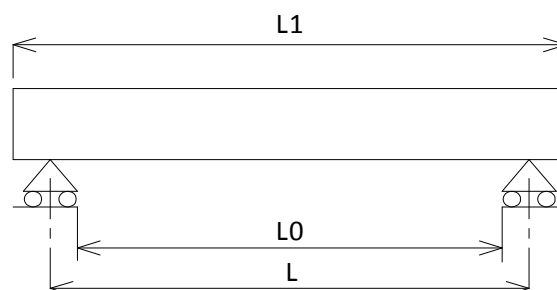


Figure 8 : les longueurs de travée

On a $L_1 = 22,5$ m, donc $L_0 = 20,42$ m. Après calcul, on trouve : $L = 22,04$ m.

✓ *Trottoir:*

Il a comme largeur 1 m et comme épaisseur $e_t = 0,15$ m avec une pente de 1,5% ;

Volume du béton : $V = 4 \times 2 \times 1 \times 0,15 \times 22,04 = 26,448 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 3967,2 \text{ kg}$.

✓ *Dalle en béton armé :*

La dalle est coulée sur place. Son épaisseur est déterminée telle que : $15 \leq e_d \leq 23$.

L'unité étant le centimètre. Soit $e_d = 20 \text{ cm}$;

Volume du béton : $V = 4 \times 9 \times 0,20 \times 22,04 = 158,688 \text{ m}^3$;

Poids des armatures: $A = V \times 150 = 23803,2 \text{ kg}$.

✓ *Poutres principales :*

Sa hauteur est telle que, si $15 \text{ m} \leq L_0 \leq 40 \text{ m}$, on a $\frac{L_0}{15} \leq h_t \leq \frac{L_0}{11}$;

On trouve $1,36 \text{ m} \leq h_t \leq 1,86 \text{ m}$. On prend $h_t = 1,7 \text{ m}$;

La nervure b_0 est donnée par la relation $0,3h_t \leq b_0 \leq 0,5h_t$, c'est-à-dire qu'on a : $0,51 \text{ m} \leq b_0 \leq 0,85 \text{ m}$. On prend $b_0 = 0,55 \text{ m}$;

La distance entre axe des poutres varie de 2,5 m à 3,3 m. On la prend égale à 3,22 m.

Volume du béton : $V = 4 \times 3 \times [(1,7-0,2) \times 0,55 \times 22,04] = 218,196 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 32719,4 \text{ kg}$.

✓ *Entretoise:*

Sa hauteur est voisine de celle de la poutre principale. Soit $h_e = 1,5 \text{ m}$. Choisissons une épaisseur $e_e = 0,30 \text{ m}$ pour l'entretoise. L'entre axe des entretoises e_x est donné par : $3h_t \leq e_x \leq 5,5h_t$. Ce qui donne $5,1 \leq e_x \leq 9,35$. On prend $e_x = 7,33 \text{ m}$. Chaque travée a deux entretoises intermédiaires et deux entretoises sur appuis.

Volume du béton : $V = 4 \times 4 \times 1,5 \times 0,3 \times 5,35 = 38,52 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 5778 \text{ kg}$.

✓ *Garde corps :*

Le pont sera muni de garde corps en acier. Sa hauteur varie de 0,80 m à 1 m. On la choisit égale à 1 m.

✓ *Revêtement du tablier :*

La couche de roulement est en béton bitumineux semi-grenus ou BBSG de 5 cm d'épaisseur ayant un profil en toit de pente 2%.

b. Infrastructure**•Pile :**

L'appui intermédiaire est composé de trois colonnes en béton armé reliées en haut par un chevêtre et à la base par la semelle de liaison des pieux.

✓ Chevêtre :

Sa hauteur h_c est telle que $h_c \geq 0,60$ m. On la prend égale à 0,80 m ;

Sa longueur est voisine de la largeur du tablier. On prend $L_c = 8$ m ;

Sa largeur est choisie de façon à ce qu'il puisse recevoir les colonnes. Soit $l_c = 1,3$ m ;

Volume du béton : $V = 3 \times 8 \times 1,3 \times 0,8 = 24,72 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 2246,4 \text{ kg}$.

✓ Colonne:

Son diamètre D est tel que : $D \geq \frac{h_p}{12}$ où h_p est la hauteur des fûts.

h_p = profondeur d'affouillement + hauteur de crue + surélévation du niveau de l'eau + tirant d'air – $h_c = 9,62$ m. D'où, on a $D \geq 0,80$. On prend $D = 0,80$ m.

Volume du béton : $V = 9 \times 0,50 \times 9,62 = 43,52 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 3916,8 \text{ kg}$.

✓ Semelle sous pile:

Le débord de la semelle est de 0,5 m pour la longueur et 0,25 m pour la largeur. On prend $L_s = 9,5$ m. l_s est telle que $4,5\phi \leq l_s \leq 5\phi$ avec ϕ est le diamètre d'un pieu qu'on prend égal à 0,80 m. Soit $l_s = 4,5$ m. On prend $h_s = 1$ m.

Volume du béton : $V = 3 \times 9,5 \times 4,5 \times 1 = 128,25 \text{ m}^3$;

Poids des aciers : $A = V \times 65 = 8336,25 \text{ kg}$.

•Culées :**✓ Mur garde grève :**

Son épaisseur est donnée par : $20 \text{ cm} \leq e_g \leq 30 \text{ cm}$, on prend $e_g = 25$ m.

Sa hauteur est donnée par : $h_g = h_t + h_{ap} + h_{dé}$ avec :

h_{ap} : hauteur de l'appareil d'appui prise égale à 0,08 m ;

$h_{dé}$: hauteur totale du dé supérieur et inférieur. (Un dé est un bossage de béton sur lequel ou sous lequel on place les appareils d'appuis). On prend $h_{dé} = 0,07$ m ;

D'où, on a : $h_g = 1,7 + 0,08 + 0,07 = 1,85$ m.

Sa longueur est égale à la longueur du tablier : 9 m.

Volume en béton : $V = 2 \times 9 \times 1,85 \times 0,25 = 8,325 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 749,25 \text{ kg}$.

✓ *Sommier:*

Sa longueur est égale à la longueur du chevêtre : $h_{so} = 8 \text{ m}$;

Son épaisseur est telle que $e_{so} \geq 0,60 \text{ m}$, soit $e_{so} = 0,80 \text{ m}$;

Sa largeur est $l_{so} = e_{so} + E/2$ où E est l'épaisseur du mur de front telle que :

$0,4h_t \leq E \leq 0,5 h_t$. Soit $E = 0,75 \text{ m}$. Et en tenant compte la distance minimale entre le bord libre d'un appareil d'appui et le bord libre du sommier (10 cm au minimum), la largeur l_{so} est égale à 1,37 m.

Volume du béton : $V = 2 \times 8 \times 1,37 \times 0,8 = 17,536 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 1578,24 \text{ kg}$.

✓ *Mur en retour :*

Sa hauteur est : $h_r = h_g + e_{so} = 1,85 + 0,8 = 2,65 \text{ m}$;

Sa longueur est prise égale à $l_r = 3 \text{ m}$;

Son épaisseur e_r est donnée par $e_r = \frac{l_r + 2}{20} = 0,25 \text{ m}$;

Volume du béton : $V = 4 \times 3 \times 2,65 \times 0,25 = 7,95 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 715,5 \text{ kg}$.

✓ *Mur de front :*

Sa longueur L_f est prise égale à 7 m ;

Son épaisseur est $E = 0,75 \text{ m}$;

Sa hauteur h_f est prise égale à 3,5 m ;

Volume du béton : $V = 2 \times 7 \times 3,5 \times 0,75 = 36,75 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 3307,5 \text{ kg}$

✓ *Semelle sous culée :*

Elle a la même dimension que celle de la pile.

Volume en béton : $V = 2 \times 9,5 \times 4,5 \times 1 = 85,5 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 65 = 5557,5 \text{ kg}$.

• ***Pieux sous piles:***✓ *Descente des charges:*

Les charges transmises par une pile sont les charges venant de deux demi-travées.

Charges permanentes :

- Charge venant de la superstructure : $G_1 = 296,5445 \text{ T}$;

- Poids propre de la pile : $G_2 = 163,75 \text{ T}$;

Le total des charges permanentes nous donne $G_{\max} = G_1 + G_2 = 460,295 \text{ T}$.

Surcharge d'exploitation :

$$Q_1 = (2,13 \times 2 + 2 \times 0,45 \times 1) \times 22,04 = 113,7264 \text{ T.}$$

Ainsi la charge totale C_T est :

$$\text{A l'ELU : } C_T = 1,35G_{\max} + 1,5Q_1 = 791,988 \text{ T.}$$

✓ *Nombre des pieux:*

Le nombre de pieu n_p nécessaire est obtenu en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{C_T}{n_p} \leq \frac{Q_{adm}}{\gamma_{pp}} \text{ Où } Q_{adm} = 417,569 \text{ T est la capacité portante d'un pieu et } \gamma_{pp} \text{ est le}$$

coefficient de sécurité égal à 1,4. Après calcul, on trouve : $n_p = 3$ pieux par pile.

Les pieux ont une hauteur égale à 20 m.

$$\text{D'où on trouve le volume du béton : } V = 3 \times 3 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \times 20 = 90,48 \text{ m}^3.$$

$$\text{Poids des armatures : } A = V \times 80 = 7238,23 \text{ kg.}$$

• *Pieux sous culées :*

Les charges transmises par une culée sont les charges venant d'une demi-travée.

✓ *Descente des charges:*

Charges permanentes :

$$\text{La charge venant de la superstructure est : } G_3 = \frac{G_1}{2} = 148,272 \text{ T;}$$

$$\text{Poids propre de la culée : } G_4 = 195,076 \text{ T.}$$

$$\text{Le total des charges permanentes nous donne } G_{\max} = G_3 + G_4 = 343,348 \text{ T.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$\text{Pour } L_1 = 22,5 \text{ m, on trouve, après interpolation linéaire, } q_{1 \text{ eqc}} = 2,82 \text{ T/ml ;}$$

$$\text{D'où, } Q_1 = (2,82 \times 2 + 0,45 \times 2 \times 1 \times 1) \times (22,04/2) = 72,071 \text{ T.}$$

$$\text{Ainsi, la charge totale à l'ELU est } C_T = 1,35G_{\max} + 1,5 Q_1 = 571,626 \text{ T.}$$

✓ *Nombre des pieux:*

$$n_p \geq \frac{C_T}{Q_{adm}} \gamma_{pc} \text{ Où } Q_{adm} = 417,569 \text{ T est la capacité portante d'un pieu et } \gamma_{pc} \text{ est le}$$

coefficient de sécurité égal à 1,6. On a : $n_p = 3$ pieux par culée.

$$\text{Volume du béton : } V = 2 \times 3 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \times 20 = 60,319 \text{ m}^3 ;$$

$$\text{Poids des armatures : } A = V \times 80 = 4825,486 \text{ kg.}$$

2. Récapitulations :

La dépense en matériaux de construction pour les structures principales du pont en BA est donnée par le tableau suivant :

Tableau 22 : Devis quantitatifs du pont en BA

DESIGNATION		UNITES	QUANTITE
Superstructure	Béton	m ³	441,852
	Acier	kg	66267,8
Piles	Béton	m ³	196,73
	Acier	kg	14499,45
Culées	Béton	m ³	156,061
	Acier	kg	11907,99
Pieux	Béton	m ³	150,799
	Acier	kg	12063,716
TOTAL BETON [m ³]			945,442
TOTAL ACIER [kg]			104738,956

3. Estimations

Tableau 23 : Devis estimatif sommaire du pont en BA

DESIGNATION	UNITES	QUANTITE	PRIX UNITAIRE [Ar]	MONTANT [Ar]
Béton	m ³	945,442	392 000,00	370 613 264,00
Acier	kg	104738,956	8 400,00	879 807 230,40
Montant total				1 250 420 494,40

II. Variante N°2 :

La variante n°2 est un pont en béton précontraint à poutre sous chaussée à deux travées indépendantes de 45 m de portée.

1. Prédimensionnements

a. Superstructure

✓ Gabarit

Le gabarit est le même que la variante n°1. C'est-à-dire une chaussée de 7 m de large.

✓ Travée de calcul

Comme dans le cas de la variante n°1, la longueur de travée L est donnée par les expressions suivantes :

$$L = 1,05L_0 + 0,6 \text{ [m]} ;$$

$$L_1 = 1,07L_0 + 0,65 \text{ [m]}.$$

On a $L_1 = 45 \text{ m}$, donc $L_0 = 41,45 \text{ m}$. Ce qui donne $L = 44,12 \text{ m}$.

✓ Trottoir

Il a pour largeur de 1 m et d'épaisseur $e_t = 0,15 \text{ m}$ avec une pente de 1,5% ;

Volume du béton : $V = 2 \times 2 \times 1 \times 0,15 \times 44,12 = 26,472 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 3970,8 \text{ kg}$.

✓ *Dalle en béton armé*

La dalle coulée sur place a une épaisseur telle que : $15 \leq e_d \leq 23$. L'unité étant le centimètre. Soit $e_d = 20 \text{ cm}$;

Volume du béton : $V = 2 \times 9 \times 0,20 \times 44,12 = 158,832 \text{ m}^3$;

Poids des armatures: $A = V \times 150 = 23824,8 \text{ kg}$.

✓ *Poutres principales*

- Hauteur totale de la poutre h_t : pour une poutre en béton précontraint on a :

$$\frac{L_0}{20} - 0,20 = 1,87 \text{ m} \leq h_t \leq \frac{L_0}{20} + 0,50 = 2,57 \text{ m}.$$

En plus, l'élancement $\frac{h_t}{l}$ économique d'une poutre préfabriquée en béton précontraint est égal à $\frac{1}{17}$. C'est-à-dire $h_t = 2,60 \text{ m}$.

On prend $h_t = 2 \text{ m}$.

- Largeur de l'âme b_0 : cette largeur est déterminée en tenant compte l'enrobage parfaite des armatures passives (cadres) au voisinage des appuis (Où l'effort tranchant est maximal) et dans les zones d'ancrage où il y a un frettage pour éviter l'éclatement de béton dans ces zones. Par conséquent, b_0 varie selon que l'on considère la section médiane ou la section d'about.

Section médiane : $b_0 \geq 9 \text{ cm} + \frac{h_t}{40} = 14 \text{ cm}$, soit $b_0 = 20 \text{ cm}$;

Section d'about : au droit des appuis jusqu'à une distance de $0,8h_t = 1,6 \text{ m}$, On va prendre $b_0 = 0,30 \text{ m}$.

- Largeur du renflement ou talon b_r :

Elle est donnée par relation : $2,5 b_0 \leq b_r \leq 4,5 b_0$.

Pour $b_0 = 0,20 \text{ m}$, on trouve $0,5 \leq b_r \leq 0,9$;

Pour $b_0 = 0,30 \text{ m}$, on trouve $0,75 \leq b_r \leq 1,35$.

On va prendre une valeur vérifiant ces deux conditions ; soit $b_r = 0,70 \text{ m}$.

- Hauteur du renflement h_r :

On a $b_0 \leq h_r \leq 2,5b_0$.

Pour $b_0 = 0,20 \text{ m}$, on trouve $0,20 \text{ m} \leq h_r \leq 0,5 \text{ m}$;

Pour $b_0 = 0,30 \text{ m}$, on trouve $0,30 \text{ m} \leq h_r \leq 0,75 \text{ m}$.

Or les talons de largeur comprise entre 0,60 m et 0,80 m devront avoir une hauteur h_r comprise entre 0,10 m et 0,25 m. En fin nous choisissons $h_r = 0,20$ m sur toute la longueur de la poutre.

- Goussets inférieurs et supérieurs :

On prend un angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale égal à $\alpha = 45^\circ$. Pour les goussets supérieurs on adopte une hauteur $g_s = 15$ cm toute au long de la poutre et g_i égale à 25 cm comme hauteur des goussets inférieurs.

- Largeur de la table de compression b :

Elle est donnée par : $0,65h_t = 1,3 \leq b \leq 0,75h_t = 1,5$ m. Soit $b = 1,4$ m.

- Epaisseur de la table de compression :

On choisit une épaisseur de 10 cm pour cette table.

- Espacement des poutres :

La distance entre axe varie entre 2,5 m et 3,5 m. Prenons 3 m comme entre axe des poutres principales.

Volume du béton : $V = 2 \times 3 \times 0,7275 \times 44,12 = 192,5838 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 95 = 18295,461 \text{ kg}$

Câble de précontrainte : $C = V \times 90 = 17332,542 \text{ kg}$

✓ *Prédalle*

La dalle est coulée en place sur des prés dalles préfabriquées. Considérons une épaisseur de 8 cm, une largeur de 1,8 m et une longueur de 2,5 m pour la prédalle.

✓ *Entretoise*

- Hauteur h_e : on a $h_e = h_t - (h_r + g_i) = 2 - (0,20 + 0,25) = 1,55$ m

- Longueur: Elle dépend de l'entre axe des poutres.

Au voisinage des appuis : $L_e = 3 - 0,3 = 2,7$ m ;

En travée : $L_e = 3 - 0,2 = 2,8$ m.

- Son épaisseur b_e est comprise entre 25 cm et 35 cm. Soit $b_e = 30$ cm.

- Espacement : La distance entre axe est donnée par : $3h_t \leq d_e \leq 5,5h_t$. Ce qui donne $6 \text{ m} \leq d_e \leq 11 \text{ m}$. Soit $d_e = 8,824$ m. Ce qui donne 6 entretoises dont 4 en travée et 2 sur appuis.

Volume du béton : $V = 2 \times 2 \times 6 \times 2,75 \times 1,55 \times 0,3 = 30,69 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 4603,5 \text{ kg}$.

6. Infrastructure

• *Piles*

Les dimensions des éléments constitutifs de la pile sont les mêmes qu'en béton armé.

Volume du béton : $V = 65,5 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = 4826,25 \text{ kg}$

• **Culées**

✓ *Mur garde grève :*

Son épaisseur est donnée par : $20 \text{ cm} \leq e_g \leq 30 \text{ cm}$, prenons $e_g = 25 \text{ cm}$.

Sa hauteur est donnée par : $h_g = h_t + h_{ap} + h_{dé} + h_{dalle}$ avec :

h_{ap} : hauteur de l'appareil d'appui prise égale à $0,08 \text{ m}$;

$h_{dé}$: hauteur totale du dé supérieur et inférieur. (Un dé est un bossage de béton sur lequel ou sous lequel on place les appareils d'appuis). On prend $h_{dé} = 0,07 \text{ m}$;

D'où $h_g = 2 + 0,08 + 0,07 + 0,2 = 2,35 \text{ m}$.

Sa longueur est égale à la longueur du tablier : 9 m .

Volume du béton : $V = 2 \times 9 \times 2,35 \times 0,25 = 10,575 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 951,75 \text{ kg}$

✓ *Sommier:*

Sa longueur est égale à la longueur du chevet : $h_{so} = 8 \text{ m}$;

Son épaisseur est tel que $e_{so} \geq 0,60 \text{ m}$, soit $e_{so} = 0,80 \text{ m}$;

Sa largeur est $l_{so} = e_{so} + E/2$ où E est l'épaisseur du mur de front telle que :

$0,4h_t \leq E \leq 0,5 h_t$. Soit $E = 0,90 \text{ m}$. Et en tenant compte de la distance minimale entre le bord libre d'un appareil d'appui et le bord libre du sommier (10 cm au minimum), la largeur l_{so} est égale à $1,35 \text{ m}$.

Volume en béton : $V = 2 \times 8 \times 1,35 \times 0,8 = 17,28 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 1555,2 \text{ kg}$.

✓ *Mur en retour :*

Sa hauteur est : $h_r = h_g + e_{so} = 2,35 + 0,8 = 3,15 \text{ m}$;

Sa longueur est prise égale à $l_r = 3 \text{ m}$;

Son épaisseur e_r est donnée par $e_r = \frac{l_r + 2}{20} = 0,25 \text{ m}$;

Volume du béton : $V = 4 \times 3 \times 3,15 \times 0,25 = 9,45 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 850,5 \text{ kg}$.

✓ *Mur de front :*

Sa longueur L_f est prise égale à 7 m ;

Son épaisseur est $E = 0,90 \text{ m}$;

Sa hauteur h_f est prise égale à $3,5 \text{ m}$;

Volume du béton : $V = 2 \times 7 \times 3,5 \times 0,90 = 44,1 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 3969 \text{ kg}$

✓ *Semelle sous culée:*

Longueur : $L_{sc} \geq \text{largeur tablier} + E$. Soit $L_{sc} = 10 \text{ m}$;

Largeur : $l_{sc} = 4 \text{ m}$;

Epaisseur h_{sc} : prenons $h_{sc} = 1 \text{ m}$.

Volume du béton : $V = 10 \times 4 \times 1 \times 2 = 80 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 65 = 5200 \text{ kg}$

• **Pieux sous piles:**

✓ *Descente des charges:*

Les charges transmises par une pile sont les charges venant de deux demi-travées.

Charges permanentes :

Charge venant de la superstructure : $G_1 = 566,236 \text{ T}$;

Poids propre de la pile (chevêtre, colonnes, semelle) : $G_2 = 163,75 \text{ T}$;

La total nous donne $G_{\max} = G_1 + G_2 = 729,986 \text{ T}$.

Surcharge d'exploitation :

$Q_1 = (1,76 \times 2 + 2 \times 0,45 \times 1) \times 44,12 = 195,010 \text{ T}$.

Ainsi la charge totale C_T est :

A l'ELU : $C_T = 1,35G_{\max} + 1,5Q_1 = 1277,996 \text{ T}$.

✓ *Nombre des pieux:*

Le nombre de pieu n_p nécessaire est obtenu en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{C_T}{n_p} \leq \frac{Q_{adm}}{\gamma_{pp}} \text{ Où } Q_{adm} = 417,569 \text{ T est la capacité portante d'un pieu et } \gamma_{pp} \text{ est le}$$

coefficient de sécurité égal à 1,4. Après calcul, on trouve : $n_p = 5$ pieux pour la pile.

Les pieux ont une hauteur égale à 20 m.

D'où, on a le volume du béton : $V = 5 \times \frac{\pi \phi^2}{4} \times 20 = 50,265 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 80 = 4021,2 \text{ kg}$.

• **Pieux sous culées :**

Les charges transmises par une culée sont les charges venant d'une demi-travée.

✓ *Descente des charges:*

Charges permanentes :

La charge venant de la superstructure est : $G_3 = \frac{G_1}{2} = 283,118 \text{ T}$;

Poids propre de la culée : $G_4 = 201,156 \text{ T}$.

La total nous donne $G_{\max} = G_3 + G_4 = 484,274 \text{ T}$.

Surcharge d'exploitation :

Pour $L_1 = 45 \text{ m}$, nous allons prendre $q_{1 \text{ eqc}} = 2,44 \text{ T/ml}$;

D'où, $Q_1 = (2,44 \times 2 + 0,45 \times 2 \times 1 \times 1) \times (44,12/2) = 127,506 \text{ T}$.

Ainsi, la charge totale à l'ELU est $C_T = 1,35G_{\max} + 1,5Q_1 = 845,029 \text{ T}$.

✓ *Nombre des pieux:*

$n_p \geq \frac{C_T}{Q_{\text{adm}}} \gamma_{pc}$ Où $Q_{\text{adm}} = 417,569 \text{ T}$ est la capacité portante d'un pieu et γ_{pc} est le

coefficient de sécurité égal à 1,6. On a : $n_p = 4$ pieux par culée.

Volume du béton : $V = 2 \times 4 \times \frac{\pi \times 2^2}{4} \times 20 = 80,425 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 80 = 6433,982 \text{ kg}$.

2. Récapitulation :

La dépense en matériaux de construction pour les structures principales du pont en BP est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Devis quantitatif du pont en BP

DESIGNATION		UNITES	QUANTITE
Superstructure	Béton	m ³	408,58
	Acier	kg	50694,56
	Câble	kg	17332,542
Pile	Béton	m ³	65,50
	Acier	kg	4826,25
Culées	Béton	m ³	161,41
	Acier	kg	12526,45
Pieux	Béton	m ³	130,49
	Acier	kg	10455,18
TOTAL BETON [m ³]			765,97
TOTAL ACIER [kg]			78502,44
TOTAL CABLE [kg]			17332,54

3. Estimations

Tableau 25 : Devis estimatif sommaire du pont en BP

DESIGNATION	UNITES	QUANTITE	PRIX UNITAIRE [Ar]	MONTANT [Ar]
Béton	m ³	765,97	392 000,00	300 261 337,60
Acier	kg	78502,44	8 400,00	659 420 521,20
Câble d'armature	kg	17332,54	28 500,00	493 977 447,00
Montant total				1 453 659 305,80

III. Variante N°3 :

La variante n°3 est un pont mixte acier béton à une travée de 90 m de portée et à deux poutres principales.

1. Prédimensionnements

a. Superstructure

✓ Poutre principale en acier

La poutre principale a une section en I (car c'est la section qui présente une rigidité en flexion élevée) dont les caractéristiques sont montrées par la figure suivante :

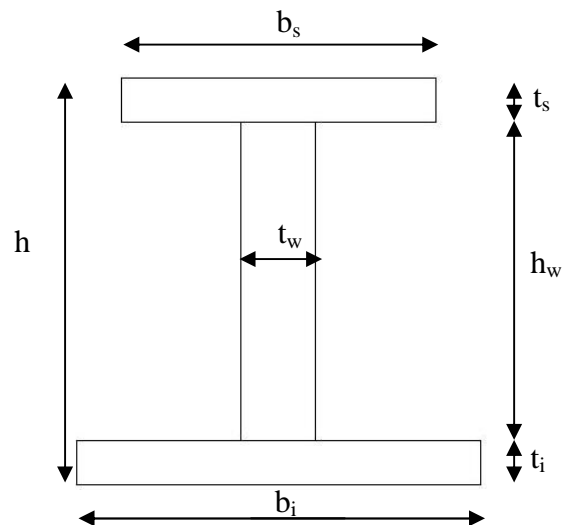


Figure 9 : Caractéristiques géométriques de la poutre en acier

- Travée de calcul : on a $L_1 = 90$ m, donc $L_0 = 83,50$ m et $L = 88,28$ m

- Hauteur :

L'élancement admissible pour une poutre en acier est donné par la condition suivante :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20}$$

Pour minimiser la déformation on prend l'élancement minimal égal à $1/25$. Après calcul, on a $h \geq 3,53$ m et on choisi $h = 3,6$ m.

- Epaisseur de l'âme t_w :

Elle vérifie les trois conditions suivantes :

Condition d'élancement : $t_w > h_w/166$. Pour simplification, supposons que h et h_w sont sensiblement égaux. La condition devient : $t_w > h/166 = 0,02168$ m = 21,68 mm ;

Condition d'épaisseur minimale : $t_w \geq 12$ mm ;

Condition de non voilement : la contrainte tangentielle doit être inférieure à 160 MPa à

l'ELU. C'est-à-dire : $\frac{V_{ELU}}{t_w h_w}$.

Or V_{ELU} (effort tranchant à l'ELU) est encore inconnu donc on ne considère que les deux premières conditions. Ce qui donne $t_w = 22$ mm.

- Largeur des membrures :

Les conditions d'usinage et de voilement local conduisent généralement à limiter les largeurs de telle façon que : $400 \text{ mm} \leq b \leq 13000 \text{ mm}$ et $\frac{b}{t} \leq 30$.

Les largeurs des membrures sont données en fonction de la portée de la poutre dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Largeur des membrures d'une poutre en acier

PORTEE [m]	b_s [mm]	b_i [mm]
Inférieure à 30	400	500
30 à 50	500 à 600	500 à 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

Source : Eurocode 3 - Calcul des structures en acier

Soit $b_s = 800$ mm et $b_i = 1000$ mm.

- Epaisseur des membrures :

On a vu que $\frac{b}{t} \leq 30$. C'est-à-dire $t \geq \frac{b}{30}$.

En plus, on a $t_s = \frac{b_s - t_w}{2\varepsilon}$ et $t_i = \frac{b_i - t_w}{2\varepsilon}$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ tel que f_y est la limite

d'élasticité de la nuance d'acier utilisée. La valeur de f_y est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 27 : Valeurs nominales de limite d'élasticité f_y

t_w [mm]	NUANCE D'ACIER		
	S235	S275	S365
	f_y [MPa]		
$t_w \leq 16$	136	275	365
$16 \leq t_w \leq 40$	225	265	345
$40 \leq t_w \leq 63$	215	256	335

Source : Eurocode 3 - Calcul des structures en acier

On choisit la nuance d'acier S365. La valeur de $t_w = 22$ mm donne $f_y = 345$ MPa.

D'où, on trouve $\varepsilon = 0,83$, $t_s = 33,48$ mm et $t_i = 42,08$ mm. On prend $t_s = 35$ mm et $t_i = 45$ mm.

Finalement, $h_w = h - (t_s + t_i) = 3,52$ m.

- Entraxe : Il varie de 4 à 13 m. L'écartement des poutres est comprise entre 0,5 et 0,55 fois la largeur du tablier. Ce qui nous donne un entraxe de : $0,5 \times 9 = 4,5$ m.

- Poids des aciers : $P = 2 \times 0,1504 \times 88,28 \times 7,9 = 209,78$ T

✓ *Entretoise*

- Hauteur : elle est de l'ordre de $\frac{1}{15}$ à $\frac{1}{10}$ de sa portée qui est égale à l'entraxe des poutres principales. Donc pour une portée de 4,5 m on a $h_e = 0,36$ m. Soit $h_e = 0,40$ m.

- Epaisseur de l'âme : elle varie de 10 à 12 mm. Soit $b_e = 12$ mm.

- Espacement : il varie de 6 à 10 m. On prend un espacement de 9 m. Ce qui nous donne 11 entretoises.

- Largeur des membrures : dans la pratique, elle varie de 220 à 350 mm. On prend une largeur de 250 mm et une épaisseur de 20 mm pour les deux membrures.

- Poids des aciers : $P = 11 \times 0,0148 \times 4,5 \times 7,9 = 5,787$ T.

✓ *Dalle en BA*

Sa hauteur varie de 15 à 23 cm. On prend $h_d = 22$ cm ;

Volume du béton : $V = 9 \times 88,28 \times 0,22 = 174,7944$ m³ ;

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 65547,9$ kg.

✓ *Trottoir*

Il a pour largeur de 1 m et d'épaisseur $e_t = 0,15$ m avec une pente de 1,5% ;

Volume du béton : $V = 2 \times 0,15 \times 1 \times 88,28 = 26,484$ m³ ;

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 3972,6$ kg.

6. Infrastructure

• Culée :

Voir variante n°2 : Pont en BP

• Pieux sous culées :

Les charges transmises par une culée sont les charges venant d'une demi-travée.

✓ *Descente des charges:*

Charges permanentes :

La charge venant de la superstructure est égale à 176,12T;

Poids propre de la culée : 201,156 T.

Le total des charges permanentes donne $G_{\max} = 377,961$ T.

Surcharge d'exploitation :

Pour $L_1 = 90$ m, nous allons prendre $q_{1 \text{ eq}} = 2,44$ T/ml ;

D'où, $Q_1 = (2,44 \times 2 + 0,45 \times 2 \times 1 \times 1) \times (88,28/2) = 255,1292$ T.

Ainsi, la charge totale à l'ELU est $C_T = 1,35G_{\max} + 1,5Q_1 = 892,941 \text{ T}$.

✓ *Nombre des pieux:*

$n_p \geq \frac{C_T}{Q_{adm}} \gamma_{pc}$ Où $Q_{adm} = 417,569 \text{ T}$ est la capacité portante d'un pieu et γ_{pc} est le

coefficient de sécurité égal à 1,6. On a : $n_p = 4$ pieux par culée.

Volume du béton : $V = 2 \times 4 \times \frac{\pi b^2}{4} \times 20 = 80,425 \text{ m}^3$;

Poids des armatures : $A = V \times 80 = 6433,982 \text{ kg}$.

2. Récapitulation

Tableau 28 : Devis quantitatif du pont mixte en acier-béton

DESIGNATION		UNITES	QUANTITE
Superstructure	Béton	m^3	201,28
	Armature des bétons	kg	69520,50
	Acier IPE	kg	215567
Culées	Béton	m^3	161,41
	Armature	kg	12526,45
Pieux	Béton	m^3	80,43
	Armature	kg	6433,98
TOTAL BETON [m^3]			443,11
TOTAL ARMATURE [kg]			88480,93
TOTAL ACIER IPE [kg]			215567,00

3. Estimation

Tableau 29 : Devis estimatif sommaire du pont mixte acier-béton

DESIGNATION	UNITES	QUANTITE	PRIX UNITAIRE [Ar]	MONTANT [Ar]
Béton	m^3	443,11	392 000,00	173 698 492,80
Armature	kg	88480,93	8 400,00	743 239 828,80
Acier IPE	kg	215567,00	8 848,00	1 907 336 816,00
Montant total				2 824 275 137,60

D. ANALYSE DES VARIANTES

Les avantages et inconvénients de chaque variante sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 30 : Avantages et inconvénients des variantes

VARIANTES	AVANTAGES	INCONVENIENTS
Pont en BA	Moins coûteux; Exécution facile; Peu d'entretien; Architecture : mauvaise.	Poids propre élevé; Faible portée; Risque d'affouillement élevé; Problème de fissuration; Durée d'exécution long pour les fondations.
Pont en BP	Portée plus élevée que le pont en BA; Peu d'entretien; Un seul appui intermédiaire; Architecture : bonne; Coût : moyen.	Prix des câbles élevé; Difficulté d'exécution; Poids propre important; Durée d'exécution longue.
Pont mixte acier béton	Faible durée d'exécution; Structure plus léger; Grand débouché hydraulique; Ferrailage réduit.	Structure plus onéreuse; Nécessité d'importation des poutre en acier; Nécessite beaucoup d'entretien; Architecture : mauvaise

E. CHOIX MULTICRITERE

Les critères de choix sont cités dans le tableau ci-dessus. Chaque critère sera noté selon son importance. La variante retenue sera la variante dont la totale des notes est la plus élevée.

- Note = 1 : moins avantageux ;
- Note = 2 : avantageux ;
- Note = 3 : plus avantageux.

Tableau 31 : Evaluation des critères pour le choix de variante

CRITERES	NOTE		
	PONT EN BA	PONT EN BP	PONT MIXTE ACIER BETON
Coût sommaire	3	2	1
Durée d'exécution	2	2	3
Difficulté d'exécution	2	1	1
Volume en béton	1	2	3
Disponibilité des matériaux	3	2	2
Condition d'entretien	2	2	1
Condition hydraulique	1	2	3
Durabilité de l'ouvrage	2	3	2
Portée	1	2	3
Architecture	1	3	1
Total des notes	18	21	20

F. CONCLUSION

L'étude hydrologique donne le débit maximal à évacuer pendant la durée de vie de l'ouvrage. Quand à l'étude hydraulique, elle permet de bien caler l'ouvrage.

D'après l'étude des variantes proposées, on retient comme variante principale le pont en béton précontraint à poutre sous chaussée.

Tous les éléments de cette variante principale sont étudiés et dimensionnés dans la partie qui suit.

Partie 3. ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

Chapitre 1. REGLES ET HYPOTHESES DE CALCUL

A. NOTION DE PRECONTRAINT

I. Définitions et principes

Précontraindre le béton consiste à lui appliquer lors de sa fabrication une contrainte permanente de compression. Ce gain en compression dans le béton va ensuite s'opposer à la traction que vont générer les charges appliquées à l'ouvrage (poids propre, charge d'exploitation, charge climatique, ...). Le béton va ainsi rester en permanence dans un état de compression et va donc pouvoir être utilisé au mieux de ses performances.

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton.

La précontrainte peut être appliquée au béton :

- Soit par pré-tension : mise en tension des aciers avant coulage de béton ;
- Soit par post-tension : mise en tension des câbles après prise et durcissement du béton.

Pour notre cas, on va utiliser la précontrainte par post – tension car c'est le procédé que l'on utilise le plus fréquemment dans les ouvrages d'art. En outre, ce procédé permet l'emploi de câble courbe.

La pré-tension n'est utilisée que pour les poutres à faible portée. Ce procédé trouve surtout son application dans les poutrelles et les planchers de bâtiments, les poteaux électriques et les traverses de chemin de fer.

II. Mode de réalisation de la précontrainte

1. Pré – tension

En général, les étapes d'exécution sont les suivant :

- Mise en tension des aciers de précontrainte à l'aide de vérins prenant appuis sur des organes extérieurs aux pièces à précontraindre ;
- Coulage des bétons autour de ces armatures tendues ;
- Libération des vérins après prise du béton.

Les câbles tendus tendent à se raccourcir et reportent ainsi les efforts de précontrainte par adhérence des fils sur le béton.

2. Post – tension

En général, on suit les étapes d'exécution suivantes :

- Préfabrication de la poutre :

- Coffrage
- Mise en place des gaines étanches, souple et rigide (pour qu'ils ne s'aplatissent pas facilement pendant le coulage du béton) dans le coffrage ;
- Mise en place des armatures passives ;
- Coulage du béton ;
- Introduction du câble dans les gaines après prise et durcissement du béton. Les câbles peuvent coulisser dans les gaines ;
- Mise en tension des câbles à l'aide des vérins qui prennent appuis sur le béton ;
- Blocage des câbles tendus par des organes d'ancrages qui vont transmettre la force de précontrainte au béton. Ce blocage se fait quand la valeur de la tension initiale est obtenue ;
- Injection sous pression des coulis (Mortier à forte dosage de ciment) dans les gaines pour protéger les câbles contre les intempéries et assurer l'adhérence ;
- Cachetage : Protection des organes d'ancrage contre les intempéries.

B. REGLES DE CALCUL

On va utiliser les règlements de calcul suivant parce que le pont est composé par des éléments en béton armé et en béton précontraint :

- BAEL 91 modifié 99 où règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ;
- BPEL 91 modifié 99 où règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites.

En ce qui concerne le calcul de fondation, on se référera le fascicule 62 titre 5.

Comme ces règles suivent la méthode des états limites, il est nécessaire de définir ce qu'on entend par états limites.

I. Les états limites

Un état limite est une condition qu'une construction (ou l'un de ses éléments) doit vérifier. On distingue :

1. Etats limites ultimes ou ELU

Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments. C'est-à-dire que si la charge appliquée est supérieure à celle prévue à l'ELU, la capacité portante est dépassée. Et si c'est le cas, les phénomènes suivants sont à craindre :

- Perte d'équilibre statique ;

- Rupture de section ;
- instabilité de forme.

Ainsi, l'ELU met en jeu la sécurité des exploitants.

2. Etats limites de service ou ELS

C'est une limite d'exploitation normale et de durabilité. C'est-à-dire que si la charge appliquée est supérieure à celle prévue à l'ELS, l'utilisation de l'ouvrage n'est plus normale.

Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouverture excessives des fissures ;
- Déformations excessives des éléments porteurs ;
- Perte d'étanchéité ;

Ainsi, l'ELS met en jeu le confort des exploitants.

D'après ces définitions, il est nécessaire de vérifier tous les éléments de la structure à l'ELU et à l'ELS pour assurer la durabilité de l'ouvrage, la sécurité et le confort des exploitants.

II. Actions et combinaisons d'actions

1. Actions

On appelle action toute cause produisant un état de contrainte dans la construction. Elles proviennent des charges permanentes, des charges d'exploitations, des charges climatiques et des déformations imposées à la construction (variation de température, retrait, tassement des appuis, ...).

On distingue trois types d'actions :

a. Les actions permanentes

Ce sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent notamment :

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids des équipements fixes ;
- Les poids, les poussées et les pressions dues à des terres ou des liquides lorsque le niveau de ces derniers varie peu ;
- Les déformations imposées à la construction ;
- La force de précontrainte.

b. Les actions variables

Ces actions sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles comprennent :

- Les surcharges d'exploitation ;
- Les charges appliquées en cours d'exécution ;
- L'action de la température ;
- Les charges climatiques.

c. Les actions accidentelles

Elles comprennent notamment :

- Les chocs de véhicules routiers ou de bateaux sur les appuis des ponts ;
- Les séismes ;
- Etc.

2. Combinaisons d'actions

Il est fortement probable que les actions agissent simultanément sur la construction. Par conséquent, on doit avoir des modes de combinaison d'action pour déterminer les sollicitations auxquelles une construction est soumise.

On utilise les combinaisons d'actions définies ci –après.

Soient :

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables ;

Q_1 : action variable de base

Q_i : action variable d'accompagnement ($i > 1$)

Les combinaisons d'actions à envisager sont différentes pour les ELU et ELS.

a. Combinaisons d'actions à considérer pour les ELU

On distingue les situations durables ou transitoires qui font intervenir seulement les actions permanentes, variables et les situations accidentelles qui prennent en compte les actions accidentelles.

Dans ce qui suit, pour les combinaisons d'actions, il faut :

- prendre la combinaison la plus défavorable pour l'effet cherché, une même action n'intervenant qu'une seule fois dans la combinaison ;
- choisir une (ou aucune) action parmi celles se trouvant derrière une accolade ({});
- les valeurs entre crochets ([]) ne sont généralement pas à prendre en compte.

• Situation durable ou transitoire

La formulation symbolique est la suivante :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum_{i>1} 1,3 \varphi_{Qi}Q_i$$

Pour le cas des ponts routes en situation d'exploitation, on aura :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \left\{ \begin{array}{l} Q_r \\ W \end{array} \right. \\ 1,35 \left\{ \begin{array}{l} Q_{rp} \\ [T] \end{array} \right. \end{array} + 1,3 \left\{ \left[\frac{0,8}{1,3} T + \frac{0,65}{1,3} \Delta\theta \right] \right\} \right.$$

Où : Q_r : Charge routière sans caractère particulière (A, B et charges de trottoir) ;

W : Action du vent ;

Q_{rp} : Charges routières de caractère particulière (convois militaires et exceptionnels) ;

T : variation uniforme de la température ;

$\Delta\theta = \frac{\Delta t}{h}$: Gradient thermique prescrit par le marché (rapport de la différence Δt de

température entre les deux faces d'un élément d'épaisseur h).

• Situation accidentelle

La formulation symbolique est la suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11}Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i}Q_i$$

Avec :

$\psi_{11}Q_1$: valeur fréquente d'une action variable ;

Q_i : valeur quasi permanente d'une autre action variable

Pour le cas des ponts routes, on aura :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \\ 0,4 \\ 0,2 \end{array} \right\} Q_r \text{ pour } \left\{ \begin{array}{l} \text{Pont de 1}^{\text{ère}} \text{ classe} \\ \text{Pont de 2}^{\text{ème}} \text{ classe} \\ \text{Pont de 3}^{\text{ème}} \text{ classe} \end{array} \right. + \left\{ \begin{array}{l} 0,2W \\ 0,5T \\ 0,5\Delta\theta \end{array} \right.$$

Tableau 32 : Classification des ponts

CLASSE	LARGEUR ROULABLE [m]
1	≥ 7
2	$5,5 < L_R < 7$
3	$\leq 5,5$

Source : Fascicule 61 - Titre 2

6. Combinaisons d'actions pour les ELS

La formulation symbolique est la suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i}Q_i$$

Pour le cas des ponts routes en situation d'exploitation, on aura :

$$G_{\max} + G_{\min} + \begin{cases} Q_r \\ Q_{rp} \\ \Delta \theta \\ \frac{1}{W} \end{cases} + \{(0,6T + 0,5\Delta\theta)\}$$

III. Système de surcharge

1. Système de surcharge A(l) :

La surcharge A, exprimée en [kg/m²], est donnée par :

$$A(l) = 350 + \frac{320 \times 10^6}{l^3 + 6l^2 + 225000} \text{ où } l, \text{ exprimée en mètres, est la longueur}$$

surchargée.

La surcharge A n'est pas susceptible d'être frappée de majoration pour effet dynamique car cette formule tient compte ce coefficient.

2. Système de surcharge B

Le système de surcharge B comprend 3 systèmes distincts dont il y aura lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément d'ouvrage :

a. Système : B_c

Le système B_c se compose de camion type dont les caractéristiques sont données par les figures ci-dessus :

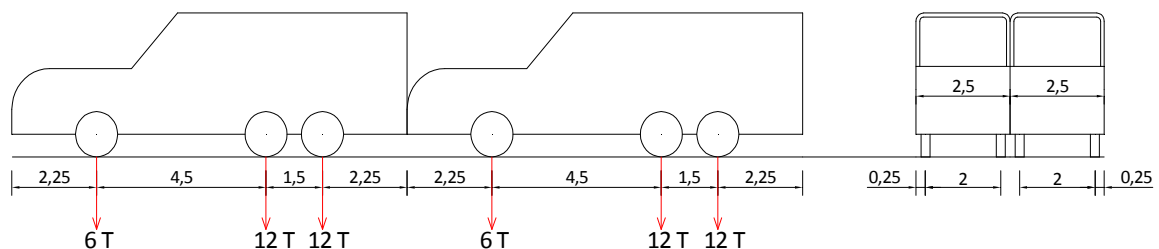


Figure 10 : Vue longitudinale et transversale de système B_c

La surface d'impact d'une roue arrière est de 0,25 x 0,25 [m²]. Elle est égale à un carrée de 0,20 m de côté pour une roue avant.

On disposera sur la chaussée, au plus, autant de fils ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par convoi sera limité à deux.

b. Système : B_e

Il se compose d'un essieu isolé de 20 [T]. Sa surface d'impact est de 2,5 m par 0,08 m. Cet essieu disposé perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée pourra être placé n'importe où sur cette dernière.

c. Système : B_r

Il se compose d'une roue isolée de 10 [T] et la surface d'impact est un carré de 0,3 m de côté.

iv. Coefficient de majoration dynamique ou CMD

Il y a mieux de prendre en considération le fait que les charges étant appliquées rapidement. Cette considération se fait par l'introduction du CMD dans les surcharges.

Seules les surcharges du système B sont susceptibles de majoration dynamique et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes (B_c , B_e , B_r) est le même pour chaque élément de l'ouvrage.

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{P}{S}}$$

Avec : L : Longueur de l'élément considéré ;

P : Charge permanente de l'élément considéré ;

S : Surchage maximale du système B.

C. HYPOTHESES ET DONNEES POUR LES CALCULS**I. Hypothèses sur la résistance des matériaux**

- Comme les distances entre les fibres ou les grains sont très petites par rapport aux dimensions des plus petites pièces étudiées, on peut alors raisonnablement considérer le matériau comme continu ;

- On admet que les matériaux ont les mêmes propriétés mécaniques en tous points ;

- Les matériaux ont les mêmes caractéristiques dans toutes les directions en un point quelconque ;

- les matériaux sont considérés comme parfaitement élastiques ;

- Les déformations sont considérées petites par rapport aux dimensions du corps étudié, c'est-à-dire que les équations d'équilibre peuvent être établies sur le corps sollicité ;

- Toute section plane et perpendiculaire à la fibre moyenne avant la déformation restent plane pendant et après déformation (hypothèse de Navier Bernouilli). Cette hypothèse nous permet de déterminer les contraintes normales dues aux moments fléchissant ;

- La contrainte en un point éloigné des points d'application d'un système de force ne dépend que de la résultante générale et du moment résultant de ce système de forces (hypothèse de Saint Venant). Cette hypothèse nous permet d'utiliser la méthode de section pour calculer les sollicitations.

II. Hypothèses sur les règles BAEL et BPEL

- La température varie peu ;
- Le dosage en ciment minimum est égal à 300 kg/m³ pour les bétons armés ;
- La résistance caractéristique du béton est comprise entre 25 MPa et 60 MPa pour les bétons armés ;
- La résistance caractéristique du béton est comprise entre 30 MPa et 60 MPa pour les bétons précontraints ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le béton et l'acier ont même déformation sous une sollicitation donnée, c'est-à-dire que l'adhérence est parfaite et qu'il n'y a pas de glissement de l'acier dans le béton ;
- Pour une pièce en flexion, il faut que la fibre supérieure comprimée reste comprimée après application de la force de précontrainte ;
- Compte tenue du site d'implantation de l'ouvrage et de la condition d'exploitation (action agressive), l'enrobage minimum de l'acier est égal à 3 cm et la fissuration est jugée préjudiciable.

III. Caractéristiques des matériaux à prendre en compte pour le calcul

1. Bétons

a. Béton armé

- Dosage : 350 kg de CEM I de classe 42,5 par m³ de béton ;
- Résistance caractéristique à priori : $f_{c28} = 25$ MPa, en pratique, cette valeur est choisie en tenant compte de la possibilité locale et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte ;
- Résistance à la compression à j jours : $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$ pour $j < 28$ jours. A partir de 28 jours, on admet que la résistance du béton à la compression est constante égale à f_{c28} .
- Résistance caractéristique à la traction à j jours : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ [MPa] ;
- Module de déformation longitudinale instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$, f_{cj} est exprimée en MPa ;
- Résistance limite à la compression relative à l'ELU : $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ [MPa]

Avec :

$\theta = 1$: Si la durée d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0,9$: Si la durée d'application des charges varie entre 1 heure et 24 heures ;

$\theta = 0,85$: Si la durée d'application des charges est inférieure à 1 heure ;

Dans toute la suite, on prend la valeur de $\theta = 1$ qui est le cas le plus défavorable.

$\gamma_b = 1,15$: pour les combinaisons accidentelles ;

$\gamma_b = 1,5$: pour les autres combinaisons ;

- Résistance limite à la compression relative à l'ELS : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$ [MPa] ;

- Le coefficient de Poisson est pris égal à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations (ELU) et à 0,2 pour le calcul des déformations (ELS) ;

- Coefficient de dilatation thermique : il est pris égal à 10^{-5} par degré C ;

- Retrait final : il est pris égal à 0,0003 pour un climat tempéré sec comme le cas de Taolagnaro ;

- A l'ELU, le raccourcissement relatif du béton est limité à 2‰ en compression simple et 3,5‰ en flexion.

Les autres caractéristiques sont données par le fascicule n° 62 – Titre 1 – Section 1.

6. Béton précontraint

- Dosage : 400 kg de CEM I de classe 42,5 par m³ de béton ;

- Résistance caractéristique à priori à 28 jours : $f_{c28} = 40$ MPa.

Les autres caractéristiques à prendre en compte sont les mêmes qu'en béton armé.

2. Aciers d'armatures

a. Armature de béton armé et armature passive

- Type : barre à haute adhérence de classe FeE400 ;

- Limite d'élasticité garantie : $f_e = 400$ MPa ;

- Module de déformation longitudinale : $E_s = 2,1 \times 10^5$ MPa ;

- Contrainte de calcul à l'ELU (limite d'élasticité pour le calcul à l'ELU) :

$$\sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ si } \varepsilon_s > \varepsilon_{sl}$$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \text{ si } \varepsilon_s < \varepsilon_{sl}$$

Avec : $\gamma_s = 1,5$: coefficient de sécurité ;

ε_s : déformation de l'acier ;

ε_{sl} : déformation de l'acier à la limite de l'élasticité ;

- Contrainte limite des aciers à l'ELS (pour limiter la fissure) :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max\left(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ct}}\right)\right) \text{ où } \eta \text{ est un coefficient de fissuration égal à 1,6 pour}$$

les hautes adhérences ;

- L'allongement relatif de l'acier est limité à 10‰ à l'ELU.

6. Armature de précontrainte

On appliquera la force de précontrainte au béton par la méthode de précontrainte par post – tension. Les torons 12T13 sont les câbles les plus utilisés pour cette méthode. En plus, ce sont des torons à très basse relaxation ou TBR.

Les caractéristiques à prendre en compte sont les suivantes :

- Câble : 12T13 ;
- Section d'une armature : 1130 mm² ;
- Diamètre d'une gaine : 71 mm ;
- Section d'une gaine : 3959 mm² ;
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1812$ MPa ;
- Limite d'élasticité garantie : $f_{peg} = 1590$ MPa ;
- Module d'élasticité : $E_p = 190000$ MPa ;
- Valeur maximale de la tension à l'origine en post tension :

$$\sigma_0 = \min (0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}) \text{ en [MPa] ;}$$

- Valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 heures (torons TBR) : $\rho_{1000} = 2,5\%$ de la tension initiale. C'est-à-dire $\rho_{1000} = 0,025$.

Chapitre 2. ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

Pour les dimensions des différents éléments, on retient les valeurs du pré-dimensionnement qu'on a effectué dans l'étude des variantes.

A. CALCUL DE LA DALLE

I. Hourdis central :

C'est la dalle qui prend appuis sur deux poutres principales successives et deux entretoises successives.

1. Dimensions de la dalle

D'après les prédimensionnements de la superstructure dans l'étude des variantes, on a :

- Largeur $l_x = 2,8$ m : distance entre nu de deux poutres (dans le sens transversal du pont) ;
- Longueur $l_y = 8,524$ m : distance entre nu de deux entretoises (dans le sens de la longueur du pont) ;
- Epaisseur $e_d = 0,20$ m.

2. Détermination du Coefficient de Majoration Dynamique \square

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

Avec : L : longueur de l'élément considéré : $L = l_y = 2,524$ m ;

P : charge permanente (poids du hourdis et des éléments de superstructure compris à l'intérieur de la surface totale de la dalle) ;

On a : Dalle : $2,8 \times 8,524 \times 0,2 \times 2,5 = 11,93$ T ;

Chaussée : $2,8 \times 8,524 \times 0,05 \times 2,3 = 2,74$ T ;

S : surcharge maximale du système B. La surcharge maximale est celle du système B_c dont un seul camion peut se placer sur la dalle. Donc $S = 30$ T.

Après calcul on trouve : $\delta = 1,35$

3. Détermination des sollicitations

Soit $p = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,8}{8,524} = 0,33 \leq 0,4$ donc la dalle porte sur deux côtés suivant la petite dimension l_x .

a. Calcul des moments fléchissant

• Moments sous charges permanentes

Comme $\rho \leq 0,4$ et les charges sont uniformément réparties, d'après la règle BAEL on peut l'assimiler à une poutre de section $1 \times 0,20 \text{ m}^2$, de longueur l_x et appuyée sur deux appuis simples (Voir figure 8 ci-dessous) :

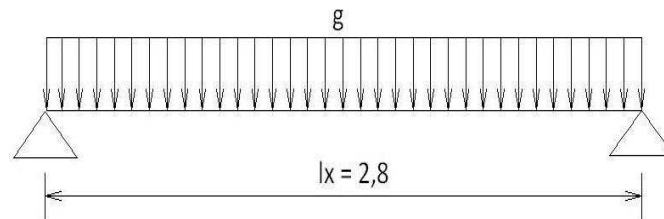


Figure 11 : Schéma de calcul du hourdis central

Le moment maximal en travée est égal à $M_g = \frac{g l^2}{8}$ où $l = l_x$ et g est le poids propre uniformément réparti sur la dalle et obtenu par :

Dalle : $2,5 \times 0,2 \times 1 = 0,5 \text{ T/ml}$;

Revêtement : $2,3 \times 0,05 \times 1 = 0,115 \text{ T/ml}$

D'où, on a : $g = 0,5 + 0,115 = 0,615 \text{ T/ml}$.

Après calcul, on trouve les moments maximaux en travée :

ELU: $M_{gu} = 1,35 \times M_g = 0,814 \text{ Tm}$;

ELS: $M_{gser} = M_g = 0,603 \text{ Tm}$.

• Moments sous surcharges d'exploitation

Les abaques de PIGEAUD permettent de calculer les moments développés dans une dalle rectangulaire appuyée sur ses quatre côtés sous l'action de charges uniformes agissant sur toute la surface de la dalle ou sur un rectangle ayant même axe que la dalle.

A partir du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,33$, ces abaques donnent les valeurs de :

- M_1 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur de la dalle dans le sens de la petite portée l_x ;

- M_2 : moment fléchissant analogue relatif au sens de la grande portée l_y .

Les moments fléchissant développés au centre de la plaque ont pour valeur :

Sens de la petite portée : $M_x = P \times (M_1 + \nu M_2)$;

Sens de la grande portée : $M_y = P \times (\nu M_1 + M_2)$.

Où ν est le coefficient de poisson égal à 0,2 pour le calcul à l'ELS et 0 (zéro) pour le calcul à l'ELU. P est la valeur de la charge totale recouvrant complètement ou incomplètement la plaque.

Seul le système de surcharge B (B_c , B_e , et B_r) est à prendre en compte pour l'étude de la dalle. Il convient donc d'envisager ces trois systèmes de surcharge, ainsi que les différentes positions du rectangle d'impact correspondant afin de déterminer la valeur maximale du moment à considérer pour le calcul des sections. Pour obtenir ce moment maximum, il faudra disposer les rectangles d'impact le plus près possible du centre de la dalle.

Compte tenu de la dimension de la dalle, pour le cas du convoi B_c , un seul camion pourra se placer sur la dalle et on a les deux cas suivants :

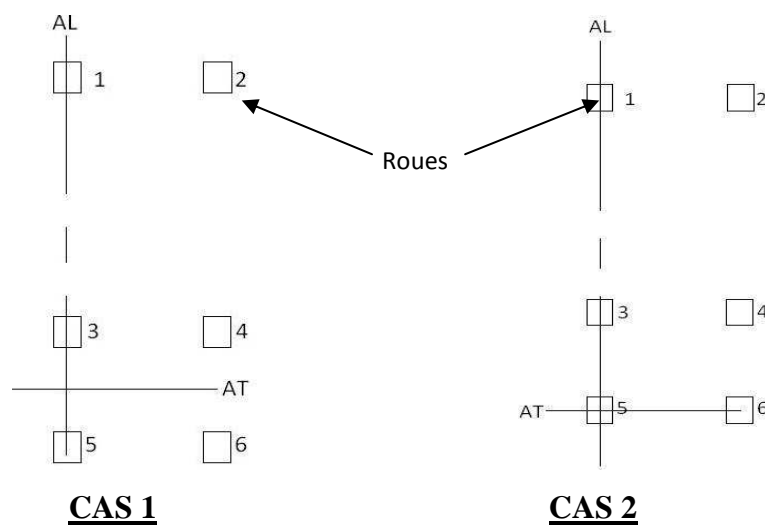


Figure 12 : Disposition des roues du camion B_c sur l'hourdis central

De toute manière, ce seront les roues arrières de 6T qu'il faudra disposer à proximité du centre de la dalle.

Sur les croquis, AL et AT signifient respectivement axe longitudinal et transversal de la dalle.

On n'envisage que l'effet des roues 3 et 5 ; les autres roues, trop loin ou en dehors de la dalle, sont négligées.

Dans toute la suite on désignera par u (dans le sens parallèle à l_x) et v (dans le sens parallèle à l_y) les côtés du rectangle sur le plan moyen de la dalle directement intéressée par la charge uniforme due au poids d'une roue.

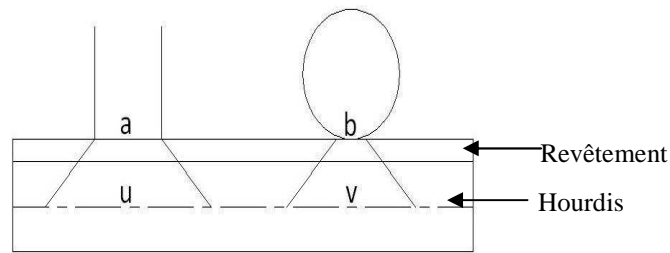


Figure 13 : Diffusion de la charge d'une roue

✓ Moment sous surcharge B_c

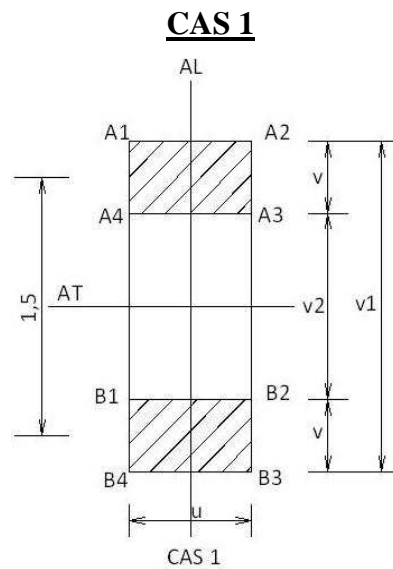


Figure 14 : Position des deux roues n°3 et 5 par rapport aux axes de la dalle (Cas1)

u et v sont exprimés en fonction de a et b par les relations suivantes : $u = a + e_d + 2\xi e_r$
et $v = b + e_d + 2\xi e_r$

Avec : e_r : épaisseur de la couche de roulement ;

$\xi = 1$: revêtement en béton ;

$\xi = 0,75$: revêtement moins résistant.

Pour le système B_c , $a = b = 0,25$ m, donc on trouve $u = v = 0,55$ m pour $\xi = 1$.

RESAL a donné le moyen de calculer l'effet des rectangles d'impact non centrés sur la dalle. Cette méthode consiste à opérer par différence de rectangles centrés de même densité de charge que les rectangles considérés. Dans tous les cas qui suivent, nous appelons $p = \frac{P}{u \times v}$ la densité de charge d'un rectangle d'impact.

D'après RESAL, l'effet des deux rectangles d'impact $A_1A_2A_3A_4$ et $B_1B_2B_3B_4$ est égale à l'effet du rectangle $A_1A_2B_3B_4$ moins l'effet du rectangle $A_4A_3B_2B_1$ (ces deux derniers

rectangles sont centrés donc on pourra utiliser les abaques de PIGEAUD) avec la même densité de charge.

$$\text{Densité de charge : } p = \frac{6}{0,55 \times 0,55} = 19,835 \text{ T/m}^2$$

Effet du rectangle $A_1A_2B_3B_4$:

$$\text{Les paramètres de l'abaque sont : } \frac{u}{l_x} = \frac{0,55}{2,8} = 0,196 \text{ et } \frac{v_1}{l_y} = \frac{2,05}{8,524} = 0,240.$$

Après extrapolation linéaire des moments M_1 et M_2 lus sur l'abaque de PIGEAUD correspondant aux $\rho = 0,2$ et $\rho = 0,3$, on a pour $\rho = 0,33$:

$$M'_1 = 0,171 \text{ Tm ;}$$

$$M'_2 = 0,049 \text{ Tm.}$$

Compte tenu du CMD et des coefficients de pondération 1,07 (ELU) et 1,2 (ELS) dus aux surcharges mobiles, on a :

$$\text{ELU : } M'_{xu} = p \times u \times v_1 \times \delta \times 1,5 \times 1,07 \times M'_1 = 8,291 \text{ Tm ;}$$

$$M'_{yu} = p \times u \times v_1 \times \delta \times 1,5 \times 1,07 \times M'_2 = 2,376 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M'_{xser} = p \times u \times v_1 \times \delta \times 1,2 \times (M'_1 + vM'_2) = 6,554 \text{ Tm ;}$$

$$M'_{yser} = p \times u \times v_1 \times \delta \times 1,2 \times (vM'_1 + M'_2) = 2,327 \text{ Tm.}$$

Effet du rectangle $A_4A_3B_2B_1$

$$\text{On a } \frac{u}{l_x} = \frac{0,55}{2,8} = 0,196 \text{ et } \frac{v_2}{l_y} = \frac{0,95}{8,524} = 0,111$$

$$\text{Les abaques donnent : } M''_1 = 0,207 \text{ Tm et } M''_2 = 0,100 \text{ Tm ;}$$

D'où, on trouve :

$$\text{ELU : } M''_{xu} = 4,651 \text{ Tm ;}$$

$$M''_{yu} = 2,247 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M''_{xser} = 3,813 \text{ Tm ;}$$

$$M''_{yser} = 2,207 \text{ Tm.}$$

D'après RESAL, les moments en travée dus aux deux roues sont donnés par les relations suivantes :

$$\text{ELU : } M_{xu} = M'_{xu} - M''_{xu} = 3,640 \text{ Tm ;}$$

$$M_{yu} = M'_{yu} - M''_{yu} = 0,129 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{xser} = M'_{xser} - M''_{xser} = 2,741 \text{ Tm ;}$$

$$M_{yser} = M'_{yser} - M''_{yser} = 0,119 \text{ Tm.}$$

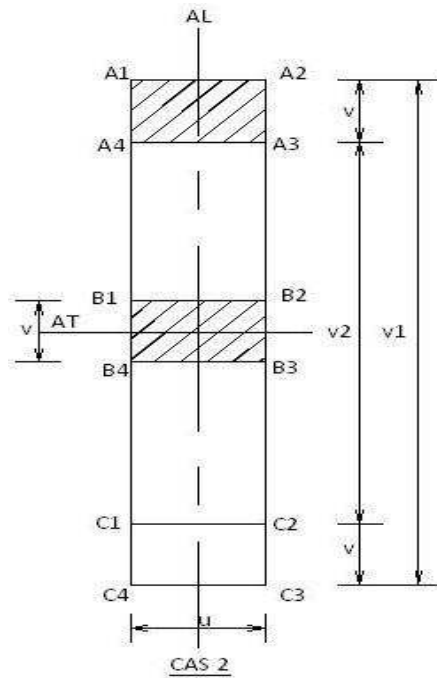
CAS 2 :

Figure 15 : Position des deux roues n°3 et 5 par rapport aux axes de la dalle (Cas 2)

Le principe est le même qu'en CAS 1 mais pour pouvoir utiliser l'abaque de PIGEAUD et la méthode des différences de rectangles centrés, on rajoute un impact fictif $C_1C_2C_3C_4$ symétrique de $A_1A_2A_3A_4$ par rapport à l'axe transversal de la dalle.

Densité de charge : $p = 19,835 \text{ Tm}$

Effet du rectangle $A_1A_2C_3C_4$:

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,55}{2,8} = 0,196, \frac{v_1}{l_y} = \frac{3,55}{8,524} = 0,416$$

D'où, on trouve : $M'_1 = 0,141 \text{ Tm}$ et $M'_2 = 0,022 \text{ Tm}$

Soient :

$$\text{ELU : } M'_{xu} = 11,839 \text{ Tm ;}$$

$$M'_{yu} = 1,847 \text{ Tm;}$$

$$\text{ELS : } M'_{xser} = 9,127 \text{ Tm;}$$

$$M'_{yser} = 3,151 \text{ Tm.}$$

Effet du rectangle $A_4A_3C_2C_1$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,55}{2,8} = 0,196, \frac{v_2}{l_y} = \frac{2,47}{8,524} = 0,287$$

D'où, on trouve: $M''_1 = 0,156 \text{ Tm}$ et $M''_2 = 0,04 \text{ Tm}$

Soient :

$$\text{ELU : } M''_{xu} = 9,039 \text{ Tm ;}$$

$$M''_{yu} = 2,318 \text{ Tm} ;$$

$$\text{ELS : } M''_{xser} = 7,105 \text{ Tm};$$

$$M''_{yser} = 3,085 \text{ Tm}.$$

Effet du rectangle B₁B₂B₃B₄

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,55}{2,8} = 0,196 , \frac{v}{l_y} = \frac{0,55}{8,524} = 0,065$$

D'où, on trouve: $M'''_1 = 0,218$ et $M'''_2 = 0,157$

Soit:

$$\text{ELU : } M'''_{xu} = 2,836 \text{ Tm} ;$$

$$M'''_{yu} = 2,042 \text{ Tm} ;$$

$$\text{ELS: } M'''_{xser} = 2,426 \text{ Tm};$$

$$M'''_{yser} = 1,951 \text{ Tm}.$$

D'après RESAL, les moments en travée dus aux deux roues sont donnés par les relations suivantes :

$$\text{ELU : } M_{xu} = 0,5 \times (M'_{xu} - M''_{xu}) + M'''_{xu} = 4,235 ;$$

$$M_{yu} = 0,5 \times (M'_{yu} - M''_{yu}) + M'''_{yu} = 1,807 \text{ Tm} ;$$

$$\text{ELS : } M_{xser} = 0,5 \times (M'_{xser} - M''_{xser}) + M'''_{xser} = 3,437 \text{ Tm} ;$$

$$M_{yser} = 0,5 \times (M'_{yser} - M''_{yser}) + M'''_{yser} = 1,984 \text{ Tm}.$$

✓ *Moments sous surcharge B_e*

Le rectangle d'impact au niveau du revêtement a pour surface $a \times b = 2,5 \times 0,08 \text{ m}^2$.

$$u = 2,5 + 0,2 + 2 \times 1 \times 0,05 = 2,8 \text{ m et } v = 0,08 + 0,2 + 2 \times 1 \times 0,05 = 0,38 \text{ m}$$

$$\text{Densité de charge : } p = \frac{P}{uv} = \frac{20}{2,8 \times 0,38} = 18,797 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{2,8}{2,8} = 1 \text{ et } \frac{v}{l_y} = \frac{0,38}{8,524} = 0,045$$

Les abaques de PIGEAUD donnent : $M_1 = 0,096 \text{ Tm}$ et $M_2 = 0,083 \text{ Tm}$.

D'où, on trouve:

$$\text{ELU : } M_{xu} = 4,163 \text{ Tm} ;$$

$$M_{yu} = 3,599 \text{ Tm} ;$$

$$\text{ELS: } M_{xser} = 3,650 \text{ Tm};$$

$$M_{yser} = 3,313 \text{ Tm}.$$

✓ *Moments sous surcharge B_r*

Les dimensions du rectangle d'impact au niveau du revêtement sont : $0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m}$.

$$\text{On a } u = v = 0,3 + 0,2 + 2 \times 1 \times 0,05 = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Densité des charges : } p = \frac{P}{uv} = \frac{10}{0,6 \times 0,6} = 27,778 \text{ T/m}^2.$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,6}{2,8} = 0,214 \text{ et } \frac{v}{l_y} = \frac{0,6}{8,524} = 0,070$$

Les abaques donnent : $M_1 = 0,213 \text{ Tm}$ et $M_2 = 0,132 \text{ Tm}$.

D'où, on trouve :

$$\text{ELU : } M_{xu} = 4,618 \text{ Tm ;}$$

$$M_{yu} = 2,862 \text{ Tm;}$$

$$\text{ELS: } M_{xser} = 3,880 \text{ Tm;}$$

$$M_{yser} = 2,830 \text{ Tm.}$$

Dans toute la suite, on retient les cas les plus défavorables du système B. C'est-à-dire, à l'ELU, on prend l'effet du système B_r dans le sens de la petite portée et celle du B_e dans le sens de la grande portée. A l'ELS, on prend l'effet du système B_r dans le sens de la petite portée et celle du B_e dans le sens de la grande portée. D'où les valeurs retenues sont :

$$\text{ELU : } M_{xu} = 4,618 \text{ Tm ;}$$

$$M_{yu} = 3,599 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS: } M_{xser} = 3,880 \text{ Tm;}$$

$$M_{yser} = 3,313 \text{ Tm.}$$

Compte tenu des coefficients de réduction des moments (-0,5 aux appuis et 0,8 en travée) dus aux encastremements partiels, on a les moments sollicitant le hourdis central qui sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 33 : Moments sollicitant le hourdis central

ACTIONS	COMBINAISONS	MOMENTS FLECHISSANTS EN [Tm]			
		Dans le sens de l_x		Dans le sens de l_y	
		Sur appuis (-0,5*M _x)	En travée (+0,8*M _x)	Sur appuis (-0,5*M _y)	En travée (+0,8*M _y)
Charge permanente	ELU	-0,407	0,651	0,000	0,000
	ELS	-0,301	0,482	0,000	0,000
Surcharge	ELU	-2,309	3,694	-1,799	2,879
	ELS	-1,940	3,104	-1,657	2,651
TOTAL	ELU	-2,716	4,345	-1,799	2,879
	ELS	-2,242	3,587	-1,657	2,651

6. Calcul des efforts tranchants

On calcule les efforts tranchants en utilisant les formules approchées de PIGEAUD.

• Efforts tranchants sous charges permanentes

L'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle est :

- au milieu du plus petit côté l_x : $T_x = \frac{P}{3 \times l_y}$;

- au milieu du plus grand côté l_y : $T_y = \frac{P}{2l_y + l_x}$.

$P = 14,678 \text{ T}$: poids total de la dalle et du revêtement

Après calcul, on trouve :

ELU : $T_{xu} = 0,775 \text{ T/ml}$;

$T_{yu} = 0,998 \text{ T/ml}$;

ELS : $T_{xser} = 0,574 \text{ T/ml}$;

$T_{yser} = 0,740 \text{ T/ml}$.

• Efforts tranchants sous surcharges B

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu des côtés du rectangle d'impact de dimensions u et v est :

- si $u > v$: au milieu de u : $T_x = \frac{P}{2u + v}$;

Au milieu de v : $T_y = \frac{P}{3u}$;

- si $u < v$: au milieu de u : $T_x = \frac{P}{3v}$;

Au milieu de v : $T_y = \frac{P}{2u + v}$.

P est la valeur de la surcharge B .

✓ *Efforts tranchants sous surcharge B_c*

On a $u = v = 0,55 \text{ m}$ pour le système B_c donc on a les résultats suivants :

ELU : $T_{xu} = T_{yu} = 7,879 \text{ T/ml}$;

ELS : $T_{xser} = T_{yser} = 5,891 \text{ T/ml}$.

✓ *Efforts tranchants sous surcharge B_e*

On a $u = 2,8 \text{ m} > v = 0,38 \text{ m}$ donc :

ELU : $T_{xu} = 7,247 \text{ T/ml}$;

$T_{yu} = 5,159 \text{ T/ml}$;

ELS : $T_{xser} = 5,418 \text{ T/ml}$;

$T_{yser} = 3,857 \text{ T/ml}$.

✓ *Efforts tranchants sous surcharge B_r*

On a $u = v = 0,6$ m donc :

$$\text{ELU : } T_{xu} = T_{yu} = 12,038 \text{ T/ml ;}$$

$$\text{ELS : } T_{xser} = T_{yser} = 9 \text{ T/ml.}$$

Le système B_r est le cas le plus défavorable pour le calcul des efforts tranchants. D'où, on a les valeurs des efforts tranchants sollicitant le hourdis central :

Tableau 34 : Efforts tranchants sollicitant le hourdis central

ACTIONS	COMBINAISON	EFFORTS TRANCHANTS [T/ml]	
		Suivant lx	Suivant ly
Charge permanente	ELU	0,775	0,998
	ELS	0,574	0,740
Surcharge	ELU	12,038	12,038
	ELS	9,000	9,000
Total	ELU	12,812	13,036
	ELS	9,574	9,740

II. Hourdis en console

L'étude du hourdis en console consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant au nu des poutres.

1. Calcul des moments fléchissant

a. Moments sous charges permanentes

Les efforts dus aux charges permanentes sont déterminés par mètre linéaire de largeur du hourdis.

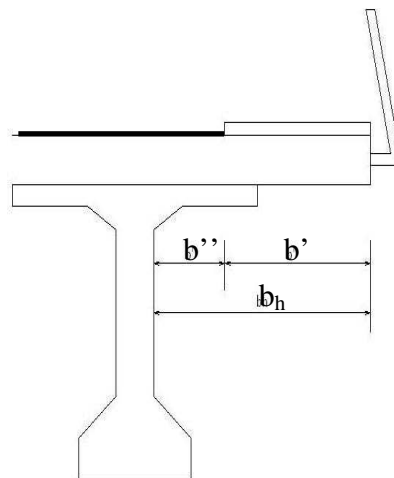


Figure 16 : Hourdis en console

Les charges permanentes à prendre en compte sont :

g_h : poids propre du hourdis et du revêtement : $(2,5 \times 0,2 \times 1) + (2,3 \times 0,05 \times 1) = 0,615 \text{ T/ml}$;

g_t : poids propre du trottoir : $2,5 \times 0,15 \times 1 = 0,375 \text{ T/ml}$;

g_p : poids du parapet : $0,06 \text{ T/ml}$.

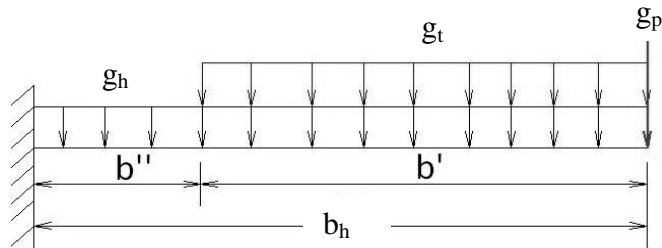


Figure 17 : Charges permanentes du hourdis en console

D'après la figure 14 ci-dessus, le moment à l'encastrement est :

$$M = g_h \frac{b_h^2}{2} + g_t b' (b'' + \frac{b'}{2}) + g_p b_h$$

Avec $b_h = 1,4 \text{ m}$, $b' = 1 \text{ m}$ et $b'' = 0,4 \text{ m}$.

Ce qui donne : ELU: $M_{gu} = 1,383 \text{ Tm}$;

ELS: $M_{gser} = 1,024 \text{ Tm}$.

6. Moments sous surcharges d'exploitation

- Pour le hourdis en console, on considère seulement l'effet du system B_c ;
- Pour le trottoir, on retient le cas défavorable entre une roue de $3T$ de surface d'impact $0,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m}$ et une charge uniforme de 450 kg/m^2 .

✓ *Moment sous surcharge B_c*

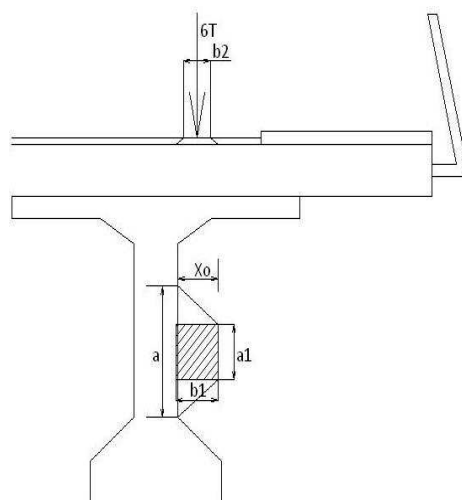


Figure 18 : Schéma de calcul du hourdis en console sous surcharge B_c

Les dimensions du rectangle d'impact au niveau de la dalle est :

- Transversalement : $b_1 = b_2 + 2e_r = 0,25 + 2 \times 0,05 = 0,35 \text{ m}$;

- Longitudinalement : $a_1 = a_2 + 2e_r = 0,25 + 2 \times 0,05 = 0,35$ m.

$a = a_1 + 2x_0 = 0,35 + 2 \times 0,35 = 1,05$ m : longueur de répartition influencée par l'application de la charge concentrée. On a, $a < 1,5$ (entraxe de deux essieux arrières du système B_c) donc le moment fléchissant est donné par :

$$M_{bc} = \frac{P_0 a_1 x_0^2}{2a} \text{ avec } P_0 = \frac{6}{0,35 \times 0,35} = 48,980 \text{ T/m}^2$$

En tenant compte du CMD et des coefficients de pondération, on aura :

$$\text{ELU : } M_{bcu} = 2,167 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{bcser} = 1,62 \text{ Tm.}$$

✓ *Moment sous surcharge de 450 kg/m² répartie sur le trottoir*

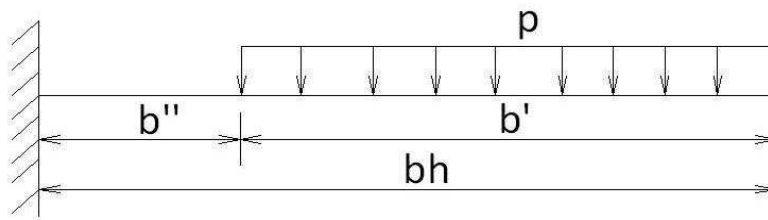


Figure 19 : Hourdis en console sous surcharge de trottoir de 450 kg/m²

D'après la figure n°16, l'expression du moment est : $M_{t1} = pb'(b'' + \frac{b'}{2})$

En tenant compte les coefficients de pondération 1,07 pour l'ELU et 1,2 pour l'ELS on trouve :

$$\text{ELU : } M_{t1u} = 0,650 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{t1ser} = 0,108 \text{ Tm.}$$

✓ *Moment fléchissant sous surcharge de 3T sur le trottoir*

$$\text{On a } M_{t2} = \frac{p}{2b_h + a_1} (b_h - a_1)$$

$$P = 3 \text{ T ; } b_h = 1,4 \text{ m } a_1 = 0,20 \text{ m ;}$$

D'où, on trouve :

$$\text{ELU : } M_{t2u} = 1,926 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{t2ser} = 1,440 \text{ Tm.}$$

2. Calcul des efforts tranchants

a. Effort tranchant sous charges permanentes

$$\text{On a } V_g = g_h b_h + g_t b' + g_p$$

D'où, on trouve :

$$\text{ELU: } V_{gu} = 1,750 \text{ T;}$$

$$\text{ELS: } V_{\text{gser}} = 1,126 \text{ T.}$$

6. Effort tranchant sous surcharges d'exploitation

✓ *Effort tranchant sous surcharge B_c*

$$\text{On a } V_{bc} = \frac{P_0 a_1 x_0}{a}$$

En tenant compte le CMD et des coefficients de pondération, on aura :

$$\text{ELU : } V_{bcu} = 12,381 \text{ T ;}$$

$$\text{ELS : } V_{bcser} = 9,257 \text{ T.}$$

✓ *Effort tranchant sous surcharge de 450 kg/m² répartie sur le trottoir*

$$\text{On a } V_{t1} = p \times b'$$

Après calcul, on trouve :

$$\text{ELU : } V_{t1u} = 0,722 \text{ T ;}$$

$$\text{ELS : } V_{t1ser} = 0,54 \text{ T.}$$

✓ *Effort tranchant sous surcharge de 3T sur le trottoir*

$$\text{On a } V_{t2} = \frac{P}{2b_1 + a_1}. \text{ Ce qui donne :}$$

$$\text{ELU : } V_{t2u} = 1,605 \text{ T ;}$$

$$\text{ELS : } V_{t2ser} = 1,2 \text{ T.}$$

D'après ces résultats, la roue isolée de 3 T est la surcharge la plus défavorable pour le trottoir.

Finalement, les sollicitations sollicitant le hourdis en console sont :

- Moments :

$$\text{ELU : } M_u = M_{gu} + M_{bcu} + M_{t2u} = 5,475 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{ser} = M_{gser} + M_{bcser} + M_{t2ser} = 4,084 \text{ Tm}$$

- Efforts tranchants :

$$\text{ELU : } V_u = V_{gu} + V_{bcu} + V_{t2u} = 15,736 \text{ T ;}$$

$$\text{ELS : } V_{ser} = V_{gser} + V_{bcser} + V_{t2ser} = 11,753 \text{ T.}$$

III. Sollicitations de calcul

On utilise les valeurs maximales obtenues de l'hourdis central et de l'hourdis en console pour le calcul des sections. Ces valeurs sont récapitulées par le tableau suivant :

Tableau 35 : Sollicitation de calcul des dalles

COMBINAISONS	MOMENTS FLECHISSANTS [Tm]			
	Dans le sens de l_x		Dans le sens de l_y	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
ELU	-2,716	5,475	-1,799	2,879
ELS	-2,242	4,084	-1,657	2,651
COMBINAISONS	EFFORTS TRANCHANTS [T]			
	Dans le sens de l_x		Dans le sens de l_y	
	Sur appuis		Sur appuis	
ELU	15,736		13,036	
ELS	11,753		9,74	

IV. Calcul des armatures

1. Armature du hourdis central

La dalle est assimilée à une poutre de section rectangulaire 0,2 m x 1 m sollicitée en flexion simple. La fissuration est jugée préjudiciable, donc l'enrobage minimum des aciers est égal à 3 cm. D'où la hauteur utile est $d = 17$ cm.

a. Acier sur appuis : sens de l_x

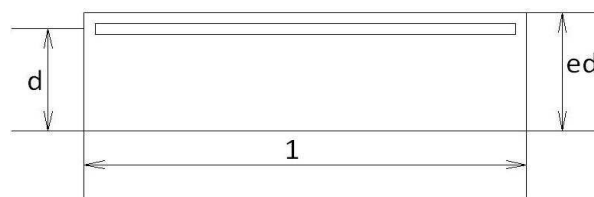


Figure 20 : Schéma de calcul des armatures sur appuis du hourdis central

✓ A l'ELU

On a : $M_u = 2,716$ Tm ; $M_{ser} = 2,242$ Tm ; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 25$ MPa ;

$$f_c = 400 \text{ MPa} ; f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} ; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,065 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,211 ;$$

$$\mu_{lu} = 0,238.$$

Donc, on a : $\mu_{bu} < \mu_{lu}$: Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,084 < 0,259 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,164 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} \text{ Avec } \sigma_s = f_{sd} = \frac{f_s}{\gamma_s} = 347,826 \text{ MPa}$$

D'où, on trouve : $A_u = 4,66 \text{ cm}^2$

✓ A l'ELS

On a $M_{ser} = 2,242 \text{ Tm}$; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$;
 $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$; $\overline{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ty}})) = 201,633 \text{ MPa}$;

$$\overline{\alpha}_1 = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} = 0,527;$$

Moment résistant du béton: $M_{rb} = \frac{1}{2}\overline{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3}\right) b_0 d^2 \overline{\sigma}_{bc} = 9,604 \text{ Tm} > M_{ser}$, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \overline{\sigma}_s} = 0,0038; z_1 = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = 0,152 \text{ m}$$

$$\text{La section d'armature est : } A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_1 \times \overline{\sigma}_s} = 7,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'armature minimale est : } A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 2,05 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max(A_u, A_{ser}, A_{min}) = 7,16 \text{ cm}^2$, Soit $A = 7,92 \text{ cm}^2 = 7\text{HA}12$ espacées de 14,27 cm.

L'armature de répartition est : $A_r = \frac{1}{3}A = 2,64 \text{ cm}^2$, soit $A_r = 3,02 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}8$.

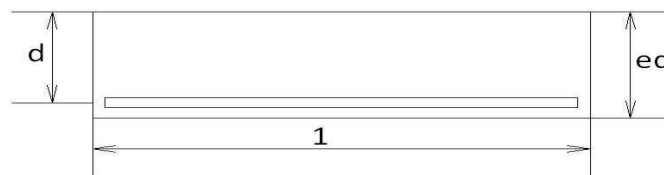
6. Acier en travée : sens de l_x 

Figure 21 : Schéma de calcul des armatures en travée du hourdis central

✓ A l'ELU

On a $M_u = 5,475 \text{ Tm}$. Le principe de calcul est le même. Après calcul nous avons comme section d'armature $A_u = 9,77 \text{ cm}^2$. Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

✓ A l'ELS

Pour $M_{ser} = 4,084 \text{ Tm}$, on trouve $A_{ser} = 13,41 \text{ cm}^2$.

Soit $A = A_{ser} = 13,41 \text{ cm}^2$. On prend $A = 13,85 \text{ cm}^2 = 9\text{HA}14$ espacées de 10,175 cm.

c. Acier sur appuis : sens de l_y

✓ A l'ELU

On a $M_u = 1,799 \text{ Tm}$ qui donne $A_u = 3,05 \text{ cm}^2$.

✓ A l'ELS

On a $M_{ser} = 1,657 \text{ Tm}$, donc $A_{ser} = 5,24 \text{ cm}^2$.

L'armature minimale est : $A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2$.

Soit $A = A_{\text{ser}} = 5,24 \text{ cm}^2$. Prenons $A = 5,50 \text{ cm}^2 = 7\text{HA}10$ espacées de 14,5 cm.

L'armature de répartition est : $A_r = 1,83 \text{ cm}^2$. Soit $A_r = 7\text{HA}6 = 1,97 \text{ cm}^2$.

d. Acier en travée : sens de l_y

✓ A l'ELU

On a $M_u = 2,879 \text{ Tm}$ qui donne $A_u = 4,95 \text{ cm}^2$.

✓ A l'ELS

On a $M_{\text{ser}} = 2,651 \text{ Tm}$ et $A_{\text{ser}} = 8,52 \text{ cm}^2$.

Soit $A = A_{\text{ser}} = 8,52 \text{ cm}^2$. On prend $A = 9,05 \text{ cm}^2 = 8\text{HA}12$ espacées de 12,05 cm.

Tableau 36 : Armature du hourdis central

	SENS DE l_x				SENS DE l_y			
	A [cm ²]	Espacement [cm]	A_r [cm ²]	Espacement [cm]	A [cm ²]	Espacement [cm]	A_r [cm ²]	Espacement [cm]
Aux appuis	7HA12	14,27	6HA8	17,84	7HA10	14,5	7HA6	14,97
En travée	9HA14	10,175			8HA12	12,05		

e. Disposition constructive

- Les armatures les plus proches de la face tendue sont celles parallèles au petit côté de la dalle ;

- Diamètre minimal des armatures : $\phi \leq 0,1e_d = 2 \text{ cm}$. D'après le Tableau n°36 ci-dessus, cette condition est vérifiée ;

- Espacement maximal :

Comme la fissuration est jugée préjudiciable et $e_d \leq 40 \text{ cm}$ donc les conditions suivantes devront être vérifiées :

$$S_{tx} \text{ et } S_{ty} \leq \min [2 \times e_d ; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm et } \phi \geq 6 \text{ mm (sens } l_x)$$

D'après le tableau n°36 de la page 87, ces deux conditions sont aussi vérifiées.

- Arrêt des barres :

La longueur l_c des chapeaux sur les petits et grands côtés peut être déterminée de façon suivante :

$$l_c = \max [l_s ; 0,25l_x]$$

Avec $l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_s}{\tau_{su}}$ est la longueur de scellement droit (longueur nécessaire pour assurer l'ancrage

total d'une barre) ;

$$\tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{ij} : \text{Contrainte limite d'adhérence ;}$$

$\psi_s = 1,5$ pour les aciers HA, $f_{ij} = 2,1$ MPa, $f_e = 400$ MPa et $\phi = 1,2$ cm.

Le calcul nous donne : $l_s = 42,32$ cm. C'est-à-dire $l_c = 0,25l_x = 70$ cm.

- Ancrage courbe : On utilisera le crochet à 45° dont la longueur du retour droit est égale à 6ϕ . ϕ est le diamètre de la barre considérée.

2. Armatures du hourdis consol

On a $M_u = 5,475$ Tm qui donne $A_u = 9,77$ cm² et $M_{ser} = 4,084$ Tm qui donne $A_{ser} = 13,41$ cm².

On prend $A = 13,85$ cm² = 9HA14 espacés de 10,175 cm et l'armature $A_r = 6$ HA10 = 4,71 cm².

v. Vérification de la contrainte tangentielle

Les armatures d'âme ne sont pas nécessaires si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{ctk}}{\gamma_b}$$

On a $V_u = 15,736$ T/ml qui donne $\tau_u = 92,56$ T/m² < $\bar{\tau}_u = 116,67$ T/m².

Donc les armatures d'âmes ne sont pas nécessaires.

vi. Vérification du poinçonnement de la dalle

La condition de non poinçonnement de la dalle sous une charge concentrée est :

$$Q_u \leq 0,045 \times u_c \times e_d \times \frac{f_{ctk}}{\gamma_b}$$

$Q_u = 1,5 \times 1,07 \times \delta \times P$: surcharge de calcul à l'ELU ;

u_c : périmètre du rectangle d'impact au niveau du plan moyen de la dalle ;

e_d : épaisseur de la dalle.

✓ Surcharge B_c

Côtés de la rectangle d'impact : $u = v = 0,55$ m donc $u_c = 2,2$ m ;

$$Q_u = 1,5 \times 1,07 \times 1,35 \times 6 = 13,00 \text{ T} < 0,045 \times 2,2 \times 0,2 \times \frac{2600}{1,5} = 33 \text{ T}$$

La condition de non poinçonnement est vérifiée.

✓ Surcharge B_e

On a $u = 2,8$ m ; $v = 0,38$ m donc $u_c = 6,36$ m.

$$Q_u = 1,5 \times 1,07 \times 1,35 \times 20 = 43,34 \text{ T} < 0,045 \times 6,36 \times 0,2 \times \frac{2600}{1,5} = 95,4 \text{ T}$$

La condition de non poinçonnement est vérifiée.

✓ Surcharge B_r

On a $u = v = 0,6$ m donc $u_c = 2,4$ m.

$$Q_u = 1,5 \times 1,07 \times 1,35 \times 10 = 21,67 \text{ T} < 0,045 \times 2,4 \times 0,2 \times \frac{2500}{1,5} = 36 \text{ T}$$

La condition de non poinçonnement est aussi vérifiée.

En conclusion, le phénomène de poinçonnement n'est pas à craindre pour la dalle. Elle résiste bien au poinçonnement.

B. PREDALLE

La dalle est coulée en place sur des prédalles préfabriquées, non participantes et non engagées dans la table des poutres (Voir figure 19 de la page 90). Suivant le sens longitudinal du pont, choisissons une longueur de 2,5 m pour le pré dalle. Sa largeur, c'est-à-dire sa dimension dans le sens transversal du pont, est déterminée en fonction de la distance entre les deux tables de deux poutres voisines. On choisit une largeur de 1,8 m et la largeur de calcul (distance entre nu des tables de compression) est égale à 1,6 m. On prend une épaisseur de 0,08 m.

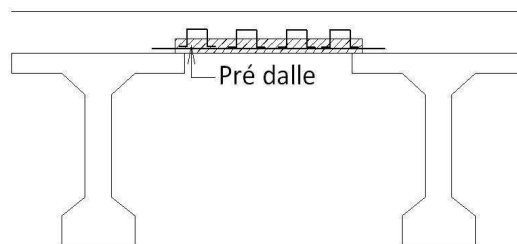


Figure 22 : Prédalle

I. Calcul des sollicitations

Comme les prédalles sont non participantes, Les actions à prendre en compte sont son poids propre et le poids du hourdis central. Ces poids sont calculés par mètre linéaire dans le sens de l_y . On a :

$$\text{Poids propre du pré dalle : } 2,5 \times 0,08 \times 1,6 = 0,32 \text{ T/ml ;}$$

$$\text{Poids du béton frais : } 2,5 \times 0,12 \times 1,6 = 0,48 \text{ T/ml.}$$

$$\text{D'où } g = 0,8 \text{ T/ml}$$

1. Calcul du moment fléchissant

Le pré dalle est assimilé à une poutre de section $1 \times 0,08 \text{ m}^2$, de longueur 1,6 m, appuyée sur deux appuis simple des tables de compressions des poutres principales. Donc le moment fléchissant maximal est : $M_{\text{E}} = \frac{gl^2}{8}$

$$\text{ELU : } M_{\text{gu}} = 0,346 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{gser}} = 0,256 \text{ Tm ;}$$

2. Calcul des efforts tranchants

On a $V_{\text{g}} = \frac{q l}{2}$

ELU : $V_{\text{gu}} = 0,864 \text{ T}$;

ELS : $V_{\text{gser}} = 0,64 \text{ T}$.

3. Calcul des armatures

ELU : $M_u = 0,346 \text{ Tm}$ qui donne $A_u = 2,06 \text{ cm}^2$;

ELS : $M_{\text{ser}} = 0,256 \text{ Tm}$ qui donne $A_{\text{ser}} = 2,81 \text{ cm}^2$.

Soit $A = A_{\text{ser}} = 2,81 \text{ cm}^2$. On prend $A = 3,02 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}8$.

Or d'après la disposition de la prédalle, elle doit contenir les armatures du hourdis central. La section d'armature $A = 6\text{HA}8$ est inférieure à la section d'armature dans le hourdis central.

Finalement, les armatures dans la prédalle sont ceux du hourdis central. C'est à dire et on a:

- Sens de l_x : $A = 9\text{HA}14$;

- Sens de l_y : $A = 8\text{HA}12$.

C. CALCUL DES ENTRETOISES

Les entretoises sont des poutres qui relient les poutres principales. Les entretoises ont pour but de solidariser les poutres entre elles c'est-à-dire qu'elles assurent la répartition transversale des charges vers les poutres principales pour que ces dernières puissent résister aux efforts de torsion sous les charges excentrées. Elle assure aussi le contreventement des poutres.

I. Entretoises d'abouts

1. Dimensions

On retient les dimensions obtenues dans l'étude des variantes. On a :

- Longueur : 2,7 m ;

- Epaisseur : 0,3 m ;

- Hauteur : 1,6 m ;

- Entraxe : 8,524 m.

2. Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes

Les charges permanentes à prendre en compte sont le poids propre de l'entretoise et le poids de la dalle triangulairement répartie sur l'entretoise (voir Figure 20 ci dessous).

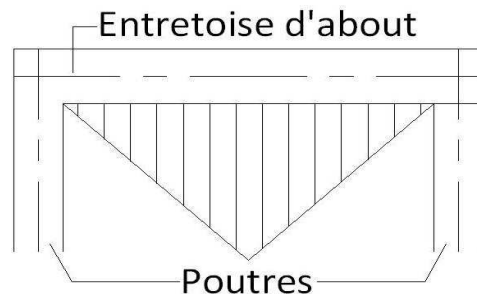


Figure 23 : Répartition du poids de la dalle sur l'entretoise d'about

On a :

- Poids propre de l'entretoise : $0,3 \times 1,6 \times 1 \times 2,5 = 1,2 \text{ T/ml}$;

- La charge triangulaire est équivalente à une charge uniformément répartie donnée par l'expression suivante :

$$P = p \frac{l}{3} \text{ Où } p \text{ est le poids par m}^2 \text{ de la dalle et du revêtement.}$$

$$\text{D'où, on a : } p = (0,2 \times 2,5) + (0,05 \times 2,3) = 0,615 \text{ T/m}^2.$$

Donc la charge totale permanente est $g = 1,754 \text{ T/ml}$.

a. Moments fléchissants

L'entretoise est considérée comme une poutre encastree à ses deux extrémités et on a le schéma de calcul suivant :

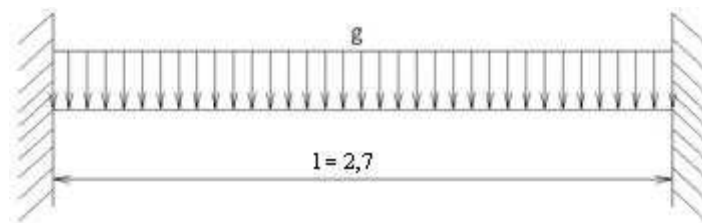


Figure 24 : Schéma de calcul des entretoises sous les actions permanentes

Le moment dans une section (S) d'abscisse x est : $M(x) = \frac{g}{12} (6lx - 6x^2 - l^2)$.

$$\text{Au centre de la travée on a : } M\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{gl^2}{24}$$

$$\text{ELU : } M_u = 0,719 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ser}} = 0,533 \text{ Tm.}$$

$$\text{Aux appuis on a : } M(0) = M(l) = -\frac{gl^2}{12}$$

$$\text{ELU : } M_u = -1,438 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ser}} = -1,066 \text{ Tm.}$$

6. Efforts tranchants

L'effort tranchant dans une section (S) d'abscisse x est $T(x) = \frac{q(1-2x)}{2}$.

A mi travée : $T\left(\frac{1}{2}\right) = 0$ T ;

Aux appuis : $T(0) = T(1) = \frac{q l}{2}$

ELU : $M_u = 3,197$ T ;

ELS : $M_{ser} = 2,368$ T.

3. Calcul des sollicitations dues aux charges d'exploitation

a. Coefficient de majoration dynamique

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

Avec $L = 2,7$ m, $P = g \times 2,7 = 4,736$ T et $S = 20$ T

Après calcul, on trouve $\delta = 1,57$

6. Moments fléchissants

Comme la dalle, seul le système B sera pris en compte. Pour le cas du système B_c, seule une roue de 6 T pourra se déplacer sur toute la longueur de l'entretoise.

Pour déterminer la position la plus défavorable de la charge mobile, on va tracer les lignes d'influences des réactions des appuis et des éléments de réduction dans une section (S) d'abscisse x. Ces lignes d'influences sont tracées sous une charge mobile d'intensité égale à l'unité.

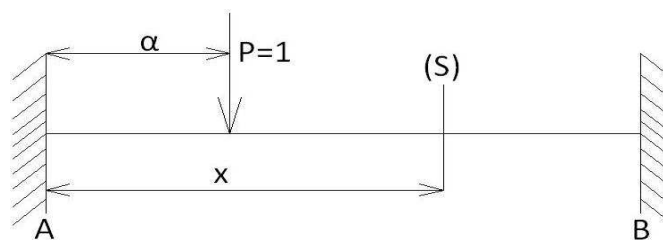


Figure 25 : Schéma de calcul des fonctions d'influence pour l'entretoise

Les calculs de RDM donne les fonctions d'influence suivant :

- Moment M_A : $M_A = -P \frac{\alpha(l-\alpha)^2}{l^2}$;

- Moment M_B : $M_B = -P \frac{\alpha^2(l-\alpha)}{l^2}$;

- Moment en travée :

$$\text{Si } \alpha \leq x : M(x, \alpha) = -P \frac{\alpha(l - \alpha)^2}{l^2} + P \frac{(l - \alpha)^2(l + 2\alpha)}{l^3} x - P(x - \alpha) ;$$

$$\text{Si } \alpha \geq x : M(x, \alpha) = P \frac{(l - \alpha)^2[(l + 2\alpha)x - \alpha]}{l^3}$$

Pour $P = 1$, on a les lignes d'influences suivantes :

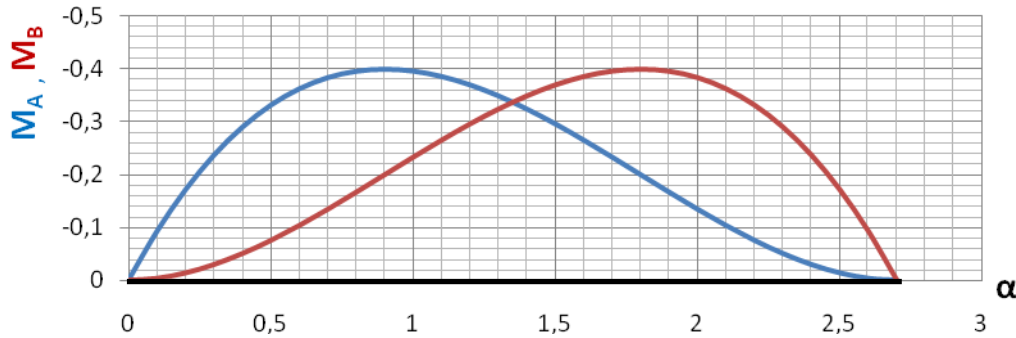


Figure 26 : Ligne d'influence des moments M_A et M_B

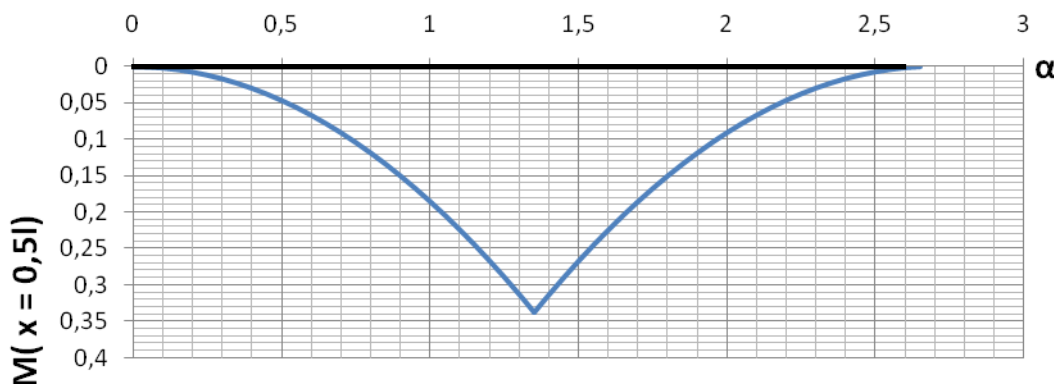


Figure 27 : Ligne d'influence du moment à mi-travée

✓ Système B_c

- Aux appuis :

D'après la LI du moment M_A , M_A est maximal quand la charge P se trouve à l'abscisse $x = 0,9$ m qui correspond à l'ordonnée $y = -0,4$. C'est-à-dire que l'autre roue du système B_c se trouve à l'abscisse $x = 2,9$ m (en dehors de l'entretoise). Par suite on a :

$$\text{ELU : } M_{AU} = M_{BU} = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 1,5 \times 6 \times (-0,4) = -5,652 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{Aser} = M_{Bser} = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 6 \times (-0,4) = -3,768 \text{ Tm.}$$

- A mi-travée :

$$M(x = 1,35) \text{ est maximal si } \alpha = \frac{l}{2} = 1,35 \text{ qui correspond à } y = 0,3375. \text{ D'où on a :}$$

$$\text{ELU : } M_{1,35u} = 4,769 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{1,35\text{ser}} = 3,179 \text{ Tm.}$$

✓ *Système B_e*

- Aux appuis :

$$\text{ELU : } M_{AU} = M_{BU} = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 1,5 \times 20 \times (-0,4) = -18,84 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{A\text{ser}} = M_{B\text{ser}} = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 20 \times (-0,4) = -12,56 \text{ Tm.}$$

- A mi-travée :

$$\text{ELU : } M_{1,35u} = 15,896 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{1,35\text{ser}} = 10,597 \text{ Tm.}$$

✓ *Système B_r*

- Aux appuis :

$$\text{ELU : } M_{AU} = M_{BU} = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 1,5 \times 10 \times (-0,4) = -9,42 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{A\text{ser}} = M_{B\text{ser}} = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 10 \times (-0,4) = -6,28 \text{ Tm.}$$

- A mi travée :

$$\text{ELU : } M_{1,35U} = 7,948 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{1,35\text{ser}} = 5,299 \text{ Tm.}$$

c. *Efforts tranchants*

Les fonctions d'influence des efforts tranchants sont :

$$- \alpha \leq x : V(x, \alpha) = -P \frac{l^2 - (1-\alpha)^2(1+2\alpha)}{l^3}.$$

$$- \alpha \geq x : V(x, \alpha) = P \frac{(1-\alpha)^2(1+2\alpha)}{l^3} ;$$

D'où, on trouve les lignes d'influences suivantes :

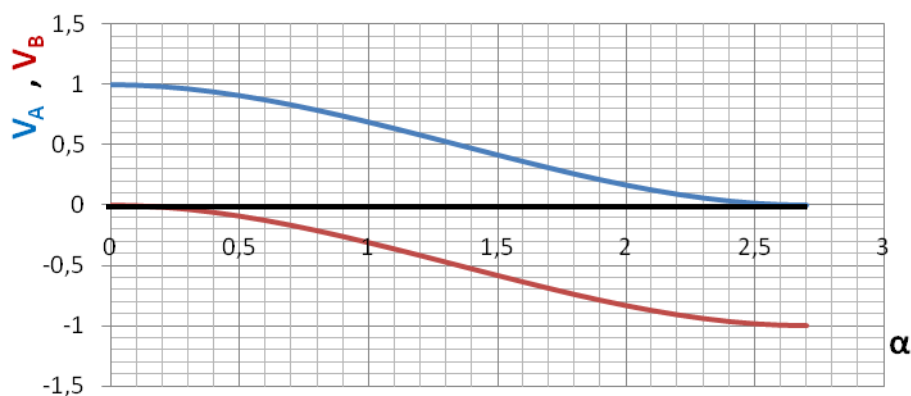


Figure 28 : Ligne d'influence des efforts tranchants aux encastremets

✓ *Système B_c*

D'après la LI de R_A, R_A est maximale si la charge P se trouve à l'abscisse égale à 0 m, c'est-à-dire que l'autre roue se trouve à x = 2 m. Ces abscisses correspondent respectivement aux ordonnées suivantes : y₁ = 1 et y₂ = 0,167 m. D'où les réactions aux appuis sont :

$$\text{ELU : } R_A = R_B = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 1,5 \times 6 \times (1 + 0,167) = 16,490 \text{ T ;}$$

$$\text{ELS : } R_A = R_B = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 6 \times (1 + 0,167) = 10,993 \text{ T.}$$

Au milieu de travée, l'effort tranchant est nul.

✓ *Système B_e*

$$\text{ELU : } R_A = R_B = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 1,5 \times 20 \times 1 = 47,1 \text{ T ;}$$

$$\text{ELS : } R_A = R_B = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 20 \times 1 = 31,4 \text{ T.}$$

Au milieu de travée, l'effort tranchant est nul.

✓ *Système B_r*

$$\text{ELU : } R_A = R_B = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 1,5 \times 10 \times 1 = 23,55 \text{ T ;}$$

$$\text{ELS : } R_A = R_B = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,57 \times 10 \times 1 = 15,7 \text{ T.}$$

Au milieu de travée, l'effort tranchant est nul.

4. Sollicitations de calcul des entretoises d'about

On ne retient que les sollicitations les plus défavorables. Ces sollicitations sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 37 : Sollicitations de calcul des entretoises d'about

ACTIONS	ETATS LIMITES	MOMENTS FLECHISSANTS [Tm]	
		Aux appuis	En travée
Charge permanente	ELU	-1,438	0,719
	ELS	-1,066	0,533
Surcharge	ELU	-18,84	15,896
	ELS	-12,56	10,597
TOTAL	ELU	-20,278	16,615
	ELS	-13,626	11,13
ACTIONS	ETATS LIMITES	EFFORTS TRANCHANTS [T]	
		Aux appuis	En travée
Charge permanente	ELU	3,197	0
	ELS	2,368	0
Surcharge	ELU	47,1	0
	ELS	31,4	0
TOTAL	ELU	50,297	0
	ELS	33,768	0

5. Calcul des armatures

a. Armature longitudinale

✓ En travée

- A l'ELU:

On a: $M_u = 16,615 \text{ Tm}$; $M_{\text{ser}} = 11,13 \text{ Tm}$; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $d = 0,9h = 1,44 \text{ m}$; $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,018$;
 $\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1,49$; $\mu_{lu} = 0,331$.

Donc $\mu_{bu} < \mu_{lu}$: On n'a pas besoin d'armature comprimée

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,023 < 0,259 ; z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,427 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ MPa}$$

D'où, on trouve : $A_u = 3,28 \text{ cm}^2$

- A l'ELS :

On a $M_{\text{ser}} = 11,13 \text{ Tm}$; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$;

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ty}})\right) = 201,633 \text{ MPa} ;$$

$$\overline{\alpha_1} = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = 0,527 ;$$

Moment résistant du béton: $M_{rb} = \frac{1}{2}\overline{\alpha_1} \left(1 - \frac{\overline{\alpha_1}}{3}\right) b_0 d^2 \overline{\sigma_{bc}} = 206,729 \text{ Tm} > M_{\text{ser}}$, les

armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_s = \frac{M_{\text{ser}}}{b_0 d^2 \overline{\sigma_s}} = 0,00087 ; z_1 = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = 1,334 \text{ m}$$

La section d'armature est : $A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{z_1 \times \overline{\sigma_s}} = 4,06 \text{ cm}^2$

$$\text{Armature minimale : } A_{\text{min}} = \max\left[\frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right] = 5,23 \text{ cm}^2$$

Par suite on va prendre $A = A_{\text{min}} = 5,23 \text{ cm}^2$. Soit $A = 2\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 5,34 \text{ cm}^2$.

✓ Aux appuis

- A l'ELU :

On a $M_u = 20,278 \text{ Tm}$ qui donne $A_u = 4,02 \text{ cm}^2$;

- A l'ELS :

On a $M_{\text{ser}} = 13,626 \text{ Tm}$ qui donne $A_{\text{ser}} = 4,98 \text{ cm}^2$

Par suite on va prendre $A = A_{\min} = 5,23 \text{ cm}^2$. Soit $A = 2\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 5,34 \text{ cm}^2$.

b. Vérification de la contrainte tangentielle dans le béton

On a $V_u = 50,297 \text{ T}$.

La contrainte agissant τ_u doit être inférieure à la contrainte limite $\overline{\tau_u}$.

On a : $\overline{\tau_u} = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$ et $\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 1,142 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée, donc l'armature d'âme droite est suffisante.

c. Calcul des armatures d'âme

- Le diamètre maximal des armatures d'âme est :

$$\phi_t \leq \min \left[\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right] = \min [1,4 ; 4,57 ; 3]$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

- L'espacement s_t est donné par : $s_t \leq \frac{0,9 A_t f_e}{b \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = 20,58 \text{ cm}$

- Pourcentage minimal d'armatures :

$$\frac{A_t}{b s_t} f_e \geq 0,4 \text{ MPa} \text{ C'est-à-dire que } s_t \leq \frac{A_t}{b \times 0,4} f_e = 33,67 \text{ cm}$$

Donc la condition de pourcentage minimal est vérifiée.

- L'espacement maximal est:

$$s_t \leq \min [0,9 d ; 40 \text{ cm}] = \min [129,6 ; 40] = 40 \text{ cm} : \text{la condition est vérifiée.}$$

$s_t = 20,58 \text{ cm}$ est l'écartement initial théorique des armatures d'âme.

L'écartement initial réel est choisi dans la série de Caquot. La série de Caquot la plus proche de 20,58 et qui vérifie les conditions ci-dessus est de 20 cm.

Finalement, l'écartement de départ est $s_{t0} = S_t / 2 = 20/2 = 10 \text{ cm}$.

- Répartition des armatures d'âme :

La répartition se fait suivant la méthode de Caquot. Après calcul on retient la répartition sur la demi-travée suivante : $(1 \times 10) + (6 \times 20)$.

d. Armatures de peau

Comme la hauteur de l'entretoise est supérieure à 80 cm, donc pour éviter une masse de béton non armée et pour minimiser le retrait, il faut prévoir des armatures de peau.

Pour une fissuration préjudiciable, la section minimale de ces armatures est : $A_p = 3 \text{ cm}^2$ par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction des armatures de peau.

On prend : $A_p = 6HA10 = 4,74 \text{ cm}^2$.

e. Armature de montage

On prend la valeur : $A_m = 2HA10 = 1,58 \text{ cm}^2$.

II. Entretoises Intermédiaires

1. Dimensions

On retient les dimensions obtenues dans l'étude des variantes. On a :

- Longueur : 2,8 m ;
- Epaisseur : 0,3 m ;
- Hauteur : 1,55 m ;
- Entraxe : 8,524 m.

2. Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes

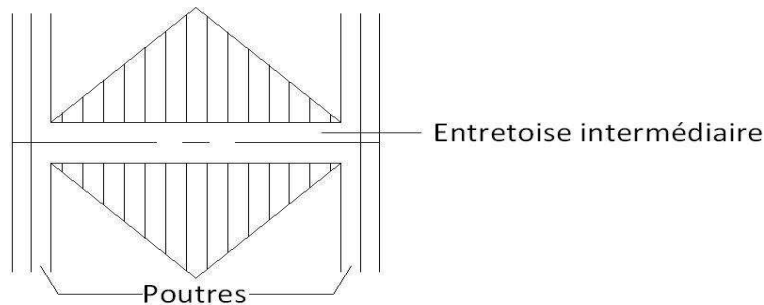


Figure 29 : Répartition du poids de la dalle sur l'entretoise intermédiaire

On a :

- Poids propre de l'entretoise : $0,3 \times 1,55 \times 1 \times 2,5 = 1,163 \text{ T/ml}$;
- La charge triangulaire est équivalente à une charge uniformément répartie

donnée par l'expression suivante :

$$P = 2 \times p \frac{l_e}{3} \quad \text{Où } p \text{ est le poids par m}^2 \text{ de la dalle et du revêtement.}$$

D'où, on a : $p = (0,2 \times 2,5) + (0,05 \times 2,3) = 0,615 \text{ T/m}^2$.

Donc la charge totale permanente est $g = 2,311 \text{ T/ml}$.

a. Moments fléchissants

Au centre de la travée on a : $M\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{g l^2}{24}$

$$\text{ELU : } M_u = 1,019 \text{ Tm}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ser}} = 0,755 \text{ Tm.}$$

Aux appuis on a : $M(0) = M(l) = -\frac{g l^2}{12}$

$$\text{ELU : } M_u = -2,038 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ser}} = -1,51 \text{ Tm.}$$

6. Efforts tranchants

A mi travée, on a : $T\left(\frac{l}{2}\right) = 0 \text{ T};$

Aux appuis, on trouve : $T(0) = T(l) = \frac{q l}{2}$

$$\text{ELU : } M_u = 4,367 \text{ T ;}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ser}} = 3,235 \text{ T.}$$

3. Calcul des sollicitations dues aux charges d'exploitation

a. Coefficient de majoration dynamique

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

Avec $L = 2,7 \text{ m}$, $P = g \times 2,8 = 6,471 \text{ T}$ et $S = 20 \text{ T}$

Après calcul on trouve $\delta = 1,52$

b. Moments fléchissants

✓ Système B_c

- Aux appuis :

D'après la LI du moment M_A , M_A est maximal quand la charge P se trouve à l'abscisse $x = 0,95 \text{ m}$ qui correspond à l'ordonnée $y = -0,42$, c'est-à-dire que l'autre roue du système B_c se trouve à l'abscisse $x = 2,95 \text{ m}$ (en dehors de l'entretoise). Par suite on a :

$$\text{ELU : } M_{AU} = M_{BU} = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 1,5 \times 6 \times (-0,42) = -5,746 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{A\text{ser}} = M_{B\text{ser}} = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 6 \times (-0,42) = -3,830 \text{ Tm.}$$

- A mi-travée, on a :

$M(x = 1,4)$ est maximal si $\alpha = \frac{1}{2} = 1,4$ qui correspond à $y = 0,35$. D'où on a :

$$\text{ELU : } M_{1,4u} = 4,788 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{1,4\text{ser}} = 3,192 \text{ Tm.}$$

✓ Système B_e

- Aux appuis, on a :

$$\text{ELU : } M_{AU} = M_{BU} = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 1,5 \times 20 \times (-0,42) = -19,152 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{A\text{ser}} = M_{B\text{ser}} = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 20 \times (-0,42) = -12,768 \text{ Tm.}$$

- A mi-travée, on a :

$$\text{ELU : } M_{1,4u} = 15,96 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{1,4\text{ser}} = 10,64 \text{ Tm.}$$

✓ *Système B_r*

- Aux appuis, on a :

$$\text{ELU : } M_{AU} = M_{BU} = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 1,5 \times 10 \times (-0,42) = -9,576 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{Aser} = M_{Bser} = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 10 \times (-0,42) = -6,384 \text{ Tm.}$$

- A mi travée, on a :

$$\text{ELU : } M_{1,4U} = 7,98 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_{1,4ser} = 5,32 \text{ Tm.}$$

c. Efforts tranchants✓ *Système B_c*

D'après la LI de R_A, R_A est maximale si la charge P se trouve à l'abscisse égale à 0 m, c'est-à-dire que l'autre roue se trouve à x = 2 m. Ces abscisses correspondent respectivement aux ordonnées suivantes : y₁ = 1 et y₂ = 0,198 m. D'où la réaction aux appuis est :

$$\text{ELU : } R_A = R_B = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 1,5 \times 6 \times (1 + 0,198) = 16,389 \text{ T ;}$$

$$\text{ELS : } R_A = R_B = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 6 \times (1 + 0,198) = 10,926 \text{ T.}$$

Au milieu de travée, l'effort tranchant est nul.

✓ *Système B_e*

On a :

$$\text{ELU : } R_A = R_B = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 1,5 \times 20 \times 1 = 45,6 \text{ T ;}$$

$$\text{ELS : } R_A = R_B = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 20 \times 1 = 30,4 \text{ T.}$$

Au milieu de travée, l'effort tranchant est nul.

✓ *Système B_r*

On a :

$$\text{ELU : } R_A = R_B = \delta \times 1,5 \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 1,5 \times 10 \times 1 = 22,8 \text{ T ;}$$

$$\text{ELS : } R_A = R_B = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,52 \times 10 \times 1 = 15,2 \text{ T.}$$

Au milieu de travée, l'effort tranchant est nul.

4. Sollicitations de calcul des entretoises intermédiaires

On ne retient que les sollicitations les plus défavorables. Ces sollicitations sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 38 : Sollicitations de calcul des entretoises intermédiaires

ACTIONS	ETATS LIMITES	MOMENTS FLECHISSANTS [Tm]	
		Aux appuis	En travée
Charge permanente	ELU	-2,038	1,019
	ELS	-1,51	0,755
Surcharge	ELU	-19,152	15,96
	ELS	-12,768	10,64
TOTAL	ELU	-21,19	16,979
	ELS	-14,278	11,395
ACTIONS	ETATS LIMITES	EFFORTS TRANCHANTS [T]	
		Aux appuis	En travée
Charge permanente	ELU	4,367	0
	ELS	3,235	0
Surcharge	ELU	45,6	0
	ELS	30,4	0
TOTAL	ELU	49,967	0
	ELS	33,635	0

5. Calcul des armatures

a. Armatures longitudinales

✓ En travée

- A l'ELU :

On a: $M_u = 16,979 \text{ Tm}$ qui donne $A_u = 3,47 \text{ cm}^2$

- A l'ELS :

On a $M_{ser} = 11,395 \text{ Tm}$ qui correspond à $A_{ser} = 4,29 \text{ cm}^2$.

- Armature minimale :

$$A_{min} = \max \left[\frac{bh}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = 5,05 \text{ cm}^2$$

Par suite, on va prendre $A = A_{min} = 5,05 \text{ cm}^2$. Soit $A = 2\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 5,34 \text{ cm}^2$.

✓ Aux appuis

- A l'ELU :

On a $M_u = 21,19 \text{ Tm}$ qui donne $A_u = 4,34 \text{ cm}^2$;

- A l'ELS :

On a $M_{ser} = 14,278 \text{ Tm}$ qui donne $A_{ser} = 5,40 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 5,05 \text{ cm}^2$ donc on va prendre $A = A_{ser} = 5,40 \text{ cm}^2$. Soit $A = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$.

b. Vérification de la contrainte tangentielle dans le béton

On a $V_u = 49,967 \text{ T}$.

La contrainte agissant τ_u doit être inférieure à la contrainte limite $\overline{\tau_u}$.

$$\text{On a : } \overline{\tau_u} = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa} \text{ et } \tau_u = \frac{V_u}{b d} = 1,194 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc les armatures d'âme droites sont suffisantes.

c. Calcul des armatures d'âme

- Le diamètre maximal des armatures d'âme est :

$$\phi_t \leq \min \left[\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right] = \min [1,4 ; 4,43 ; 3]$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

- L'espacement s_t est donné par :

$$s_t \leq \frac{0,9 A_t f_e}{b \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = 18,69 \text{ cm}$$

- Pourcentage minimal d'armatures :

$$\frac{A_t}{b s_t} f_e \geq 0,4 \text{ MPa C'est-à-dire que } s_t \leq \frac{A_t}{b \times 0,4} f_e = 33,67 \text{ cm}$$

Donc la condition de pourcentage minimal est vérifiée.

- L'espacement maximal est:

$$s_t \leq \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = \min [125,55 ; 40] = 40 \text{ cm} : \text{La condition est vérifiée.}$$

$s_t = 18,69 \text{ cm}$ est l'écartement initial théorique des armatures d'âme.

L'écartement initial réel est choisi dans la série de Caquot. La série de Caquot la plus proche de 18,69 et qui vérifie les conditions ci-dessus est de 16 cm.

Finalement, l'écartement de départ est $s_{t0} = S_t/2 = 16/2 = 8 \text{ cm}$.

- Répartition des armatures d'âme :

La répartition se fait suivant la méthode de Caquot. Après calcul on retient la répartition sur la demi-travée suivante : $(1 \times 8) + (8 \times 16)$

d. Armature de peau et de montage

On garde les sections trouvées dans l'entretoise d'about (Voir page 98).

Tableau 39 : Armatures des entretoises

	ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRANSVERSALES		ARMATURE DE PEAU	ARMATURE DE MONTAGE
	Aux appuis	En travée	Section	Répartition		
Entretoise d'about	2HA12 + 2HA14	2HA12 + 2HA14	2HA8	10 + (6 × 20)	6HA10	2HA10
Entretoise intermédiaire	5HA12	2HA12 + 2HA14	2HA8	8 + (8 × 16)		2HA10

e. Disposition constructive

- Enrobage des armatures transversales : $c_t = 3\text{cm}$;
- Les barres d'acier sont disposées en paquet vertical (jamais horizontal) si nécessaire ;
- Distance entre barres :

Verticalement : On a $e_v \geq \max [\phi ; c_g]$

Avec:

e_v : distance libre verticale entre deux barres isolées ou deux paquets ou une barre isolée et un paquet.

c_g : plus grosse dimension du granulat utilisé dans le béton : 2 cm en général pour les gravillons de granulométrie 5/25 (Béton normal).

D'où $e_v \geq \max [1,4 ; 2] = 2\text{ cm}$

Horizontalement :

La distance entre deux barres ou deux files verticales doit être telle que le bétonnage soit réalisé correctement entre elles. (Ménager le passage des aiguilles de vibration du béton).

On a : $e_h \geq \begin{cases} 8\text{ cm si } \phi < 25\text{ mm} \\ 10\text{ cm si } \phi \geq 25\text{ mm} \end{cases}$. Donc on prend $e_h \geq 8\text{ cm}$.

Avec e_h est la distance libre horizontale entre deux barres isolées ou deux paquets ou une barre isolée et un paquet ;

- Encrage des barres :

Pour les barres longitudinales, on utilise le crochet à 45° avec retour droit égal à $6\phi = 6 \times 1,4 \approx 9\text{ cm}$;

Pour les étriers et épingles, on utilise le crochet normal avec retour droit de longueur $5\phi = 5 \times 0,8 = 4\text{ cm}$;

Pour les cadres, on utilise le crochet à 45° avec retour droit de longueur $10\phi = 8\text{ cm}$.

D. ETUDE DE LA POUTRE PRINCIPALE

I. Dimensions des poutres

Les trois poutres principales isostatiques appuyées sur deux appuis simples à ses deux extrémités ont les caractéristiques suivantes :

- Longueur exacte des poutres : $L_1 = 45$ m ;
- Porté libre : $L_0 = 41,45$ m ;
- Longueur de travée de calcul : $L = 44,12$ m ;
- Section : voir figure n°27 ci dessous.

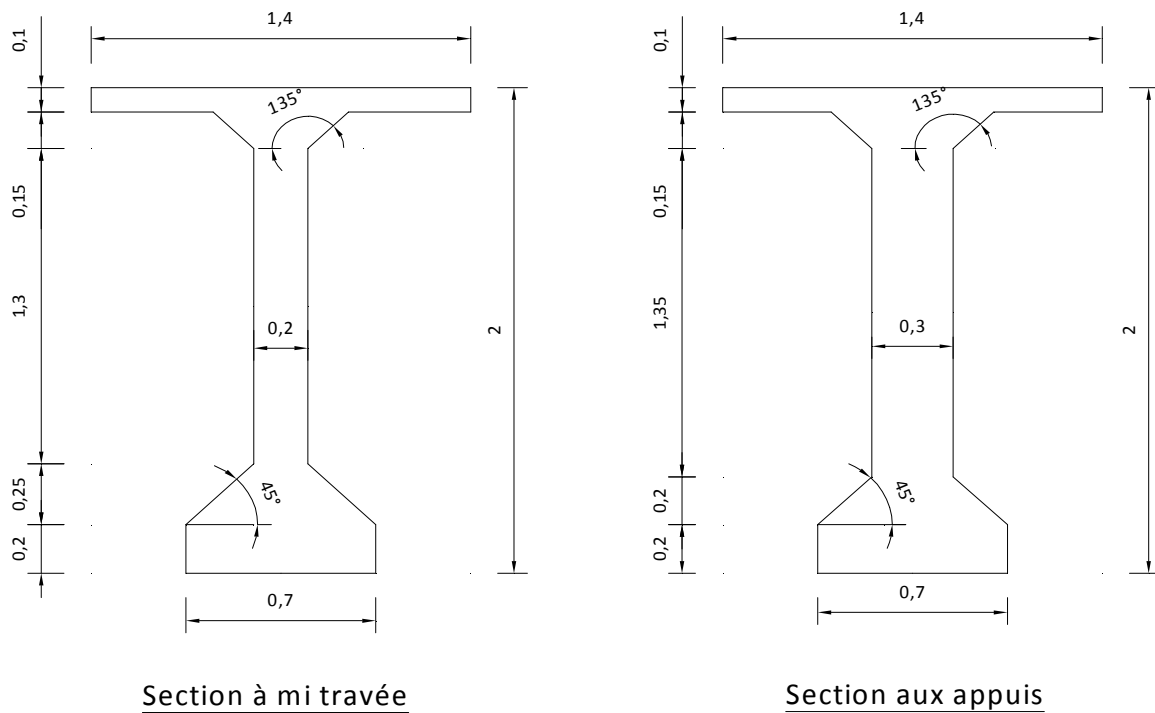


Figure 30 : Section des poutres en BP préfabriquées

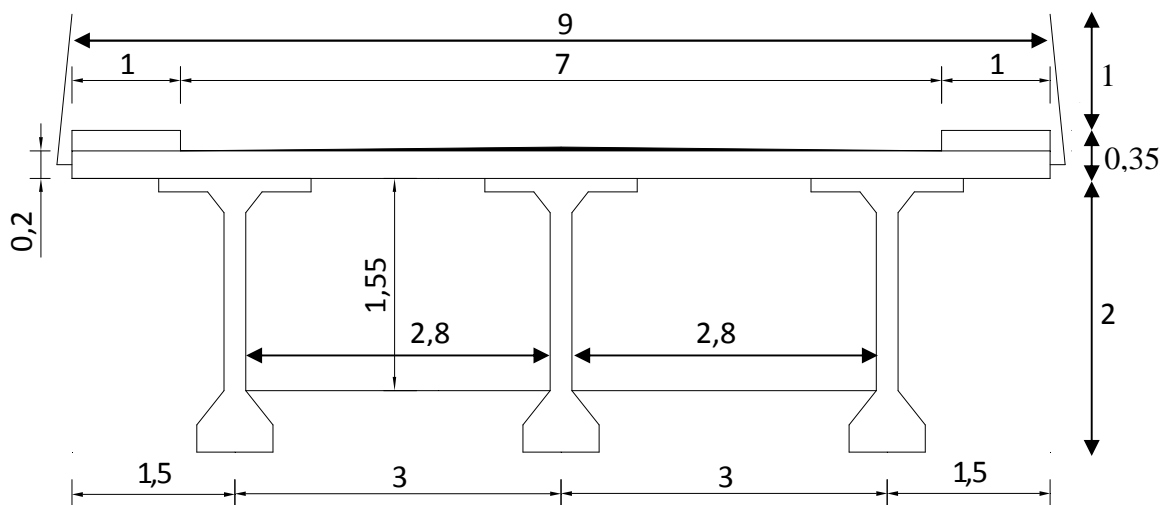


Figure 31 : Coupe transversale à mi-travée du pont en BP

II. Calcul des actions

1. Phase de mise en tension

Seules les charges permanentes dues aux poutres, hourdis et aux entretoises sont à considérer :

- Poids propre de la poutre : $0,77 \times 2,5 \times 3 = 5,775 \text{ T/ml}$;

- Poids propre de la dalle : $0,2 \times 9 \times 2,5 = 4,5 \text{ T/ml}$;

- Poids propre des entretoises :

En travée : $1,55 \times 0,3 \times 2,8 \times 2,5 \times 2 \times 4 = 26,04 \text{ T}$;

Aux appuis : $1,6 \times 0,3 \times 2,7 \times 2,5 \times 2 \times 2 = 12,96 \text{ T}$.

La somme donne 39 T. On ramène cette charge concentrée à une charge uniformément répartie et on a $\frac{39}{44,12} = 0,884 \text{ T/ml}$.

Donc la charge totale pour la phase de mise en tension est : $g_{1\text{Total}} = 11,159 \text{ T/ml}$.

2. Phase d'exploitation

Les charges à prendre en compte sont le poids propre de la superstructure et les surcharges d'exploitation.

a. Charges permanentes

- Charges uniformément réparties :

Poids du revêtement : $0,05 \times 7 \times 2,3 = 0,805 \text{ T/ml}$;

Poids propre du parapet : $0,06 \times 2 = 0,12 \text{ T/ml}$;

Poids propre du trottoir : $0,15 \times 1 \times 2,5 \times 2 = 0,75 \text{ T/ml}$;

Poids propre de la dalle : $0,2 \times 9 \times 2,5 = 4,5 \text{ T/ml}$;

Poids propre de la poutre : $0,77 \times 2,5 \times 3 = 5,775 \text{ T/ml}$.

En total, on a : 11,95 T/ml.

- Charges concentrées :

Poids propre des entretoises : Les calculs précédents donnent 0,884 T/ml.

D'où la charge permanente totale en phase d'exploitation est : $g_{2\text{Total}} = 12,834 \text{ T/ml}$.

b. Surcharges d'exploitation

Les surcharges à considérer pour la justification des poutres sont :

- La surcharge A(l) :

$$A(l) = 350 + \frac{320 \times 10^6}{L^3 + 60L^2 + 225000} = 1,098 \text{ T/m}^2 \text{ Avec } L = 44,12 \text{ m.}$$

- Surcharge du trottoir A(t) :

Pour le calcul de la poutre principale, on appliquera sur le trottoir une surcharge uniforme de 0,15 T/m² de façon à produire l'effet maximal, c'est-à-dire, on a : A(t) = 0,15 T/m².

- Surcharge du système B_c : qui est la plus prépondérante du système B (Cf. fascicule 61, Titre II, Article 5).

Cette surcharge est frappée d'un coefficient de majoration dynamique égal à :

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

Avec : L = 44,12 m : longueur de calcul de la poutre principale ;

P = g_{Total} × L = 566,236 T : Poids total de l'ouvrage dans la travée de longueur L ;

S = 120 T : Surcharge maximale du système B.

Le calcul donne δ = 1,07.

III. Coefficient de répartition transversale ou CRT

Pour tenir compte la répartition transversale des charges, on doit calculer le coefficient de répartition transversal d'une surcharge donnée.

Calculons la valeur de $\frac{b}{L}$:

Avec : b = 6,2 m : largeur entre les parements extrêmes des poutres de rive ;

L = 44,12 m : longueur de travée de calcul.

Après calcul, on a : $\frac{b}{L} = 0,141$.

Comme $\frac{b}{L} \leq 0,5$ et que les poutres principales sont rassemblées par des diaphragmes,

donc on peut utiliser la méthode de la compression excentrée pour le calcul du CRT.

1. Calcul du CRT par la méthode de la compression excentrée

a. Hypothèse de la méthode

La section transversale de la superstructure ne se déforme pas, c'est-à-dire qu'elle est de haute rigidité.

Conséquence de cette hypothèse :

Comme les poutres ont même moment d'inertie, donc toutes charges réparties de façon symétrique par rapport à l'axe longitudinal du pont se divisent entre les poutres principales en partie égale (Comme le cas des charges permanentes)

6. Principe de la méthode

Cette méthode utilise les lignes d'influence de la réaction R_i de la poutre i (La charge élémentaire égale à l'unité se déplace transversalement et les poutres principales sont considérées comme des appuis).

La valeur de CRT pour une charge (placée dans une position la plus défavorable suivant la coupe transversale du tablier, c'est-à-dire sur les ordonnées maximales des LI) donnée est :

- $\eta = 0,5 \sum y_k$: pour une charge concentrée ;
- $\eta = \Omega$: pour une charge uniformément répartie.

Avec : y_k : ordonnée de la LI de la réaction R_i sous la charge concentrée ;

Ω : aire algébrique d'une partie de la LI de la réaction R_i située sous une charge répartie.

c. Traçage de la LI de R_i

La présente méthode donne directement les ordonnées de la LI (qui est une droite) au droit des appuis (poutres) de rive.

Ces ordonnées sont données par les expressions suivantes :

- Poutre de rive :

$$y_1 = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2} = 0,833 \text{ et } y'_1 = \frac{1}{n} - \frac{a_1^2}{2 \sum a_i^2} = -0,167 ;$$

Avec : $n = 3$: nombre de poutres principales ;

$a_1 = 6$ m : Distance entraxe de deux poutres de rive ;

$a_i = 6$ m : distance entraxe de la poutre (appui) étudiée et une poutre symétrique à celle-ci par rapport à l'axe longitudinal du pont.

- Poutre intermédiaire :

$$y_i = \frac{1}{n} + \frac{a_i a_1}{2 \sum a_i^2} = 0,333 \text{ et } y'_i = \frac{1}{n} - \frac{a_i a_1}{2 \sum a_i^2} = 0,333$$

Avec : $a_1 = 6$ m, $a_i = 0$ et $n = 3$.

D'où, on a les allures des LI et cas de charges suivantes :

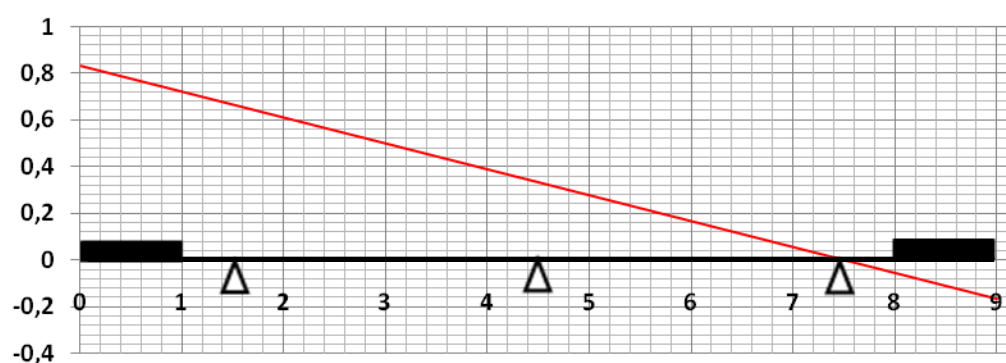
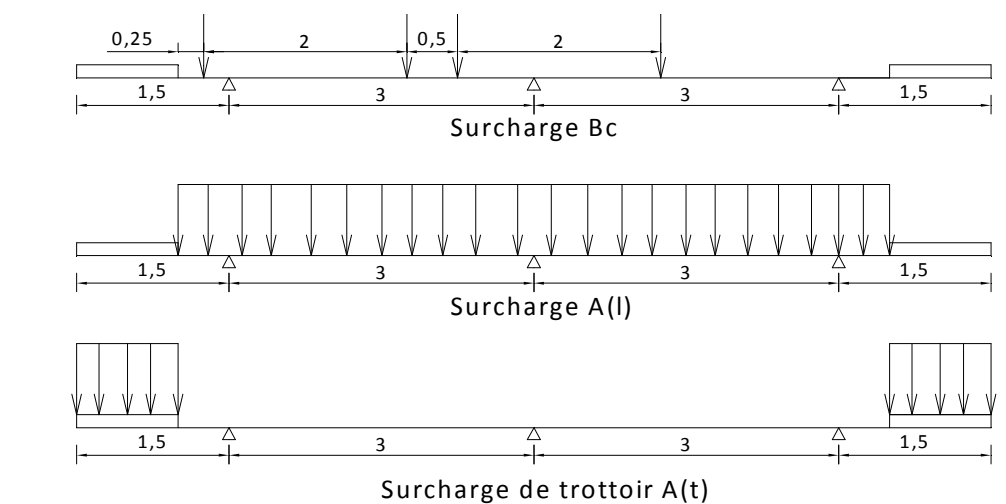


Figure 32 : LI de la réaction de la poutre de rive

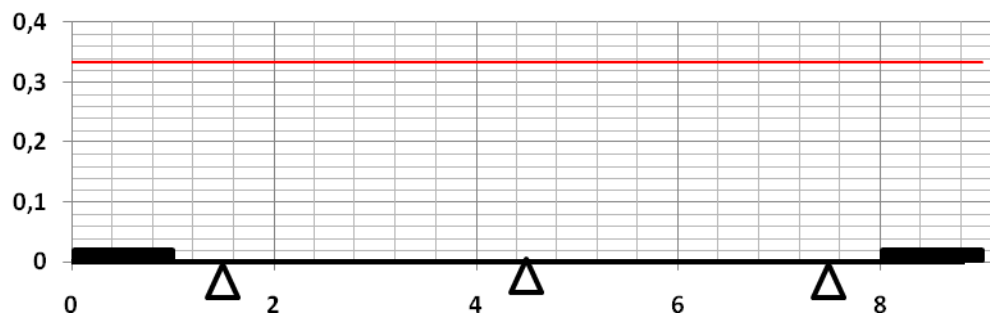


Figure 33 : LI de la réaction de la poutre intermédiaire

Après calcul, les CRT sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 40 : Valeurs des CRT

POUTRE	SURCHARGE	TYPE DE SURCHARGE	CRT : η
Extérieures	A(l)	Répartie et symétrique par rapport à l'axe longitudinal du pont	0,33333
	B _c	Concentrée	0,997
	A(t)	Répartie	0,999
Intermédiaire	A(l)	Répartie et symétrique par rapport à l'axe longitudinal du pont	0,33333
	B _c	Concentrée	0,666
	A(t)	Répartie	0,666

Remarque :

D'après les allures des LI des réactions :

- Deux trottoirs chargés est le cas défavorable pour la poutre centrale ;
- Une trottoir chargé est le cas défavorable pour les poutres de rive.

iv. Calcul des sollicitations

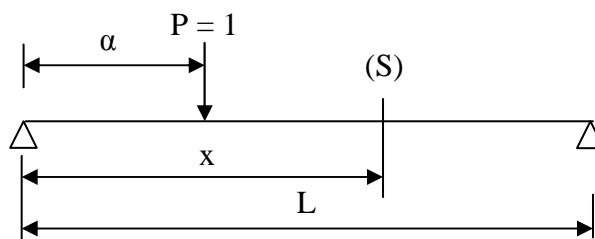
Les sollicitations sont calculées suivant la méthode des LI.

1. LI des efforts

D'abord il est à noter que les poutres principales isostatiques sollicitées en flexion simple s'appuient sur deux appuis simples à ses extrémités.

Donc les LI du moment fléchissant et effort tranchant dans une section (S) d'abscisse x fixée sous l'action d'une charge $P = 1$ d'abscisse α variable sont les suivantes :

- Si $\alpha \leq x$:

**Figure 34 : Schéma de calcul des fonctions d'influence de la poutre ($\alpha \leq x$)**

Les fonctions d'influences ont pour expressions :

$$\begin{cases} V(\alpha, x) = -\frac{\alpha}{L} \\ M(\alpha, x) = \alpha(1 - \frac{x}{L}) \end{cases}$$

- Si $\alpha \geq x$:

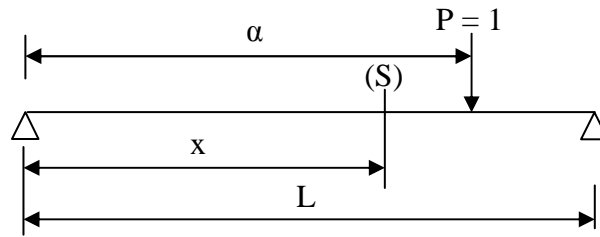


Figure 35 : Schéma de calcul des fonctions d'influence de la poutre ($\alpha \geq x$)

Les fonctions d'influences ont pour expressions :

$$\begin{cases} V(\alpha, x) = 1 - \frac{\alpha}{L} \\ M(\alpha, x) = x(1 - \frac{\alpha}{L}) \end{cases}$$

Les LI sont montrées par les figures suivantes :

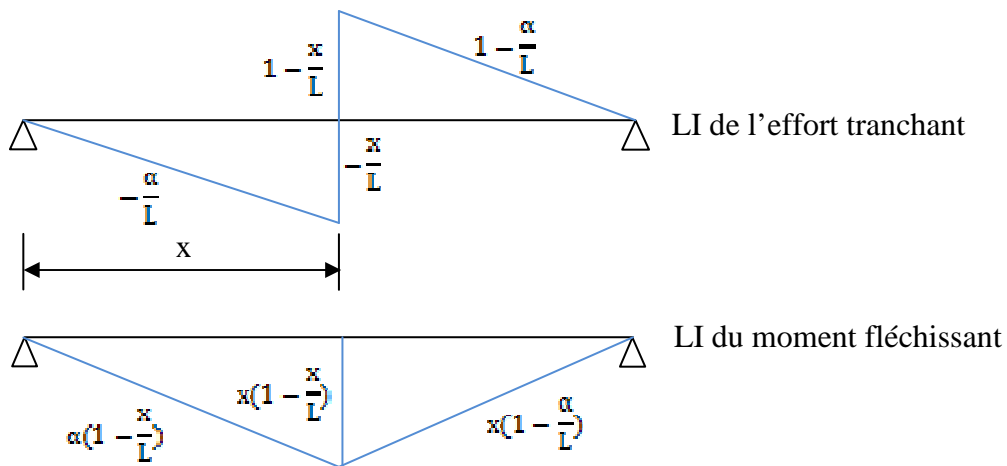


Figure 36 : LI des efforts

Les valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant à une section (s) d'abscisse x sous une charge donnée sont :

- Si on a une charge P concentrée d'abscisse α :

$M_x = P \times y$ Avec y : ordonnée correspondant à α de la LI du moment;

$V_x = P \times y$ Avec y : ordonnée correspondant à α de la LI de l'effort tranchant;

- Si on a plusieurs charges P_i concentrées d'abscisse α_i :

$M_x = \sum P_i \times y_i$ Avec y_i : ordonnée correspondant à α_i de la LI du moment ;

$V_x = \sum P_i \times y_i$ Avec y_i : ordonnée correspondant à α_i de la LI de l'effort tranchant ;

- Si on a une charge uniformément répartie q :

$M_x = q \times \Omega$ Avec Ω : aire de la LI du moment sous la charge répartie ;

$V_x = q \times \Omega$ Avec Ω : aire de la LI de l'effort tranchant sous la charge répartie.

2. Sollicitations dues aux charges permanentes

Comme les charges permanentes sont des charges réparties sur toute la longueur de la poutre donc on utilise les aires des LI.

Pour un projet de pont en BP, les calculs se font en vérifiant 8 à 10 sections de la poutre suivant la coupe longitudinale. Soit 4 à 5 sections en considérant la demi-travée de la poutre. Par conséquent, On détermine les sollicitations aux différentes abscisses 0 ; 0,1L ; 0,2L ; 0,3L ; 0,4L et 0,5L. L est la longueur de travée de calcul égale à 44,12 m.

Les calculs (sur Excel) donnent les résultats dans les tableaux suivants :

Tableau 41 : Aires et ordonnées des LI des moments fléchissant

ABSCISSE DE LA SECTION [m]		y (pour $\alpha = x$) [m]	Ω [m ²]
0	0	0	0
0,1L	4,412	3,970800	87,595848
0,2L	8,824	7,059200	155,725952
0,3L	13,236	9,265200	204,390312
0,4L	17,648	10,588800	233,588928
0,5L	22,06	11,030	243,321800

Tableau 42 : Aires et ordonnées des LI des efforts tranchants

ABSCISSE DE LA SECTION [m]		$y_n (\alpha = x)$ [m]	Ω_n [m ²]	$y_p (\alpha = x)$ [m]	Ω_p [m ²]
0	0	0	0	1	22,06
0,1L	4,412	-0,1	-0,2206	0,9	17,8686
0,2L	8,824	-0,2	-0,8824	0,8	14,1184
0,3L	13,236	-0,3	-1,9854	0,7	10,8094
0,4L	17,648	-0,4	-3,5296	0,6	7,9416
0,5L	22,06	-0,5	-5,515	0,5	5,515

Ω_n : Aire de la partie négative des LI ;

Ω_p : Aire de la partie positive des LI ;

D'après l'hypothèse de la méthode de calcul des CRT, les charges permanentes se répartissent en parties égales sur les trois poutres principales.

Donc la charge totale permanente supportée par une poutre est :

- Phase de mise en tension :

$$g_1 = \frac{S_{\text{Total}}}{n} = \frac{11,159}{3} = 3,72 \text{ T/ml ;}$$

- Phase d'exploitation :

$$g_2 = \frac{S_{zTotal}}{n} = \frac{12,834}{3} = 4,278 \text{ T/ml.}$$

Par suite, en utilisant les formules donnant les sollicitations en fonction des LI, on a les moments fléchissants et efforts tranchants dans les sections étudiées. Les résultats sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau 43 : Moment fléchissant dus aux charges permanentes

ABSCISSE DE LA SECTION [m]		MOMENTS FLECHISSANT [Tm]	
		PHASES	
		MISE EN TENSION	EXPLOITATION
0	0	0	0
0,1L	4,412	325,8565546	374,7350377
0,2L	8,824	579,3005414	666,1956227
0,3L	13,236	760,3319606	874,3817547
0,4L	17,648	868,9508122	999,293434
0,5L	22,06	905,157096	1040,93066

Tableau 44 : Efforts tranchants dus aux charges permanentes

ABSCISSE DE LA SECTION [m]		EFFORTS TRANCHANTS [T]			
		MISE EN TENSION		EXPLOITATION	
		V _n	V _p	V _n	V _p
0	0	0	82,0632	0	94,37268
0,1L	4,412	-0,820632	66,471192	-0,9437268	76,4418708
0,2L	8,824	-3,282528	52,520448	-3,7749072	60,3985152
0,3L	13,236	-7,385688	40,210968	-8,4935412	46,2426132
0,4L	17,648	-13,130112	29,542752	-15,0996288	33,9741648
0,5L	22,06	-20,5158	20,5158	-23,59317	23,59317

3. Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation

a. Moments fléchissants

✓ Dû à la surcharge de chaussée A(l)

$$\text{On a : } M_{A(l)} = \frac{l_r}{n} \times \eta_{A(l)} \times \Omega \times A(l)$$

A(l) = 1,098 T/m² : surcharge de la chaussée ;

l_r = 7 m : Largeur roulable ;

n = 3 : nombre de poutre principale ;

η_{A(l)} : CRT ;

Ω : Aire de la LI du moment fléchissant.

✓ Dû à la surcharge B_c

$$M_{B_c} = \frac{1}{n} \times \eta_{B_c} \times \beta_0 \times \delta \times \sum P_i y_i$$

$\delta = 1,07$: CMD ;

y_i : Ordonnée de la LI du moment fléchissant ;

β_0 : Coefficient dépendant du nombre de voies de circulation

Tableau 45 : Valeur du coefficient β_0

NOMBRE DE VOIES	1	2	3	≥ 4
β_0	1	0,9	0,8	0,7

Source : Fascicule 61

Les camions du système B_c sont positionnés dans le sens longitudinal de façon à produire l'effet maximal. Le nombre de camion dans ce sens est limité à deux.

✓ Dû à la surcharge du trottoir $A(t)$

$$M_{A(t)} = \frac{l_t}{n} \times \eta_{A(t)} \times \Omega \times A(t)$$

On a :

$l_t = 1$ m : Largeur du trottoir ;

Contrairement à la poutre centrale, un seul trottoir chargé est le cas défavorable pour les poutres extrêmes.

$A(t) = 0,15 \times 2$ T/m² : Pour le calcul de la poutre centrale ;

$A(t) = 0,15$ T/m² : Pour le calcul des poutres extrêmes.

Tableau 46 : moments fléchissants de la poutre centrale dus aux surcharges d'exploitation

ABSCISSE DE LA SECTION	Ω [m ²]	$\sum P_i y_i$	$M_{A(l)}$ [Tm]	M_{B_c} [Tm]	$M_{A(t)}$ [Tm]
0	0	0	0	0	0
0,1L	87,596	195,948	74,807	41,891	5,834
0,2L	155,726	338,952	132,990	72,463	10,371
0,3L	204,390	438,012	174,549	93,641	13,612
0,4L	233,589	484,128	199,485	103,500	15,557
0,5L	243,322	504,300	207,797	107,812	16,205

Tableau 47 : Moments fléchissants de la poutre de rive dus aux surcharges d'exploitation

ABSCISSE DE LA SECTION	Ω [m ²]	$\sum P_i y_i$	$M_{A(l)}$ [Tm]	M_{Bc} [Tm]	$M_{A(t)}$ [Tm]
0	0	0	0	0	0
0,1L	87,596	195,948	74,807	62,711	4,375
0,2L	155,726	338,952	132,990	108,477	7,779
0,3L	204,390	438,012	174,549	140,180	10,209
0,4L	233,589	484,128	199,485	154,939	11,668
0,5L	243,322	504,300	207,797	161,395	12,154

6. Efforts tranchants

✓ Dus à la surcharge de chaussée A(l)

$$V_{A(l)} = \frac{l_r}{n} \times \eta_{A(l)} \times \Omega \times A(l)$$

✓ Dus à la surcharge B_c

$$V_{Bc} = \frac{1}{n} \times \eta_{Bc} \times \beta_0 \times \delta \times \sum P_i y_i$$

✓ Dus à la surcharge de trottoir A(t)

$$V_{A(t)} = \frac{l_r}{n} \times \eta_{A(t)} \times \Omega \times A(t)$$

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 48 : Efforts tranchants de la poutre centrale dus aux surcharges d'exploitation

ABSCISSE			0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Ω_n			0	-0,221	-0,882	-1,9854	-3,53	-5,515
Ω_p			22,06	17,869	14,118	10,809	7,9416	5,515
$\Sigma p_i y_i$			50,413	44,413	38,413	32,413	26,413	20,41
EFFORTS TRANCHANTS [T]	$V_{A(l)}$	V_n	0	-0,188	-0,754	-1,6955	-3,014	-4,71
		V_p	18,839	15,26	12,057	9,2312	6,7821	4,71
	V_{Bc}		10,777	9,4948	8,2121	6,9293	5,6466	4,364
	$V_{A(t)}$	V_n	0	-0,015	-0,059	-0,1322	-0,235	-0,367
		V_p	1,4692	1,19	0,9403	0,7199	0,5289	0,367

Tableau 49 : Efforts tranchants de la poutre de rive dus aux surcharges d'exploitation

ABSCISSE			0	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
Ω_n			0	-0,221	-0,882	-1,9854	-3,53	-5,515
Ω_p			22,06	17,869	14,118	10,809	7,9416	5,515
Σp_{iyi}			50,413	44,413	38,413	32,413	26,413	20,41
EFFORTS TRANCHANTS [T]	$V_{A(l)}$	V_n	0	-0,188	-0,754	-1,6955	-3,014	-4,71
		V_p	18,839	15,26	12,057	9,2312	6,7821	4,71
	V_{Bc}		16,134	14,214	12,293	10,373	8,453	6,533
	$V_{A(t)}$	V_n	0	-0,011	-0,044	-0,0992	-0,176	-0,275
		V_p	1,1019	0,8925	0,7052	0,5399	0,3967	0,275

v. Combinaison d'action

Pour déterminer les sollicitations totales dans les poutres principales, on utilise les combinaisons d'actions suivantes :

- A la phase de mise en tension, on a :

$$M_{ELU} = 1,35 \times M_{g1} ;$$

$$M_{ELS} = M_{g1} ;$$

$$V_{ELU} = 1,35 \times V_{g1} ;$$

$$V_{ELS} = V_{g1}.$$

- A la phase d'exploitation, on a :

$$M_{ELU} = 1,35 \times M_{g2} + 1,5 \times 1,07 \times [\max (M_{A(l)} ; M_{Bc}) + M_{A(t)}] ;$$

$$M_{ELS} = M_{g2} + 1,2 \times [\max (M_{A(l)} ; M_{Bc}) + M_{A(t)}] ;$$

$$V_{ELU} = 1,35 \times V_{g2} + 1,5 \times 1,07 \times [\max (V_{A(l)} ; V_{Bc}) + V_{A(t)}] ;$$

$$V_{ELS} = V_{g2} + 1,2 \times [\max (V_{A(l)} ; V_{Bc}) + V_{A(t)}].$$

Les résultats des calculs sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau 50 : Sollicitations des poutres en phase de mise en tension

ABSCISSE	MOMENTS FLECHISSANTS [Tm]		EFFORTS TRANCHANTS [T]			
	ELU	ELS	ELU		ELS	
			V _n	V _p	V _n	V _p
0	0	0	0	110,785	0	82,063
0,1L	439,906	325,857	-1,108	89,736	-0,821	66,471
0,2L	782,056	579,301	-4,431	70,903	-3,283	52,520
0,3L	1026,448	760,332	-9,971	54,285	-7,386	40,211
0,4L	1173,084	868,951	-17,726	39,883	-13,130	29,543
0,5L	1221,962	905,157	-27,696	27,696	-20,516	20,516

Tableau 51 : Sollicitations de la poutre centrale en phase d'exploitation

ABSCISSE	MOMENTS FLECHISSANTS [Tm]		EFFORTS TRANCHANTS [T]			
	ELU	ELS	ELU		ELS	
			V _n	V _p	V _n	V _p
0	0	0	0	159,998	0	118,743
0,1L	635,321	471,504	-1,600	129,599	-1,187	96,182
0,2L	1129,459	838,229	-6,400	102,399	-4,750	75,995
0,3L	1482,415	1100,176	-14,400	78,399	-10,687	58,184
0,4L	1694,188	1257,344	-25,600	57,599	-18,999	42,747
0,5L	1764,780	1309,733	-40,000	40,000	-29,686	29,686

Tableau 52 : Sollicitations de la poutre de rive en phase d'exploitation

ABSCISSE	MOMENTS FLECHISSANTS [Tm]		EFFORTS TRANCHANTS [T]			
	ELU	ELS	ELU		ELS	
			V _n	V _p	V _n	V _p
0	0	0	0	159,409	0	118,302
0,1L	632,980	469,754	-1,594	129,121	-1,183	95,825
0,2L	1125,297	835,118	-6,376	102,022	-4,732	75,713
0,3L	1476,953	1096,092	-14,347	78,110	-10,647	57,968
0,4L	1687,946	1252,677	-25,505	57,387	-18,928	42,589
0,5L	1758,277	1304,872	-39,852	39,852	-29,576	29,576

VI. Vérification de la section du béton

On devra vérifier si les dimensions obtenues lors des prés dimensionnements de la poutre pourront être retenues pour le calcul de la précontrainte.

En effet, à l'ELS la section du béton doit vérifier la condition suivante :

$$\text{Max}\left(\frac{I}{V}, \frac{I}{V'}\right) \geq \frac{M_{\max} - M_{\min}}{0,6f_{c28} - f_{t28}}$$

Avec : I : Moment d'inertie de la section ;

V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;

V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure ;

$$M_{\max} = \begin{cases} 1309,733 \text{ Tm} : \text{poutre centrale} \\ 1304,872 \text{ Tm} : \text{poutre de rive} \end{cases} ;$$

$$M_{\min} = \begin{cases} 1040,931 \text{ Tm} : \text{poutre centrale} \\ 1040,931 \text{ Tm} : \text{poutre de rive} \end{cases} ;$$

On note que M_{\min} est le moment fléchissant dû aux charges permanentes en phase d'exploitation et M_{\max} le moment fléchissant total (Dû aux surcharge et charges permanentes).

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} ;$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 3 \text{ MPa}.$$

Par suite, pour pouvoir vérifier cette condition, on doit déterminer les caractéristiques géométriques de la poutre :

1. Détermination du centre de gravité de la section

On divise la section en 5 sections dont :

- Section 1 : section de la table de compression ;
- Section 2 : section du gousset supérieur ;
- Section 3 : section de la nervure ;
- Section 4 : section du gousset inférieur ;
- Section 5 : section du talon.

L'expression de Y_G sera donnée par la relation suivante :

$$Y_G = \frac{\sum s_i \times y_{Gi}}{\sum s_i}$$

Où : Y_G : position du centre de gravité de la section de la poutre par rapport à la fibre supérieure ;

Y_{Gi} : position du centre de gravité de la section i par rapport à la fibre supérieure ;

S_i : Aire de la section i.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 53 : Position du centre de gravité de la poutre

SECTIONS	SECTION MEDIANE			SECTION D'ABOUT		
	Y _{Gi} [cm]	S _i [cm ²]	S _i × Y _{Gi} [cm ³]	Y _{Gi} [cm]	S _i [cm ²]	S _i × Y _{Gi} [cm ³]
1	5	1400	7000	5	1400	7000
2	16,429	525	8625,225	16,667	675	11250,225
3	90	2600	234000	92,5	4050	374625
4	169,815	1125	191041,875	171,333	1000	171333
5	190	1400	266000	190	1400	266000
	SOMMES	7050	706667,1	SOMME	8525	830208,225
	Y_G [cm]	100,2364681		Y_G [cm]	97,38512903	

2. Détermination du moment d'inertie de la poutre par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

En utilisant le théorème d'Huygens, on pourra calculer le moment d'inertie I_G de la section toute entière en fonction du moment d'inertie I_{Gi} de la section i.

$$\text{On a: } I_G = \sum I_{Gi} + S_i d_i^2$$

Avec: d_i : Distance entre l'axe horizontal passant par G et l'axe horizontal passant par G_i.

Pour une section rectangulaire de base b et de hauteur h on a $I_{Gi} = \frac{bh^3}{12}$;

Pour une section trapézoïdale de hauteur h, de grande base B et de petite base b on a :

$$I_{Gi} = \frac{h^3(B^2 + 4Bb + b^2)}{36(B+b)}$$

D'où, on a les résultats suivants :

Tableau 54 : Moment d'inertie des poutres

SECTIONS	SECTION MEDIANE			SECTION D'ABOUT		
	I _{Gi} [cm ⁴]	d _i [cm]	I _{Gi} + S _i d _i ²	I _{Gi} [cm ⁴]	d _i [cm]	I _{Gi} + S _i d _i ²
1	11666,6667	95,236468	12709645,5	11666,66667	92,38513	11960683,6
2	9241,07143	83,807468	3696679,22	12187,5	80,71813	4410093,54
3	3661666,67	10,236468	3934108,39	6150937,5	4,885129	6247588,67
4	52565,5864	69,578532	5498884,2	31555,55556	73,94787	5499843,18
5	46666,6667	89,763532	11327155	46666,66667	92,61487	12055186,7
	I_G [cm⁴]		37166472,3	I_G [cm⁴]		40173395,7

Soient :

V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;

V' = h – V : distance du centre de gravité à la fibre inférieure ;

$C = \frac{I_G}{S V'} :$ Distance entre la limite supérieure du noyau limite et le centre de gravité du béton ;

$C' = \frac{I_G}{S V} :$ Distance entre la limite inférieure du noyau limite et le centre de gravité du béton ;

On appelle noyau limite, la région dans la quelle doit se trouver le centre de pression pour que les contraintes dans les arrêtes extrêmes de la poutre restent comprises entre $0,6f_{c28}$ et 0 (zéro).

$\rho = \frac{I_G}{S V V'} :$ Rendement géométrique de la section ; ρ devra être compris entre 0,4 et 0,52.

$i = \sqrt{\frac{I}{S}} :$ Rayon de giration.

Tableau 55 : Caractéristiques de la section des poutres

SECTIONS	Y_G [cm]	S [cm ²]	I_G [cm ⁴]	V [cm]	V' [cm]	C [cm]	C' [cm]	ρ	i [cm ²]
Médiane	100,236	7050	37166472,3	100,236	99,764	52,843	52,594	0,527	72,607
About	97,385	8525	40173395,7	97,385	102,6149	45,923	48,390	0,472	68,647

Ainsi, les paramètres nécessaires pour la vérification de la section du béton sont déterminés et on a :

Pour la section médiane :

$$\text{Max}\left(\frac{1}{V}; \frac{1}{V'}\right) = 372545,674 \text{ cm}^3 ;$$

Pour la section d'about :

$$\text{Max}\left(\frac{1}{V}; \frac{1}{V'}\right) = 412520,844 \text{ cm}^3 ;$$

Poutre centrale :

$$\frac{M_{\max} - M_{\min}}{0,6f_{c28} - f_{t28}} = 128000,952 \text{ cm}^3 ;$$

Poutre de rive :

$$\frac{M_{\max} - M_{\min}}{0,6f_{c28} - f_{t28}} = 125686,19 \text{ cm}^3 .$$

La condition $\text{Max}\left(\frac{1}{V}; \frac{1}{V'}\right) \geq \frac{M_{\max} - M_{\min}}{0,6f_{c28} - f_{t28}}$ est vérifiée pour les deux poutres. Les

dimensions données aux poutres peuvent être retenues pour la suite de l'étude.

VII. Calcul de la force de précontrainte P

On dimensionne les poutres suivant la section la plus sollicitée (c'est-à-dire où se trouve le moment maximal). Ici, c'est la section médiane qui est la plus sollicitée.

1. Section sous critique

La section est dite sous critique si le segment de passage est à l'intérieur de la zone qui permet un enrobage suffisant des câbles.

Dans ce cas, la force de précontrainte P est donnée par l'expression suivante :

$$P_1 \times (C + C') = \Delta M$$

Avec $\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$

Où $M_{\max} = 1309,733 \text{ Tm}$: Moment fléchissant qui est dû aux charges permanentes et aux surcharges ;

$M_{\min} = 1040,931 \text{ Tm}$: moment fléchissant qui est dû aux charges permanentes ;

$C = 0,5284 \text{ m}$ et $C' = 0,5259 \text{ m}$;

Donc $P_1 = 254,940 \text{ T}$.

2. Section sur critique

La section est dite sur critique si le segment de passage découpe la zone d'enrobage.

La force de précontrainte est donnée par l'expression :

$$P_2 \times (C + V' - c_p) = M_{\max}$$

$c_p = 0,05h = 0,05 \times 2 = 0,1 \text{ m}$: Enrobage des câbles

$$P_2 = \frac{1309,733}{0,5284 + 0,9976 - 0,1} = 918,423 \text{ T}$$

Pratiquement on prend $P = \max [P_1 ; P_2] = 918,423 \text{ T}$.

Or pour éviter une contrainte excessive dans le béton, la condition suivante doit être vérifiée :

$$P \leq S \overline{\sigma}_{bc} - \frac{\Delta M}{\rho h}$$

Avec $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 24 \text{ MPa}$: résistance limite à la compression du béton relative à l'ELS.

$$\text{Par suite, } P = 918,423 \text{ T} \leq S \overline{\sigma}_{bc} - \frac{\Delta M}{\rho h} = 1437,062 \text{ T}$$

La condition est vérifiée, donc on peut prendre $P = 918,423 \text{ T}$ avec une excentricité en section critique égale à : $e_p = - V' + c_p = - 0,898 \text{ m}$.

VIII. Détermination du nombre d'armature de précontrainte

1. Nombre total des câbles

Le nombre total des câbles est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{P}{\bar{P}}$$

$P = 918,423 \text{ T}$: Force de précontrainte totale ;

\bar{P} : Force de précontrainte d'un câble.

- σ_{ep}^0 : Valeur maximale de la contrainte à l'origine :

$$\sigma_{ep}^0 = \min (0,8f_{prg}; 0,9f_{peg})$$

$f_{prg} = 1812 \text{ MPa}$: contrainte de rupture garantie ;

$f_{peg} = 1590 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité garantie.

D'où $\sigma_{ep}^0 = 1431 \text{ MPa}$

- σ_{ep} : Contrainte dans un câble après chute et perte de tension totale :

$$\sigma_{ep} = \sigma_{ep}^0 - \sum \Delta\sigma_{ep}$$

Les valeurs des chutes et pertes de tension sont estimées à 25% de la valeur maximale de la contrainte à l'origine. C'est-à-dire : $\sum \Delta\sigma_{ep} = 0,25\sigma_{ep}^0 = 357,75 \text{ MPa}$.

Ce qui donne : $\sigma_{ep} = 1073,25 \text{ MPa}$.

D'où la force de précontrainte d'un câble est :

$$\bar{P} = \sigma_{ep} \times A_{cp}$$

Avec : $A_{cp} = 1130 \text{ mm}^2$: Aire d'un câble

$$\bar{P} = (1073,25 \times 100) \times 0,00113 = 121,277 \text{ T}$$

Finalement, le nombre total des câbles est :

$$n = \frac{918,423}{121,277} = 7,573$$

On prend $n = 8$ câbles.

La section totale des câbles est : $A_{cp}^T = nA_{cp} = 8 \times 1130 = 9040 \text{ mm}^2$.

Pour éviter une contrainte (traction et compression) excessive dans une section de la poutre, il est préférable de pré contraindre la poutre en deux temps, c'est-à-dire, qu'il faut pré fabriquer la poutre avec quelques câbles en attente.

- 1^{ère} temps : Mise en tension d'un certain nombre des câbles à 7 jours d'âge. Ces câbles s'appellent les câbles de la première famille. La charge à prendre en compte est le poids propre de la poutre seule ;

- 2^{ème} temps : Mise en tension sur chantier des câbles en attente après coulage des entretoises et de la dalle à 28 jours d'âge du béton. Ces câbles s'appellent les câbles de la deuxième famille.

2. Nombre de câbles de la première famille

- Contrainte de compression admissible :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c7} = 0,6 \times 26,49 = 15,894 \text{ MPa}$$

- Contrainte de traction admissible :

$$\overline{\sigma_{bt}} = -0,7f_{t7} = -0,7 \times 2,189 = -1,532 \text{ MPa}$$

- Contrainte due au poids propre de la poutre seule :

Fibre supérieure :

$$\sigma_s^s = \frac{M_g}{I} V = \frac{468,394}{0,371664723} \times 1,00236 = 1263,234 \text{ T/m}^2 = 12,632 \text{ MPa}$$

Avec $M_g = g_p \times \Omega = 1,925 \times (11,03 \times 22,06) = 468,394 \text{ Tm}$.

Fibre inférieure :

$$\sigma_s^i = -\frac{M_g}{I} V' = -\frac{468,394}{0,371664723} \times 0,9976353 = -1257,279 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = -12,573 \text{ MPa}$$

- Contraintes dues à la force de précontrainte :

Fibre supérieure :

$$\sigma_p^s = \frac{P}{S} - \frac{P \times e_p}{I} V = -9,216 \text{ MPa}$$

Fibre inférieure :

$$\sigma_p^i = \frac{P}{S} + \frac{P \times e_p}{I} V' = 35,165 \text{ MPa}$$

Le nombre des câbles de la première famille est obtenu en vérifiant la condition suivante :

$$n_1 \frac{\sigma_p^i}{n} + \sigma_s^i \leq 0,6f_{c7}$$

On a : $4,396n_1 - 12,573 \leq 15,894$

$$n_1 \leq 6,476$$

On va prendre $n_1 = 5$ câbles.

3. Nombre de câble de la deuxième famille

On a $n = n_1 + n_2 = 8$ donc $n_2 = 3$ câbles.

IX. Tracé des câbles

1. Relevage des câbles

Comme les moments aux appuis sont égaux à zéro (Poutres isostatiques), donc si on ne relève pas les câbles aux voisinage des appuis, il ya toujours des contraintes de traction dues aux forces de précontrainte dans les fibres supérieures.

En outre, grâce à l'allure courbe du câble précontraint, on réduit la part de l'effort tranchant transmise au béton et par conséquent les contraintes tangentielles.

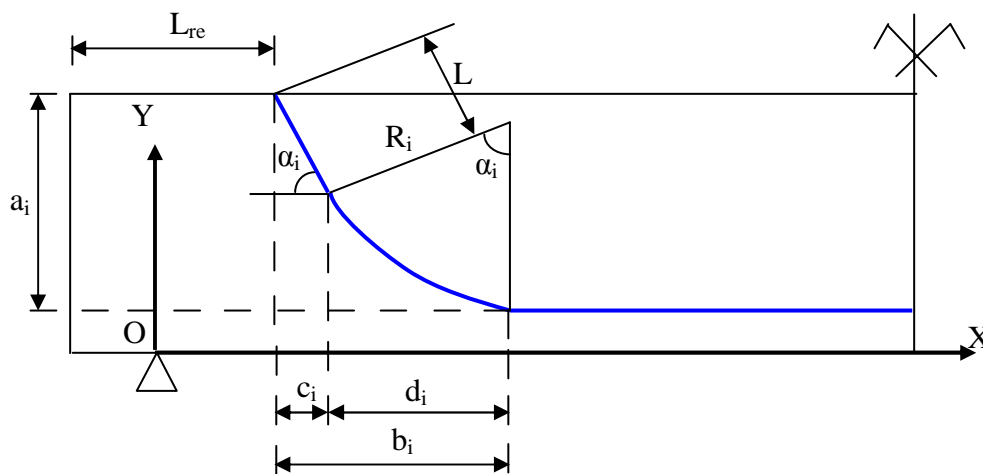


Figure 37 : Relevage d'un câble

2. Dispositions constructive

- Le nombre de câble relevés arrêtés en travée est de 30 à 40% du nombre total des câbles. Ici leur nombre est égal à 3. Ce sont les câbles de la deuxième famille ;
- L'espacement vertical entre les bouts des câbles est de 10 à 35 cm :

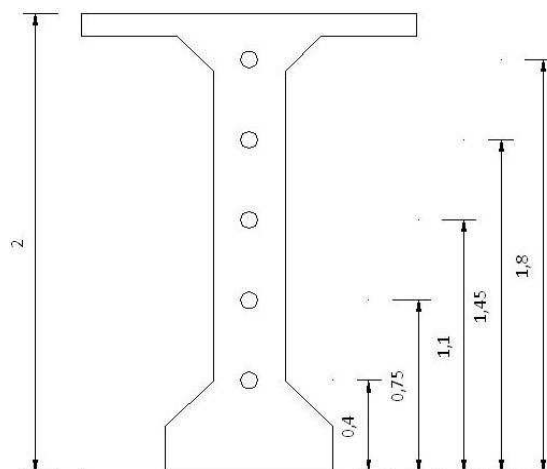


Figure 38 : Disposition des ancrages aux abouts des poutres

- Groupement des armatures de précontrainte :

Le nombre de conduit dans chaque paquet est :

$$\text{Horizontalement : } \begin{cases} 2 \text{ si } \phi \leq 5 \text{ cm} \\ 1 \text{ si } \phi > 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Verticalement : } \begin{cases} 5 \text{ si } \phi \leq 5 \text{ cm} \\ 2 \text{ si } 5 < \phi < 10 \text{ cm} \\ 1 \text{ si } \phi \geq 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec $\phi = 7,1 \text{ cm}$: Diamètre des conduits. Donc pour notre cas, le nombre de conduit dans un paquet est limité à 1 dans le sens horizontal et 2 dans le sens vertical.

- Espacement des câbles :

$$\text{Espacement vertical : } e_v \geq \max \begin{cases} \phi \text{ si } q = 1 \\ 1,2\phi \text{ si } q = 2 \\ 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Espacement horizontal : } e_h \geq \max \begin{cases} 1,5\phi \text{ si } p = 3 \\ \phi \text{ si } p \leq 2 \\ 1,5\phi \text{ si } q = 2 \end{cases}$$

Avec p : lignes de conduits ; q : colonnes de conduits et $\phi = 7,1 \text{ cm}$: diamètre d'une gaine.

Pour notre cas, $p = 2$ et $q = 1$

D'où $e_v \geq \max(\phi, 4 \text{ cm}) = 7,1 \text{ cm}$ et $e_h \geq \phi = 7,1 \text{ cm}$.

- Distance des armatures de précontrainte aux parements :

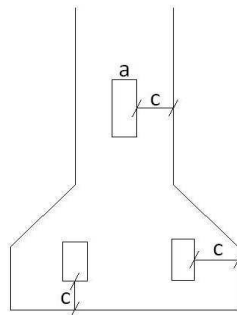


Figure 39 : Distance des armatures de précontrainte aux parements

La distance minimale c entre un conduit ou un paquet de conduits et un parement doit satisfaire aux conditions ci après :

$$c \geq \begin{cases} \frac{3a}{4} \\ \phi \\ d \end{cases}$$

Avec : a : dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduit. (Ici $a = \phi$ car $q = 1$) ;

$d = 3 \text{ cm}$: enrobage

D'où, on a : $c \geq \phi = 7,1 \text{ cm}$.

Finalement, on retient la disposition à mi-travée suivante :

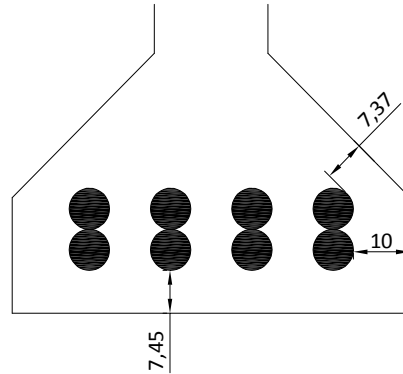


Figure 40 : Disposition des câbles à mi- travée

3. Tracé des câbles

- Les conduits comportent une partie rectiligne au voisinage des ancrages ; d'une longueur égale ou supérieure à 0,5 m. Nous prenons $L = 1 \text{ m}$;

- Le rayon de courbure R_i de la câble i est tel que :

$$R_i \geq \sup (800\phi ; 4\text{m})$$

Avec : $\phi = 13 \text{ mm}$: diamètre d'un fil constituant les câbles 12T13.

Soit $R_i \geq 10,4 \text{ m}$. On prend $R_8 = 11 \text{ m}$: rayon de courbure du 8^{ème} câble.

Le rayon de courbure des autres câbles sont donnés par la formule suivante :

$$R_{i-1} = R_i + 1,2 \text{ m}$$

- La longueur de relevage L_{rel} est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_0}{4} \leq L_{\text{rel}} \leq \frac{L_0}{3}$$

Avec : $L_0 = 41,45 \text{ m}$: portée libre des poutres.

Par suite, $10,363 \text{ m} \leq L_{\text{rel}} \leq 13,817 \text{ m}$. Soit $L_{\text{rel}} = 10,5 \text{ m}$ (Longueur de relevage du 8^{ème} câble) ;

- Pratiquement, l'angle de relevage pour les câble arrêtés en travée est $\alpha_i = 24^\circ 15'$. Soit $\alpha_i = 0,421 \text{ rad}$.

Les autres angles sont déterminés en utilisant la formule : $\cos \alpha_i = 1 - \frac{a_i}{R_i}$.

Connaissant a_i (voir figure 34 et 35), α_i et R_i on peut calculer les paramètres de traçage des câbles à l'aide des formules suivantes :

$$c_i = L \times \cos \alpha_i ;$$

$$d_i = R_i \times \sin \alpha_i ;$$

$$b_i = c_i + d_i$$

Tableau 56 : Paramètres de traçage des câbles

N° DES CABLES	a_i [m]	R_i [m]	α_i [rad]	c_i [m]	d_i [m]	b_i [m]	$\tan \alpha_i$	L_{rel} [m]
1	0,29	19,4	0,173	0,985	3,342	4,327	0,175	0
2	0,64	18,2	0,266	0,965	4,784	5,749	0,272	0
3	0,99	17	0,343	0,942	5,717	6,658	0,357	0
4	1,34	15,8	0,415	0,915	6,368	7,283	0,440	0
5	1,619	14,6	0,475	0,889	6,682	7,571	0,515	0
6	1,819	13,4	0,421	0,913	5,476	6,389	0,448	3,5
7	1,819	12,2	0,421	0,913	4,986	5,898	0,448	7
8	1,819	11	0,421	0,913	4,495	5,408	0,448	10,5

La fonction $Y = f(X)$ définie ci-dessous donne les coordonnées (X,Y) des câbles dans le repère orthonormé (O, X, Y) dont l'origine se trouve sur l'appui (voir figure 34) :

- Pour $X < L_{rel} - 0,2$: Il n'y a pas de câble ;

- Pour $L_{rel} - 0,2 \leq X < L_{rel} - 0,2 + c_i$ on a $Y = -X \tan \alpha_i + e + a_i + (L_{rel} - 0,2) \times \tan \alpha_i$;

$$e = 7,45 + (7,1/2) = 11 \text{ cm pour les câbles numéros 1, 2, 3, et 4 ;}$$

$$e = 11 + 7,1 = 18,1 \text{ cm pour les autres câbles ;}$$

- Pour $L_{rel} - 0,2 + c_i \leq X < L_{rel} - 0,2 + b_i$ on a : $Y = e + R_i \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{L_{rel} - 0,2 + b_i - X}{R_i} \right)^2} \right]$;

- Pour $L_{rel} - 0,2 + b_i \leq X$ on a : $Y = e$.

D'où les ordonnées dans le tableau suivant :

Tableau 57 : Ordonnées des câbles (en m)

CABLES N°	1	2	3	4	5	6	7	8
ABSCISSE X [m]								
0	0,365	0,696	1,029	1,362	1,697			
1	0,364	0,688	1,010	1,328	1,645			
2	0,227	0,459	0,705	0,950	1,205			
3	0,143	0,289	0,465	0,647	0,851			
3,3	0,128	0,249	0,406	0,570	0,760	2,000		
3,5	0,120	0,226	0,369	0,522	0,704	1,910		
4	0,110	0,176	0,289	0,414	0,576	1,687		
4,412	0,110	0,146	0,234	0,337	0,484	1,264		
5	0,110	0,118	0,173	0,248	0,375	1,028		
6	0,110	0,110	0,116	0,147	0,246	0,699		
6,8	0,110	0,110	0,110	0,113	0,192	0,496	2,000	
7	0,110	0,110	0,110	0,110	0,186	0,454	1,910	
8	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,288	1,122	
8,824	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,209	0,813	

Tableau 57 : Ordonnées des câbles (suite)

CABLES N°	1	2	3	4	5	6	7	8
ABSCISSE X [m]								
9	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,199	0,755	
10	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,483	
10,3	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,419	2,000
10,5	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,381	1,910
11	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,300	1,687
12	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,201	0,825
13	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,520
13,236	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,462
14	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,314
15	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,204
16	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,181
17	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,181
17,648	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,181
18	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,181
19	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,181
20	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,181
21	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,181
22	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,181
22,06	0,110	0,110	0,110	0,110	0,181	0,181	0,181	0,181

4. Tracé du câble équivalent

Le câble équivalent est un câble imaginaire passant par le centre de gravité G_c des groupes de câble dans chaque section de la poutre.

Comme la somme des moments des forces est égale au moment de la résultante des forces, on peut écrire la relation suivante dont les moments sont calculés par rapport à la fibre inférieure de la poutre :

$$\sum_{i=1}^n \sigma_{sp} A_{cpi} y_i = y_{eq} \sigma_{sp} A_{cp}^T \quad \text{Avec } A_{cp}^T = n A_{cpi}$$

$$\text{D'où } y_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n}$$

n : nombre des câbles dans la section considérée et y_{eq} : Ordonnées du câble équivalent.

Les coordonnées du câble équivalent sont données dans le tableau suivant :

Tableau 58 : Coordonnées du câble équivalent

ABSCISSES [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
ORDONNEES [m]	1,03	1,01	0,71	0,48	0,64	0,54	0,43	0,34	0,24	0,43	0,29	0,23	0,22	0,18	0,39

Tableau 58 : Coordonnées du câble équivalent (suite)

ABSCISSES [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
ORDONNEES [m]	0,35	0,23	0,19	0,18	0,16	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15

X. Calcul des pertes et chutes de tension

1. Perte de tension instantanées

On entend par pertes instantanées, les pertes de précontraintes qui se produisent :

- juste après la mise en tension des câbles et le transfert de précontrainte (injection des coulis et libération des vérins après durcissement des coulis) ;
- juste après une variation de contrainte dans le béton qui enrobe l'armature de précontrainte.

Dans le cas de la précontrainte par post tension, les pertes de tension instantanées sont :

- les pertes de tension à l'ancrage ;
- les pertes de tension par frottement ;
- les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse x de l'armature est notée $\Delta\sigma_{pi}(x)$ et la tension au point d'abscisse x , après pertes de tension instantanées est donnée par la formule :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi}(x).$$

a. Perte de tension par recul d'ancrage

Cette perte est due au tassement ou déformation de l'ancrage. C'est-à-dire perte due au glissement de l'armature par rapport à son ancrage. Sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{anc} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l_i} \times E_p$$

Avec :

$\Delta l_1 = 1 \text{ mm}$: déplacement de la rondelle située entre l'ancre et le béton ;

$\Delta l_2 = 1 \text{ mm}$: déformation propre de l'ancre ;

$E_p = 190000 \text{ MPa}$: module d'élasticité longitudinale des câbles ;

$l_i = [L + (R_i \alpha_i) + \left(\frac{L_i}{2} - (L_{res} + b_i)\right)] \times 2$: Longueur du câble considéré.

D'où, on a les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 59 : Pertes de tension par recul d'ancrage

CABLES N°	1	2	3	4	5	6	7	8
$l_i \text{ [m]}$	45,063	45,184	45,344	45,542	45,739	38,505	31,475	24,446
$\Delta\sigma_{anc} \text{ [MPa]}$	8,433	8,410	8,380	8,344	8,308	9,869	12,073	15,545

b. Perte de tension par frottement

Le frottement entre câble, gaine et béton provoque une diminution de contrainte dans un câble à une section donnée. Cette perte est évaluée par les formules suivantes :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{sp}^0 - \sigma_{po}(x) \text{ Avec } \sigma_{po}(x) = \sigma_{sp}^0 \times e^{-f\alpha - \varphi x}$$

est la tension d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, après perte par frottement.

En se référant à l'annexe 3 de la règle BPEL 91 modifié 99 et en supposant que les conditions citées dans cette annexe sont toutes remplies, nous prendrons :

$\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$: Coefficient de perte de tension par unité de longueur ;

$f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$: coefficient de frottement en courbe ;

x : distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension ;

α : angle déviation de l'axe du câble sur la distance x ;

$e = 2,718$: base des logarithmes népériens ;

$$\sigma_{sp}^o = 1431 \text{ MPa} .$$

Ainsi, on a les résultats dans les tableaux suivants :

Tableau 60 : Tensions obtenues avec un câble de précontrainte après pertes de tension dues aux frottements (en MPa)

x [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
CABLE N°															
1	1387,09	1384,32	1381,56	1378,80	1377,42	1376,04	1374,91	1373,29	1370,55	1367,81	1365,08	1362,83	1362,35	1359,63	1358,27
2	1364,10	1361,38	1358,66	1355,94	1354,59	1353,23	1352,12	1350,53	1347,83	1345,14	1342,45	1340,24	1339,77	1337,09	1335,76
3	1345,33	1342,64	1339,96	1337,28	1335,95	1334,61	1333,51	1331,95	1329,29	1326,63	1323,98	1321,80	1321,33	1318,69	1317,38
4	1328,04	1325,39	1322,74	1320,10	1318,78	1317,46	1316,38	1314,83	1312,20	1309,58	1306,96	1304,81	1304,35	1301,75	1300,44
5	1313,64	1311,01	1308,40	1305,78	1304,48	1303,17	1302,10	1300,57	1297,97	1295,38	1292,79	1290,66	1290,21	1287,63	1286,34
6					1317,31	1316,00	1314,91	1313,37	1310,74	1308,12	1305,51	1303,36	1302,90	1300,30	1299,00
7										1308,12	1305,51	1303,36	1302,90	1300,30	1299,00
8															1299,00

x [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
CABLE N°															
1	1356,91	1354,20	1351,49	1350,86	1348,79	1346,10	1343,41	1340,73	1338,99	1338,05	1335,37	1332,71	1330,04	1327,39	1327,23
2	1334,42	1331,75	1329,09	1328,47	1326,44	1323,79	1321,14	1318,50	1316,80	1315,87	1313,24	1310,62	1308,00	1305,38	1305,23
3	1316,06	1313,43	1310,80	1310,19	1308,19	1305,57	1302,96	1300,36	1298,68	1297,76	1295,17	1292,58	1290,00	1287,42	1287,27
4	1299,14	1296,55	1293,96	1293,35	1291,37	1288,79	1286,22	1283,65	1281,99	1281,08	1278,52	1275,97	1273,42	1270,88	1270,72
5	1285,05	1282,49	1279,92	1279,32	1277,37	1274,82	1272,27	1269,73	1268,08	1267,19	1264,66	1262,13	1259,61	1257,09	1256,94
6	1297,70	1295,11	1292,52	1291,91	1289,94	1287,36	1284,79	1282,22	1280,56	1279,66	1277,10	1274,55	1272,00	1269,46	1269,31
7	1297,70	1295,11	1292,52	1291,91	1289,94	1287,36	1284,79	1282,22	1280,56	1279,66	1277,10	1274,55	1272,00	1269,46	1269,31
8	1297,70	1295,11	1292,52	1291,91	1289,94	1287,36	1284,79	1282,22	1280,56	1279,66	1277,10	1274,55	1272,00	1269,46	1269,31

Tableau 61 : Pertes de tension par frottement (en MPa)

x [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
CABLE N°															
1	43,91	46,68	49,44	52,20	53,58	54,96	56,09	57,71	60,45	63,19	65,92	68,17	68,65	71,37	72,73
2	66,90	69,62	72,34	75,06	76,41	77,77	78,88	80,47	83,17	85,86	88,55	90,76	91,23	93,91	95,24
3	85,67	88,36	91,04	93,72	95,05	96,39	97,49	99,05	101,71	104,37	107,02	109,20	109,67	112,31	113,62
4	102,96	105,61	108,26	110,90	112,22	113,54	114,62	116,17	118,80	121,42	124,04	126,19	126,65	129,25	130,56
5	117,36	119,99	122,60	125,22	126,52	127,83	128,90	130,43	133,03	135,62	138,21	140,34	140,79	143,37	144,66
6					113,69	115,00	116,09	117,63	120,26	122,88	125,49	127,64	128,10	130,70	132,00
7										122,88	125,49	127,64	128,10	130,70	132,00
8															132,00

x [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
CABLE N°															
1	74,09	76,80	79,51	80,14	82,21	84,90	87,59	90,27	92,01	92,95	95,63	98,29	100,96	103,61	103,77
2	96,58	99,25	101,91	102,53	104,56	107,21	109,86	112,50	114,20	115,13	117,76	120,38	123,00	125,62	125,77
3	114,94	117,57	120,20	120,81	122,81	125,43	128,04	130,64	132,32	133,24	135,83	138,42	141,00	143,58	143,73
4	131,86	134,45	137,04	137,65	139,63	142,21	144,78	147,35	149,01	149,92	152,48	155,03	157,58	160,12	160,28
5	145,95	148,51	151,08	151,68	153,63	156,18	158,73	161,27	162,92	163,81	166,34	168,87	171,39	173,91	174,06
6	133,30	135,89	138,48	139,09	141,06	143,64	146,21	148,78	150,44	151,34	153,90	156,45	159,00	161,54	161,69
7	133,30	135,89	138,48	139,09	141,06	143,64	146,21	148,78	150,44	151,34	153,90	156,45	159,00	161,54	161,69
8	133,30	135,89	138,48	139,09	141,06	143,64	146,21	148,78	150,44	151,34	153,90	156,45	159,00	161,54	161,69

c. Pertes de tension par déformation instantanée du béton

Par adhérence, une variation de contrainte, C'est-à-dire déformation sur le béton enrobant les câbles, entraîne une variation de contrainte (ou déformation) dans les câbles.

Cette déformation est accompagnée d'une perte de tension s'il s'agit d'un raccourcissement et un gain de tension dans le cas contraire.

En utilisant la loi de HOOKE et comme la déformation est la même pour les câbles et le béton, on peut écrire :

$$\frac{\Delta\sigma_{pi}(x)}{E_p} = \frac{\Delta\sigma_{bj}(x)}{E_{ij}} \text{ C'est-à-dire } \Delta\sigma_{pi}(x) = E_p \frac{\Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

$\Delta\sigma_{bj}(x)$: variation de contrainte au niveau du béton ;

Où $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$: module d'élasticité du béton au moment où $\Delta\sigma_{bj}(x)$ se produit ;

$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$: Résistance à la compression à j jours ;

Pour notre cas, on suppose que la mise en tension des câbles d'une même famille est simultanée. De ce fait, les pertes de contrainte dues au non simultanément de la mise en tension des câbles d'une même famille sont nulles. Les pertes de tension par déformation instantanée du béton résultent donc, d'une part, de la mise en œuvre du hourdis et de la superstructure (revêtement, trottoir, parapet) qui entraîne une variation de contrainte dans le béton et les câbles. D'autre part, ces pertes résultent de la mise en tension des câbles de la deuxième famille qui entraîne une variation de contrainte dans le béton et les câbles de la première famille.

- Après 7 jours de durcissement de la poutre, mise en tension des câbles de la première famille puis coulage du hourdis : $E_{i7} = 32790,9 \text{ MPa}$;

- Après 28 jours, mise en place de la superstructure et mise en tension des câbles de la deuxième famille : $E_{i28} = 37619 \text{ MPa}$.

La variation de contrainte $\Delta\sigma_{bj}(x)$ au niveau du béton est donnée par :

- S'il s'agit d'une variation provenant d'une action extérieure appliquée après la mise en tension du câble considéré :

$$\Delta\sigma_{bj}(x) = \frac{M \times y}{I}$$

Avec M : moment fléchissant dû à l'action extérieure ;

y : excentricité du câble considéré par rapport au centre de gravité de la section résistante (section de la poutre seule ou de la poutre plus hourdis) ;

I : moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section résistante (poutre seule ou poutre + hourdis) ;

- S'il s'agit d'une variation provenant de la mise en tension des câbles de la deuxième famille : $\Delta\sigma_{bj}(x) = \sum \sigma_{pi2}(x) \times A_{cp} \times \left[\frac{1}{S} + \frac{e_2 y}{I}\right]$

Avec $\sigma_{pi}(x)$: tension obtenue avec un câble de la deuxième famille après les pertes de tension dues au frottement et par recul d'ancrage ;

A_{cp} : Section d'un câble 12T13 ;

S : Aire de la section brute de la poutre plus hourdis ;

e_2 : excentricité du câble fictif équivalent aux câbles de la deuxième famille.

d. Tension probable dans un câble après pertes instantanées

Après pertes instantanées, la tension dans un câble est :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{sp}^0 - [\Delta\sigma_{anc} + \Delta\sigma_f(x) + \Delta\sigma_{pi}(x)]$$

Avec $\sigma_{sp}^0 = 1431 \text{ MPa}$ nous avons :

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 62 : Pertes de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°1

Abscisse de la section [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
Excentricité du câble n°1 % CDG poutre [m]	-0,66	-0,66	-0,77	-0,86	-0,88	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89
Excentricité du câble n°1 % CDG poutre + hourdis [m]	-1,10	-1,11	-1,28	-1,36	-1,38	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39
Variation de contrainte due à M_h [MPa]	0,00	-0,53	-1,31	-2,13	-2,52	-2,87	-3,14	-3,50	-4,09	-4,65	-5,17	-5,58	-5,66	-6,11	-6,32
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	0,00	-0,16	-0,39	-0,61	-0,72	-0,81	-0,89	-0,99	-1,16	-1,32	-1,46	-1,58	-1,60	-1,73	-1,79
Variation de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,64	1,77	2,40	3,27	3,96	6,49	7,50	7,68	8,43	8,72
Perte de contrainte due à M_h [MPa]	0,00	-3,09	-7,59	-12,32	-14,58	-16,64	-18,17	-20,29	-23,73	-26,95	-29,98	-32,31	-32,79	-35,39	-36,62
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	0,00	-0,83	-1,97	-3,08	-3,61	-4,10	-4,48	-5,00	-5,84	-6,64	-7,38	-7,96	-8,07	-8,72	-9,02
Perte de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,25	3,24	8,94	12,10	16,51	19,96	32,69	37,83	38,72	42,50	43,98
Somme des pertes [MPa]	0,00	-3,92	-9,56	-15,40	-17,93	-17,50	-13,71	-13,18	-13,06	-13,63	-4,67	-2,44	-2,15	-1,61	-1,66

Abscisse de la section [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
Excentricité du câble n°1 % CDG poutre [m]	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89
Excentricité du câble n°1 % CDG poutre + hourdis [m]	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39
Variation de contrainte due à M_h [MPa]	-6,52	-6,90	-7,24	-7,32	-7,55	-7,82	-8,06	-8,25	-8,36	-8,42	-8,54	-8,64	-8,69	-8,71	-8,71
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	-1,85	-1,95	-2,05	-2,07	-2,14	-2,21	-2,28	-2,34	-2,37	-2,38	-2,42	-2,44	-2,46	-2,47	-2,47
Variation de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	9,52	12,03	12,86	13,00	13,37	13,63	13,66	13,63	13,62	13,61	13,58	13,55	13,53	13,50	13,50
Perte de contrainte due à M_h [MPa]	-37,79	-39,98	-41,97	-42,41	-43,74	-45,31	-46,67	-47,83	-48,46	-48,77	-49,51	-50,04	-50,37	-50,48	-50,48
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	-9,31	-9,85	-10,33	-10,44	-10,77	-11,16	-11,49	-11,78	-11,93	-12,01	-12,19	-12,32	-12,40	-12,43	-12,43
Perte de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	47,99	60,63	64,81	65,54	67,39	68,71	68,87	68,73	68,64	68,59	68,46	68,32	68,18	68,04	68,03
Somme des pertes [MPa]	0,89	10,80	12,51	12,69	12,87	12,24	10,71	9,13	8,25	7,81	6,75	5,95	5,41	5,13	5,12

Tableau 63 : Pertes de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°2

Abscisse de la section [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
Excentricité du câble n°2 % CDG poutre [m]	-0,33	-0,34	-0,54	-0,71	-0,77	-0,82	-0,85	-0,88	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89
Excentricité du câble n°2 % CDG poutre + hourdis [m]	-0,77	-0,78	-1,04	-1,21	-1,28	-1,33	-1,36	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39
Variation de contrainte due à M_h [MPa]	0,00	-0,27	-0,91	-1,76	-2,21	-2,66	-3,01	-3,47	-4,09	-4,65	-5,17	-5,58	-5,66	-6,11	-6,32
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	0,00	-0,12	-0,32	-0,54	-0,66	-0,77	-0,87	-0,99	-1,16	-1,32	-1,46	-1,58	-1,60	-1,73	-1,79
Variation de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13	0,67	1,76	2,39	3,27	3,96	6,49	7,50	7,68	8,43	8,72
Perte de contrainte due à M_h [MPa]	0,00	-1,58	-5,30	-10,21	-12,83	-15,41	-17,45	-20,10	-23,73	-26,95	-29,98	-32,31	-32,79	-35,39	-36,62
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	0,00	-0,59	-1,61	-2,75	-3,33	-3,91	-4,36	-4,97	-5,84	-6,64	-7,38	-7,96	-8,07	-8,72	-9,02
Perte de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,67	3,35	8,86	12,06	16,51	19,96	32,69	37,83	38,72	42,50	43,98
Somme des pertes [MPa]	0,00	-2,16	-6,91	-12,96	-15,49	-15,96	-12,95	-13,00	-13,06	-13,63	-4,67	-2,44	-2,15	-1,61	-1,66

Abscisse de la section [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
Excentricité du câble n°2 % CDG poutre [m]	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89
Excentricité du câble n°2 % CDG poutre + hourdis [m]	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39
Variation de contrainte due à M_h [MPa]	-6,52	-6,90	-7,24	-7,32	-7,55	-7,82	-8,06	-8,25	-8,36	-8,42	-8,54	-8,64	-8,69	-8,71	-8,71
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	-1,85	-1,95	-2,05	-2,07	-2,14	-2,21	-2,28	-2,34	-2,37	-2,38	-2,42	-2,44	-2,46	-2,47	-2,47
Variation de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	9,52	12,03	12,86	13,00	13,37	13,63	13,66	13,63	13,62	13,61	13,58	13,55	13,53	13,50	13,50
Perte de contrainte due à M_h [MPa]	-37,79	-39,98	-41,97	-42,41	-43,74	-45,31	-46,67	-47,83	-48,46	-48,77	-49,51	-50,04	-50,37	-50,48	-50,48
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	-9,31	-9,85	-10,33	-10,44	-10,77	-11,16	-11,49	-11,78	-11,93	-12,01	-12,19	-12,32	-12,40	-12,43	-12,43
Perte de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	47,99	60,63	64,81	65,54	67,39	68,71	68,87	68,73	68,64	68,59	68,46	68,32	68,18	68,04	68,03
Somme des pertes [MPa]	0,89	10,80	12,51	12,69	12,87	12,24	10,71	9,13	8,25	7,81	6,75	5,95	5,41	5,13	5,12

Tableau 64 : Pertes de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°3

Abscisse de la section [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
Excentricité du câble n°3 % CDG poutre [m]	0,003	-0,02	-0,29	-0,53	-0,63	-0,71	-0,76	-0,83	-0,88	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89
Excentricité du câble n°3 % CDG poutre + hourdis [m]	-0,44	-0,46	-0,80	-1,04	-1,13	-1,22	-1,27	-1,33	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39
Variation de contrainte due à M_h [MPa]	0,00	-0,01	-0,50	-1,32	-1,80	-2,29	-2,70	-3,25	-4,07	-4,65	-5,17	-5,58	-5,66	-6,11	-6,32
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	0,00	-0,07	-0,24	-0,47	-0,59	-0,71	-0,81	-0,95	-1,15	-1,32	-1,46	-1,58	-1,60	-1,73	-1,79
Variation de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,24	0,70	1,72	2,34	3,27	3,96	6,49	7,50	7,68	8,43	8,72
Perte de contrainte due à M_h [MPa]	0,00	-0,07	-2,88	-7,67	-10,44	-13,30	-15,64	-18,86	-23,56	-26,95	-29,98	-32,31	-32,79	-35,39	-36,62
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	0,00	-0,34	-1,23	-2,35	-2,96	-3,57	-4,08	-4,77	-5,82	-6,64	-7,38	-7,96	-8,07	-8,72	-9,02
Perte de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	1,23	3,55	8,65	11,81	16,46	19,96	32,69	37,83	38,72	42,50	43,98
Somme des pertes [MPa]	0,00	-0,42	-4,12	-10,02	-12,16	-13,32	-11,07	-11,82	-12,92	-13,63	-4,67	-2,44	-2,15	-1,61	-1,66

Abscisse de la section [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
Excentricité du câble n°3 % CDG poutre [m]	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89
Excentricité du câble n°3 % CDG poutre + hourdis [m]	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39
Variation de contrainte due à M_h [MPa]	-6,52	-6,90	-7,24	-7,32	-7,55	-7,82	-8,06	-8,25	-8,36	-8,42	-8,54	-8,64	-8,69	-8,71	-8,71
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	-1,85	-1,95	-2,05	-2,07	-2,14	-2,21	-2,28	-2,34	-2,37	-2,38	-2,42	-2,44	-2,46	-2,47	-2,47
Variation de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	9,52	12,03	12,86	13,00	13,37	13,63	13,66	13,63	13,62	13,61	13,58	13,55	13,53	13,50	13,50
Perte de contrainte due à M_h [MPa]	-37,79	-39,98	-41,97	-42,41	-43,74	-45,31	-46,67	-47,83	-48,46	-48,77	-49,51	-50,04	-50,37	-50,48	-50,48
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	-9,31	-9,85	-10,33	-10,44	-10,77	-11,16	-11,49	-11,78	-11,93	-12,01	-12,19	-12,32	-12,40	-12,43	-12,43
Perte de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	47,99	60,63	64,81	65,54	67,39	68,71	68,87	68,73	68,64	68,59	68,46	68,32	68,18	68,04	68,03
Somme des pertes [MPa]	0,89	10,80	12,51	12,69	12,87	12,24	10,71	9,13	8,25	7,81	6,75	5,95	5,41	5,13	5,12

Tableau 65 : Pertes de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°4

Abscisse de la section [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
Excentricité du câble n°4 % CDG poutre [m]	0,34	0,30	-0,05	-0,35	-0,48	-0,58	-0,66	-0,75	-0,85	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89
Excentricité du câble n°4 % CDG poutre + hourdis [m]	-0,11	-0,14	-0,55	-0,86	-0,98	-1,09	-1,17	-1,26	-1,36	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39
Variation de contrainte due à M_h [MPa]	0,00	0,24	-0,08	-0,87	-1,37	-1,89	-2,33	-2,96	-3,92	-4,65	-5,17	-5,58	-5,66	-6,11	-6,32
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	0,00	-0,02	-0,17	-0,38	-0,51	-0,64	-0,74	-0,89	-1,13	-1,32	-1,46	-1,58	-1,60	-1,73	-1,79
Variation de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,36	0,75	1,67	2,28	3,22	3,96	6,48	7,50	7,68	8,43	8,72
Perte de contrainte due à M_h [MPa]	0,00	1,41	-0,47	-5,06	-7,91	-10,95	-13,52	-17,14	-22,73	-26,95	-29,98	-32,31	-32,79	-35,39	-36,62
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	0,00	-0,11	-0,86	-1,94	-2,56	-3,21	-3,75	-4,50	-5,69	-6,64	-7,38	-7,95	-8,07	-8,71	-9,02
Perte de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	1,83	3,77	8,41	11,47	16,22	19,96	32,69	37,82	38,71	42,50	43,98
Somme des pertes [MPa]	0,00	1,30	-1,33	-7,00	-8,64	-10,39	-8,86	-10,17	-12,20	-13,62	-4,67	-2,44	-2,15	-1,61	-1,66

Abscisse de la section [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
Excentricité du câble n°4 % CDG poutre [m]	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89	-0,89
Excentricité du câble n°4 % CDG poutre + hourdis [m]	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39	-1,39
Variation de contrainte due à M_h [MPa]	-6,52	-6,90	-7,24	-7,32	-7,55	-7,82	-8,06	-8,25	-8,36	-8,42	-8,54	-8,64	-8,69	-8,71	-8,71
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	-1,85	-1,95	-2,05	-2,07	-2,14	-2,21	-2,28	-2,34	-2,37	-2,38	-2,42	-2,44	-2,46	-2,47	-2,47
Variation de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	9,52	12,03	12,86	13,00	13,37	13,63	13,66	13,63	13,62	13,61	13,58	13,55	13,53	13,50	13,50
Perte de contrainte due à M_h [MPa]	-37,79	-39,98	-41,97	-42,41	-43,74	-45,31	-46,67	-47,83	-48,46	-48,77	-49,51	-50,04	-50,37	-50,48	-50,48
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	-9,30	-9,85	-10,33	-10,44	-10,77	-11,16	-11,49	-11,78	-11,93	-12,01	-12,19	-12,32	-12,40	-12,43	-12,43
Perte de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	47,98	60,63	64,81	65,54	67,39	68,71	68,87	68,73	68,64	68,59	68,46	68,32	68,18	68,04	68,03
Somme des pertes [MPa]	0,88	10,80	12,51	12,69	12,87	12,24	10,71	9,13	8,25	7,81	6,75	5,95	5,41	5,13	5,12

Tableau 66 : Pertes de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°5

Abscisse de la section [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
Excentricité du câble n°5 % CDG poutre [m]	0,67	0,62	0,21	-0,35	-0,29	-0,42	-0,51	-0,62	-0,75	-0,81	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82
Excentricité du câble n°5 % CDG poutre + hourdis [m]	0,23	0,17	-0,30	-0,65	-0,80	-0,93	-1,02	-1,13	-1,26	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32
Variation de contrainte due à M_h [MPa]	0,00	0,50	0,35	-0,87	-0,84	-1,37	-1,82	-2,46	-3,47	-4,26	-4,76	-5,13	-5,21	-5,62	-5,81
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	0,00	0,03	-0,09	-0,29	-0,41	-0,54	-0,65	-0,80	-1,05	-1,25	-1,39	-1,50	-1,52	-1,64	-1,70
Variation de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,51	0,81	1,60	2,16	3,07	3,87	6,27	7,24	7,40	8,12	8,45
Perte de contrainte due à M_h [MPa]	0,00	2,88	2,04	-5,06	-4,89	-7,92	-10,52	-14,24	-20,10	-24,66	-27,58	-29,73	-30,17	-32,56	-33,69
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	0,00	0,13	-0,46	-1,48	-2,09	-2,73	-3,27	-4,05	-5,27	-6,28	-7,01	-7,55	-7,66	-8,27	-8,56
Perte de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	2,55	4,06	8,07	10,88	15,46	19,49	31,60	36,47	37,32	40,91	42,60
Somme des pertes [MPa]	0,00	3,01	1,58	-6,54	-4,42	-6,59	-5,72	-7,40	-9,92	-11,44	-2,98	-0,80	-0,51	0,07	0,35

Abscisse de la section [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
Excentricité du câble n°5 % CDG poutre [m]	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82	-0,82
Excentricité du câble n°5 % CDG poutre + hourdis [m]	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32
Variation de contrainte due à M_h [MPa]	-6,00	-6,35	-6,66	-6,73	-6,95	-7,19	-7,41	-7,59	-7,70	-7,74	-7,86	-7,95	-8,00	-8,02	-8,02
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	-1,75	-1,85	-1,95	-1,97	-2,03	-2,10	-2,16	-2,22	-2,25	-2,26	-2,30	-2,32	-2,33	-2,34	-2,34
Variation de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	9,20	11,58	12,37	12,51	12,86	13,10	13,13	13,11	13,09	13,08	13,06	13,03	13,00	12,98	12,98
Perte de contrainte due à M_h [MPa]	-34,77	-36,79	-38,61	-39,01	-40,25	-41,69	-42,94	-44,00	-44,59	-44,87	-45,55	-46,04	-46,34	-46,45	-46,45
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	-8,83	-9,34	-9,81	-9,91	-10,22	-10,59	-10,91	-11,18	-11,33	-11,40	-11,57	-11,69	-11,77	-11,80	-11,80
Perte de contrainte due à la mise en tension des câbles de la 2 ^{ème} famille [MPa]	46,40	58,39	62,36	63,05	64,81	66,06	66,21	66,08	65,99	65,95	65,81	65,68	65,55	65,42	65,41
Somme des pertes [MPa]	2,80	12,26	13,94	14,13	14,34	13,78	12,36	10,90	10,08	9,67	8,69	7,94	7,44	7,17	7,16

Tableau 67 : Pertes de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°6

Abscisse de la section [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
Excentricité du câble n°6 % CDG poutre + hourdis [m]					0,41	0,18	-0,24	-0,48	-0,81	-1,05	-1,22	-1,30	-1,31	-1,32	-1,32
Variation de contrainte due à M_s [MPa]					0,21	0,11	-0,15	-0,34	-0,67	-0,99	-1,28	-1,47	-1,50	-1,64	-1,70
Perte de contrainte due à M_s [MPa]					1,06	0,54	-0,77	-1,71	-3,37	-5,00	-6,44	-7,39	-7,56	-8,27	-8,56

Abscisse de la section [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
Excentricité du câble n°6 % CDG poutre + hourdis [m]	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	-1,75	-1,85	-1,95	-1,97	-2,03	-2,10	-2,16	-2,22	-2,25	-2,26	-2,30	-2,32	-2,33	-2,34	-2,34
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	-8,83	-9,34	-9,81	-9,91	-10,22	-10,59	-10,91	-11,18	-11,33	-11,40	-11,57	-11,69	-11,77	-11,80	-11,80

Tableau 68 : Pertes de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°7

Abscisse de la section [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
Excentricité du câble n°7 % CDG poutre + hourdis [m]										0,41	-0,38	-0,69	-0,75	-1,02	-1,12
Variation de contrainte due à M_s [MPa]										0,38	-0,40	-0,78	-0,86	-1,27	-1,44
Perte de contrainte due à M_s [MPa]										1,94	-2,02	-3,95	-4,34	-6,38	-7,27

Abscisse de la section [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
Excentricité du câble n°7 % CDG poutre + hourdis [m]	-1,20	-1,30	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	-1,59	-1,83	-1,95	-1,97	-2,03	-2,10	-2,16	-2,22	-2,25	-2,26	-2,30	-2,32	-2,33	-2,34	-2,34
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	-8,04	-9,20	-9,81	-9,91	-10,22	-10,59	-10,91	-11,18	-11,33	-11,40	-11,57	-11,69	-11,77	-11,80	-11,80

Tableau 69 : Pertes de tension par déformation instantanée du béton dans le câble n°8

Abscisse de la section [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
Excentricité du câble n°8 % CDG poutre + hourdis [m]															0,41
Variation de contrainte due à M_s [MPa]															0,52
Perte de contrainte due à M_s [MPa]															2,63

Abscisse de la section [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
Excentricité du câble n°8 % CDG poutre + hourdis [m]	0,18	-0,68	-0,98	-1,04	-1,19	-1,30	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32	-1,32
Variation de contrainte due à M_s [MPa]	0,24	-0,95	-1,45	-1,55	-1,82	-2,06	-2,16	-2,22	-2,25	-2,26	-2,30	-2,32	-2,33	-2,34	-2,34
Perte de contrainte due à M_s [MPa]	1,22	-4,80	-7,30	-7,80	-9,19	-10,41	-10,91	-11,18	-11,33	-11,40	-11,57	-11,69	-11,77	-11,80	-11,80

Tableau 70 : Pertes de tension instantanées totales

ABSCISSE [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
CABLES															
1	52,338	51,192	48,316	45,234	44,081	45,889	50,813	52,956	55,824	57,991	69,690	74,165	74,937	78,195	79,506
2	75,307	75,868	73,839	70,509	69,334	70,214	74,339	75,877	78,519	80,641	92,294	96,732	97,496	100,709	101,997
3	94,048	96,317	95,302	92,074	91,271	91,448	94,795	95,618	97,178	99,120	110,736	115,144	115,902	119,078	120,348
4	111,301	115,255	115,274	112,244	111,929	111,496	114,112	114,342	114,942	116,140	127,713	132,092	132,844	135,985	137,239
5	125,669	131,308	132,488	126,987	130,411	129,546	131,486	131,339	131,415	132,491	143,538	147,847	148,593	151,754	153,315
6					124,615	125,410	125,186	125,797	126,752	127,744	128,920	130,118	130,408	132,299	133,313
7										136,885	135,541	135,767	135,834	136,393	136,809
8															150,175

ABSCISSE [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
CABLES															
1	83,407	96,029	100,446	101,263	103,512	105,574	106,729	107,836	108,689	109,197	110,812	112,680	114,801	117,176	117,327
2	105,876	118,453	122,825	123,632	125,846	127,863	128,974	130,037	130,861	131,353	132,924	134,747	136,825	139,156	139,304
3	124,208	136,748	141,084	141,882	144,068	146,049	147,123	148,150	148,951	149,430	150,964	152,752	154,793	157,088	157,234
4	141,082	153,592	157,893	158,684	160,844	162,791	163,832	164,825	165,604	166,072	167,573	169,327	171,336	173,597	173,741
5	157,049	169,084	173,326	174,113	176,280	178,275	179,404	180,481	181,305	181,793	183,340	185,121	187,137	189,387	189,530
6	134,337	136,418	138,542	139,049	140,709	142,920	145,174	147,471	148,983	149,812	152,196	154,624	157,095	159,609	159,761
7	137,334	138,763	140,746	141,253	142,913	145,124	147,378	149,675	151,187	152,016	154,400	156,828	159,299	161,813	161,965
8	150,063	146,641	146,727	146,833	147,416	148,778	150,850	153,147	154,659	155,488	157,872	160,300	162,770	165,285	165,437

Tableau 71 : Tensions probables en [MPa] après pertes de tension instantanées

ABSCISSES x [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
CABLE N°															
1	1378,66	1379,81	1382,68	1385,77	1386,92	1385,11	1380,19	1378,04	1375,18	1373,01	1361,31	1356,83	1356,06	1352,80	1351,49
2	1355,69	1355,13	1357,16	1360,49	1361,67	1360,79	1356,66	1355,12	1352,48	1350,36	1338,71	1334,27	1333,50	1330,29	1329,00
3	1336,95	1334,68	1335,70	1338,93	1339,73	1339,55	1336,20	1335,38	1333,82	1331,88	1320,26	1315,86	1315,10	1311,92	1310,65
4	1319,70	1315,74	1315,73	1318,76	1319,07	1319,50	1316,89	1316,66	1316,06	1314,86	1303,29	1298,91	1298,16	1295,01	1293,76
5	1305,33	1299,69	1298,51	1304,01	1300,59	1301,45	1299,51	1299,66	1299,59	1298,51	1287,46	1283,15	1282,41	1279,25	1277,68
6					1306,38	1305,59	1305,81	1305,20	1304,25	1303,26	1302,08	1300,88	1300,59	1298,70	1297,69
7										1294,12	1295,46	1295,23	1295,17	1294,61	1294,19
8															1280,82

ABSCISSES x [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
CABLE N°															
1	1347,59	1334,97	1330,55	1329,74	1327,49	1325,43	1324,27	1323,16	1322,31	1321,80	1320,19	1318,32	1316,20	1313,82	1313,67
2	1325,12	1312,55	1308,18	1307,37	1305,15	1303,14	1302,03	1300,96	1300,14	1299,65	1298,08	1296,25	1294,18	1291,84	1291,70
3	1306,79	1294,25	1289,92	1289,12	1286,93	1284,95	1283,88	1282,85	1282,05	1281,57	1280,04	1278,25	1276,21	1273,91	1273,77
4	1289,92	1277,41	1273,11	1272,32	1270,16	1268,21	1267,17	1266,17	1265,40	1264,93	1263,43	1261,67	1259,66	1257,40	1257,26
5	1273,95	1261,92	1257,67	1256,89	1254,72	1252,72	1251,60	1250,52	1249,70	1249,21	1247,66	1245,88	1243,86	1241,61	1241,47
6	1296,66	1294,58	1292,46	1291,95	1290,29	1288,08	1285,83	1283,53	1282,02	1281,19	1278,80	1276,38	1273,91	1271,39	1271,24
7	1293,67	1292,24	1290,25	1289,75	1288,09	1285,88	1283,62	1281,32	1279,81	1278,98	1276,60	1274,17	1271,70	1269,19	1269,03
8	1280,94	1284,36	1284,27	1284,17	1283,58	1282,22	1280,15	1277,85	1276,34	1275,51	1273,13	1270,70	1268,23	1265,72	1265,56

2. Pertes de tension différées

a. Pertes de tension dues au retrait

Par la loi de HOOKE, on peut évaluer cette perte par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r(t) = \varepsilon_r[r(t) - r(t_0)]E_p$$

Avec $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$: retrait total du béton pour un climat tempéré sec ;

$r(t)$: fonction traduisant la variation du retrait dans le temps telle que :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

$$r_m = \frac{B}{P} = \frac{7050}{733,2} = 9,615 \text{ cm} : \text{Rayon moyen de la poutre ;}$$

B : section brute de la poutre ;

P : Périmètre extérieur de la section ;

t_0 : âge du béton à la mise en tension des câbles considérés.

Pour $t = 7$ jours : $r(t_0) = 0,075$;

Pour $t = 28$ jours : $r(t_0) = 0,244$;

Pour $t = \infty$: $r(t) = 1$.

D'où :

- Au temps infini, la perte de tension dans un câble de la première famille vaut :

$$\Delta\sigma_r(t) = 0,0003 \times (1 - 0,075) \times 190000 = 52,734 \text{ MPa} ;$$

- Au temps infini, la perte de tension dans un câble de la deuxième famille vaut :

$$\Delta\sigma_r(t) = 0,0003 \times (1 - 0,244) \times 190000 = 43,066 \text{ MPa}.$$

b. Pertes de tension dues à la relaxation des câbles

La perte de tension due à la relaxation d'acier de précontraint est donnée par :

$$\Delta\sigma_p(x) = 6 \times 10^{-2} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

$f_{prg} = 1812 \text{ MPa}$: contrainte de rupture garantie ;

$\rho_{1000} = 2,5\%$ de la tension initiale : valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 heures ;

μ_0 : coefficient égal à 0,43, d'après les règles BPEL, pour les TBR ;

$\sigma_{pi}(x)$: tension initiale probable dans un câble après pertes instantanées.

c. Pertes de tension dues au fluage du béton

Sous l'effet d'une contrainte permanente, le béton se raccourci et provoque une perte de tension dans les câbles par adhérence.

$$\text{Cette perte est : } \Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}} \quad (a)$$

Avec : σ_M : Contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée,

$$\sigma_M = \frac{\sum \sigma_{pi}(x) \times A_{cp}}{S} + \frac{\sum \sigma_{pi}(x) \times A_{cp} \times e_p^2}{I} + \frac{(M_g + M_h + M_{en}) \times e_p}{I}$$

A_{cp} : Section d'un câble ;

S, I : Respectivement l'aire et le moment d'inertie de la section brute poutre plus hourdis ;

M_g : Moment fléchissant dû à la poutre seule ;

M_h : Moment fléchissant dû à l'hourdis ;

M_{en} : Moment fléchissant dû à l'entretoise ;

e_p : Excentricité de la câble moyen par rapport au centre de gravité de la section poutre + hourdis ;

σ_b : Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen lorsque toutes les pertes différées sont produites ;

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinale instantanée du béton ;

j : âge du béton à la mise en précontrainte qui est égal à 7 jours et ce qui donne :

$$E_{i7} = 32790,9 \text{ MPa}$$

Après avoir trouvé les valeurs de σ_M , on calcule $\Delta\sigma_{fl}$ en résolvant l'équation (a) où

$$\sigma_b = \sigma_M + \frac{M_g e_p}{I} - \sum \Delta\sigma_d(x) \left[\frac{A_{sp}}{S} + \frac{A_{sp} e_p^2}{I} \right]$$

$$\text{Et } \sum \Delta\sigma_d(x) = \sum \Delta\sigma_r(x) + \sum \Delta\sigma_{fl}(x) + \frac{5}{6} \sum \Delta\sigma_p(x)$$

$\sum \Delta\sigma_d(x)$: Pertes différées totales ;

$\sum \Delta\sigma_r(x)$: Somme des pertes de tension dues au retrait du béton ;

$\sum \Delta\sigma_{fl}(x)$: Somme des pertes de tension dues au fluage ;

$\sum \Delta\sigma_p(x)$: Somme des pertes de tension dues à la relaxation des câbles.

Les tableaux suivant donnent les pertes dues à la relaxation et au fluage :

Tableau 72 : Pertes de tension dues à la relaxation des aciers

ABSCISSES x [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
CABLE N°															
1	68,420	68,608	69,080	69,587	69,777	69,479	68,670	68,319	67,850	67,497	65,603	64,885	64,761	64,241	64,032
2	64,702	64,612	64,937	65,471	65,660	65,519	64,857	64,611	64,189	63,851	62,009	61,313	61,194	60,692	60,492
3	61,734	61,378	61,537	62,043	62,170	62,142	61,616	61,487	61,243	60,940	59,139	58,461	58,345	57,859	57,666
4	59,052	58,444	58,442	58,907	58,955	59,022	58,620	58,585	58,492	58,309	56,547	55,886	55,773	55,301	55,113
5	56,857	56,004	55,827	56,657	56,140	56,270	55,977	56,000	55,988	55,826	54,174	53,535	53,424	52,958	52,728
6					57,016	56,896	56,930	56,837	56,692	56,542	56,365	56,184	56,140	55,855	55,703
7										55,166	55,368	55,334	55,324	55,240	55,178
8															53,191

ABSCISSES x [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
CABLE N°															
1	63,412	61,423	60,733	60,606	60,257	59,937	59,758	59,587	59,455	59,376	59,127	58,840	58,514	58,150	58,127
2	59,890	57,955	57,288	57,166	56,830	56,524	56,356	56,196	56,072	55,997	55,761	55,487	55,175	54,827	54,805
3	57,078	55,187	54,539	54,420	54,095	53,801	53,642	53,490	53,372	53,301	53,074	52,811	52,511	52,175	52,153
4	54,539	52,688	52,057	51,941	51,626	51,342	51,191	51,047	50,934	50,866	50,649	50,395	50,105	49,780	49,759
5	52,180	50,430	49,819	49,706	49,395	49,110	48,949	48,795	48,678	48,608	48,388	48,135	47,850	47,532	47,512
6	55,549	55,236	54,919	54,843	54,595	54,266	53,931	53,590	53,367	53,244	52,893	52,536	52,174	51,806	51,784
7	55,099	54,886	54,590	54,514	54,267	53,938	53,604	53,265	53,042	52,919	52,569	52,213	51,851	51,485	51,463
8	53,207	53,713	53,701	53,685	53,599	53,397	53,091	52,753	52,531	52,409	52,060	51,705	51,345	50,980	50,958

Tableau 73 : Pertes de tension dues au fluage du béton

ABSCISSE [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
σ_m [MPa]	7,022	6,671	10,132	12,630	12,267	13,519	15,233	16,417	17,611	15,984	18,098	18,638	18,707	18,800	17,140
$\Sigma\Delta\sigma_{fi}$ [MPa]	67,810	64,419	97,842	121,974	118,460	130,558	147,108	158,538	170,073	154,357	174,775	179,992	180,657	181,550	165,522
$\Delta\sigma_{fi}$ [MPa]	13,562	12,884	19,568	24,395	19,743	21,760	24,518	26,423	28,346	22,051	24,968	25,713	25,808	25,936	20,690

ABSCISSE [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
σ_m [MPa]	17,667	19,953	20,325	20,356	20,354	20,125	19,664	19,197	19,197	18,801	18,476	18,222	18,040	17,929	17,925
$\Sigma\Delta\sigma_{fi}$ [MPa]	170,613	192,693	196,278	196,579	196,566	194,351	189,898	185,385	185,385	181,560	178,424	175,976	174,216	173,145	173,103
$\Delta\sigma_{fi}$ [MPa]	21,327	24,087	24,535	24,572	24,571	24,294	23,737	23,173	23,173	22,695	22,303	21,997	21,777	21,643	21,638

Tableau 74 : Pertes de tension différées totales

ABSCISSE [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
CABLES															
1	134,716	134,226	141,383	146,716	142,255	143,973	145,922	147,476	148,930	142,282	143,306	143,332	143,304	142,911	137,457
2	130,998	130,231	137,240	142,601	138,138	140,013	142,109	143,768	145,269	138,637	139,711	139,761	139,736	139,363	133,916
3	128,030	126,996	133,840	139,173	134,647	136,636	138,869	140,645	142,323	135,725	136,841	136,909	136,888	136,530	131,090
4	125,348	124,063	130,744	136,036	131,433	133,516	135,872	137,742	139,572	133,094	134,249	134,334	134,316	133,971	128,538
5	123,153	121,622	128,129	133,786	128,617	130,764	133,230	135,157	137,068	130,612	131,876	131,982	131,967	131,628	126,153
6					119,826	121,721	124,514	126,326	128,104	121,659	124,398	124,963	125,014	124,857	119,459
7										120,283	123,402	124,113	124,198	124,242	118,934
8															116,947

ABSCISSE [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
CABLES															
1	137,473	138,244	138,003	137,913	137,562	136,965	136,230	135,494	135,362	134,806	134,165	133,571	133,025	132,528	132,499
2	133,951	134,776	134,558	134,473	134,135	133,552	132,828	132,103	131,979	131,427	130,798	130,218	129,687	129,204	129,177
3	131,139	132,008	131,808	131,727	131,400	130,829	130,114	129,398	129,279	128,730	128,112	127,542	127,023	126,552	126,526
4	128,600	129,509	129,326	129,248	128,931	128,371	127,663	126,954	126,841	126,295	125,686	125,126	124,617	124,158	124,132
5	126,241	127,251	127,088	127,013	126,700	126,138	125,420	124,702	124,585	124,038	123,426	122,867	122,361	121,910	121,884
6	119,941	122,389	122,519	122,481	122,232	121,625	120,734	119,829	119,606	119,005	118,262	117,599	117,017	116,515	116,488
7	119,492	122,038	122,190	122,152	121,903	121,298	120,407	119,504	119,280	118,680	117,938	117,276	116,694	116,194	116,166
8	117,600	120,866	121,301	121,323	121,235	120,757	119,894	118,992	118,770	118,170	117,429	116,768	116,188	115,689	115,662

Tableau 75 : Pertes de tension finales dans chaque câble

ABSCISSE [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
CABLES															
1	187,054	185,418	189,699	191,950	186,336	189,862	196,735	200,432	204,754	200,273	212,995	217,498	218,241	221,106	216,963
2	206,306	206,099	211,079	213,110	207,472	210,227	216,448	219,645	223,788	219,277	232,005	236,493	237,232	240,072	235,914
3	222,078	223,313	229,142	231,247	225,919	228,084	233,664	236,263	239,502	234,846	247,578	252,053	252,790	255,607	251,438
4	236,649	239,318	246,019	248,280	243,362	245,012	249,985	252,084	254,514	249,234	261,962	266,426	267,159	269,957	265,777
5	248,822	252,930	260,618	260,773	259,028	260,310	264,715	266,496	268,483	263,102	275,414	279,830	280,560	283,382	279,468
6					244,441	247,131	249,700	252,123	254,856	249,403	253,318	255,081	255,422	257,156	252,771
7										257,168	258,942	259,880	260,032	260,634	255,743
8															267,122

ABSCISSE [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
CABLES															
1	220,880	234,273	238,448	239,176	241,073	242,539	242,958	243,330	244,052	244,003	244,977	246,251	247,827	249,704	249,826
2	239,827	253,229	257,382	258,105	259,981	261,416	261,802	262,140	262,840	262,780	263,722	264,966	266,512	268,360	268,481
3	255,347	268,756	272,892	273,609	275,468	276,878	277,237	277,547	278,230	278,160	279,076	280,294	281,816	283,641	283,760
4	269,682	283,100	287,219	287,932	289,775	291,162	291,495	291,780	292,446	292,368	293,259	294,454	295,952	297,755	297,873
5	283,290	296,335	300,414	301,126	302,980	304,413	304,824	305,184	305,890	305,831	306,765	307,988	309,498	311,297	311,414
6	254,278	258,807	261,061	261,530	262,941	264,545	265,908	267,301	268,589	268,817	270,458	272,223	274,111	276,124	276,249
7	256,826	260,801	262,936	263,405	264,816	266,422	267,785	269,179	270,468	270,696	272,338	274,104	275,993	278,007	278,132
8	267,663	267,506	268,028	268,156	268,651	269,535	270,744	272,139	273,429	273,658	275,301	277,068	278,959	280,974	281,099

Tableau 76 : Tensions finales dans chaque câble

ABSCISSE [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
CABLES															
1	1243,95	1245,58	1241,30	1239,05	1244,66	1241,14	1234,26	1230,57	1226,25	1230,73	1218,00	1213,50	1212,76	1209,89	1214,04
2	1224,69	1224,90	1219,92	1217,89	1223,53	1220,77	1214,55	1211,35	1207,21	1211,72	1198,99	1194,51	1193,77	1190,93	1195,09
3	1208,92	1207,69	1201,86	1199,75	1205,08	1202,92	1197,34	1194,74	1191,50	1196,15	1183,42	1178,95	1178,21	1175,39	1179,56
4	1194,35	1191,68	1184,98	1182,72	1187,64	1185,99	1181,02	1178,92	1176,49	1181,77	1169,04	1164,57	1163,84	1161,04	1165,22
5	1182,18	1178,07	1170,38	1170,23	1171,97	1170,69	1166,28	1164,50	1162,52	1167,90	1155,59	1151,17	1150,44	1147,62	1151,53
6					1186,56	1183,87	1181,30	1178,88	1176,14	1181,60	1177,68	1175,92	1175,58	1173,84	1178,23
7										1173,83	1172,06	1171,12	1170,97	1170,37	1175,26
8															1163,88

ABSCISSE [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
CABLES															
1	1210,12	1196,73	1192,55	1191,82	1189,93	1188,46	1188,04	1187,67	1186,95	1187,00	1186,02	1184,75	1183,17	1181,30	1181,17
2	1191,17	1177,77	1173,62	1172,90	1171,02	1169,58	1169,20	1168,86	1168,16	1168,22	1167,28	1166,03	1164,49	1162,64	1162,52
3	1175,65	1162,24	1158,11	1157,39	1155,53	1154,12	1153,76	1153,45	1152,77	1152,84	1151,92	1150,71	1149,18	1147,36	1147,24
4	1161,32	1147,90	1143,78	1143,07	1141,22	1139,84	1139,51	1139,22	1138,55	1138,63	1137,74	1136,55	1135,05	1133,24	1133,13
5	1147,71	1134,66	1130,59	1129,87	1128,02	1126,59	1126,18	1125,82	1125,11	1125,17	1124,23	1123,01	1121,50	1119,70	1119,59
6	1176,72	1172,19	1169,94	1169,47	1168,06	1166,45	1165,09	1163,70	1162,41	1162,18	1160,54	1158,78	1156,89	1154,88	1154,75
7	1174,17	1170,20	1168,06	1167,59	1166,18	1164,58	1163,21	1161,82	1160,53	1160,30	1158,66	1156,90	1155,01	1152,99	1152,87
8	1163,34	1163,49	1162,97	1162,84	1162,35	1161,47	1160,26	1158,86	1157,57	1157,34	1155,70	1153,93	1152,04	1150,03	1149,90

XI. Vérification des pertes de tension

Lors de la détermination du nombre d'armature de précontrainte (Paragraphe VIII, page 120 – 121), les pertes de tension dans chaque câble est estimée à 25% de la valeur maximale de la contrainte à l'origine égale à 1431MPa.

Donc, la somme des pertes de tension dans chaque câble devront être inférieure à 25% de 1431 MPa.

Les calculs donnent les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 77 : Pourcentage des pertes de tension

N° câbles	Pertes [%]
1	15,49
2	16,83
3	17,95
4	18,99
5	19,94
6	18,21
7	18,58
8	19,04

D'après ce tableau, la condition est vérifiée.

XII. Justification des contraintes normales à l'ELS

L'objectif de la justification est de vérifier l'état des contraintes dans une section de la poutre pour qu'elle ne soit pas ni trop comprimée ni tendue. Comme ces contraintes varient suivant les différentes phases de construction donc on devra faire les vérifications à chaque phase de construction.

1. Section de référence pour le calcul des contraintes normales

a. Section nette

La section nette est la section brute de la poutre moins les vides causés par les gaines de précontrainte.

✓ Aire de section nette :

$$S_n = S_b - n_c \frac{\pi \phi^2}{4}$$

S_n : Aire de la section nette ;

S_b : Aire de la section brute ;

n_c : nombre de câbles de précontrainte dans la section considérée ;

$\phi = 71 \text{ mm}$: Diamètre d'une gaine.

✓ Centre de gravité par rapport à la fibre inférieure de la poutre :

$$V'_n = \frac{S_b \times V' - n_c \times \frac{\pi \phi^2}{4} \times V'_c}{S_b - n_c \times \frac{\pi \phi^2}{4}}$$

V' : Position du centre de gravité de la section brute par rapport à la fibre inférieure de la poutre ;

V'_c : Position du centre de gravité des câbles par rapport à la fibre inférieure de la poutre.

✓ Moment d'inertie de la section nette par rapport à son centre de gravité :

$$I_n = I + (V' - V'_n)^2 \times S_b - (V'_n - V'_c)^2 \times n_c \times \frac{\pi \phi^2}{4}$$

6. Section homogénéisée

Elles sont obtenues en ajoutant aux sections nettes précédentes la section des armatures longitudinales de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence entre béton et acier de précontrainte.

✓ Aire de la section homogène :

$$S_h = S_n + kn_c A_{cp}$$

$k = 5$: Coefficient d'équivalence entre béton et acier de précontrainte ;

A_{cp} : Section d'un câble 12T13 ;

✓ Centre de gravité de la section homogène par rapport à la fibre inférieure de la poutre :

$$V'_h = \frac{V'_n S_n + kn_c V'_c A_{cp}}{S_n + kn_c A_{cp}}$$

✓ Moment d'inertie de la section homogène par rapport à son centre de gravité :

$$I_h = I_n + (V'_h - V'_n)^2 S_n + kn_c A_{cp} (V'_h - V'_c)^2$$

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 78 : Caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre seule

Abscisses [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
S_n [m ²]	0,833	0,833	0,685	0,685	0,681	0,681	0,681	0,681	0,681	0,677	0,677	0,677	0,677	0,677	0,673
V'_n [m]	1,026	1,026	1,006	1,013	1,010	1,014	1,018	1,021	1,024	1,021	1,027	1,029	1,030	1,031	1,027
V_n [m]	0,974	0,974	0,994	0,987	0,990	0,986	0,982	0,979	0,976	0,979	0,973	0,971	0,970	0,969	0,973
I_n [m ⁴]	0,402	0,402	0,370	0,367	0,369	0,367	0,364	0,361	0,358	0,363	0,358	0,355	0,355	0,353	0,360

Abscisses [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
S_n [m ²]	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673	0,673
V'_n [m]	1,028	1,034	1,036	1,036	1,037	1,038	1,038	1,038	1,038	1,038	1,038	1,038	1,038	1,038	1,038
V_n [m]	0,972	0,966	0,964	0,964	0,963	0,962	0,962	0,962	0,962	0,962	0,962	0,962	0,962	0,962	0,962
I_n [m ⁴]	0,358	0,352	0,350	0,350	0,349	0,348	0,348	0,348	0,348	0,348	0,348	0,348	0,348	0,348	0,348

Tableau 79 : Caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre et du hourdis

Abscisses [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
S_n [m ²]	1,433	1,433	1,285	1,285	1,281	1,281	1,281	1,281	1,281	1,277	1,277	1,277	1,277	1,277	1,273
V'_n [m]	1,476	1,476	1,516	1,520	1,520	1,522	1,524	1,525	1,527	1,527	1,530	1,531	1,532	1,533	1,532
V_n [m]	0,724	0,724	0,684	0,680	0,680	0,678	0,676	0,675	0,673	0,673	0,670	0,669	0,668	0,667	0,668
I_n [m ⁴]	0,805	0,805	0,755	0,747	0,750	0,746	0,740	0,735	0,729	0,735	0,726	0,722	0,722	0,719	0,728

Abscisses [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
S_n [m ²]	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285	1,285
V'_n [m]	1,533	1,536	1,537	1,537	1,537	1,538	1,538	1,538	1,538	1,538	1,538	1,538	1,538	1,538	1,538
V_n [m]	0,667	0,664	0,663	0,663	0,663	0,662	0,662	0,662	0,662	0,662	0,662	0,662	0,662	0,662	0,662
I_n [m ⁴]	0,725	0,715	0,712	0,711	0,710	0,708	0,708	0,708	0,708	0,708	0,708	0,708	0,708	0,708	0,708

Tableau 80 : Caractéristiques géométriques de la section homogène de la poutre et du hourdis

Abscisses [m]	0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
S_h [m ²]	1,462	1,462	1,314	1,314	1,315	1,315	1,315	1,315	1,315	1,317	1,317	1,317	1,317	1,317	1,319
V'_h [m]	1,517	1,516	1,537	1,523	1,539	1,531	1,523	1,517	1,509	1,526	1,515	1,510	1,509	1,506	1,526
V_h [m]	0,483	0,484	0,463	0,477	0,461	0,469	0,477	0,483	0,491	0,474	0,485	0,490	0,491	0,494	0,474
I_h [m ⁴]	0,814	0,814	0,775	0,778	0,778	0,779	0,781	0,782	0,785	0,783	0,786	0,787	0,788	0,789	0,786

Abscisses [m]	11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
S_n [m ²]	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330
V'_h [m]	1,522	1,511	1,507	1,506	1,504	1,503	1,503	1,503	1,503	1,503	1,503	1,503	1,503	1,503	1,503
V_h [m]	0,478	0,489	0,493	0,494	0,496	0,497	0,497	0,497	0,497	0,497	0,497	0,497	0,497	0,497	0,497
I_h [m ⁴]	0,787	0,790	0,792	0,792	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793	0,793

2. Définition des phases de justification

Les phases de justification des contraintes normales à l'état limite de service sont les suivants :

✓ Phase I

C'est la phase de mise en tension des câbles de la première famille après 7 jours de durcissement de la poutre :

- Section résistante : section nette de la poutre seule ;
- Action à prendre en compte : poids propre de la poutre seule, actions des câbles de la première famille après perte par frottement et perte par recul d'ancrage.

✓ Phase II

Juste après coulage du hourdis :

- Section résistante : Section nette de la poutre seule ;
- Action à prendre en compte : poids propre de la poutre, du hourdis, des entretoises et action des câbles de la première famille après les pertes par recul d'ancrage, par frottement et par déformation instantanée du béton due au hourdis.

✓ Phase III

Après mise en tension des câbles de la deuxième famille. (Après 28 jours de durcissement du béton de la poutre.)

- Section résistante : section nette de la poutre et du hourdis ;
- Action à prendre en compte : poids propre de la poutre, du hourdis, des entretoises et action des câbles de la première et deuxième famille après les pertes qui se produisent à la présente phase. Ces pertes sont les pertes dues au :

Frottement : première et deuxième famille de câbles ;

Recul d'ancrage : première et deuxième famille de câble ;

Déformation instantanée du béton : Seule les câbles de la première famille subissent cette perte de tension car la déformation instantanée du béton est due à la mise en œuvre du hourdis, des entretoises et à la mise en tension des câbles de la deuxième famille ;

Retrait à 28 jours : les câbles de la première famille ;

Relaxation des aciers et fluage du béton : on suppose que les câbles de la première famille ont effectuées 25% de ces pertes. Pour les câbles de la deuxième famille, les pertes différées ne sont pas encore manifestées.

✓ Phase IV

Juste après la mise en place de la superstructure (revêtement, parapets, trottoirs).

- Section résistante : section nette de la poutre et du hourdis ;

-Action à prendre en compte : c'est le même que dans la phase III en considérant la déformation instantanée du béton, due à la mise en œuvre de la superstructure, qui provoque des pertes de tension dans les deux familles de câble.

✓ Phase V

C'est la phase d'exploitation de l'ouvrage.

- Section résistante : section nette de la poutre plus hourdis pour les charges permanentes et section homogène de la poutre plus hourdis pour les charges d'exploitation ;

-Action à prendre en compte : poids propre de l'ouvrage, surcharges d'exploitation, les forces de précontrainte après les pertes instantanées et différées totales.

3. Calcul des contraintes normales

a. Contraintes normales dans le béton dues aux forces de précontrainte

- Dans la fibre supérieure de la section résistante :

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{s_n} + \frac{P \times e_p}{I_n} \times V_n$$

- Dans la fibre inférieure de la section résistante :

$$\sigma'_b(x) = \frac{P}{s_n} - \frac{P \times e_p}{I_n} \times V'_n$$

Avec e_p : excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité de la section nette ;

P : force de précontrainte obtenues avec les câbles dans la section considérée.

b. Contraintes normales dans le béton dues aux effets des actions extérieures

- Dans la fibre supérieure de la section résistante :

$$\sigma_b(x) = \frac{M \times V_{(n \text{ ou } h)}}{I_{(n \text{ ou } h)}}$$

- Dans la fibre inférieure de la section résistante :

$$\sigma'_b(x) = - \frac{M \times V'_{(n \text{ ou } h)}}{I_{(n \text{ ou } h)}}$$

Avec : M : moment fléchissant due aux actions extérieures.

c. Contrainte normale admissible

La contrainte normale est limitée à :

✓ Pour les phases I et II :

Contrainte admissible en compression : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{ct7} = 0,6 \times 26,49 = 15,894 \text{ MPa}$

Contrainte admissible en traction :

$$\overline{\sigma_{bt}} = -0,7 \times f_{t7} = -0,7 \times 2,189 = -1,532 \text{ MPa} : \text{ Dans la section d'enrobage ;}$$

$$\overline{\sigma_{bt}} = -1,5 \times f_t = -3,284 \text{ MPa} : \text{ Ailleurs.}$$

✓ Pour les phases III, IV et V :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bt}} = -0,7 \times f_{t28} = -0,7 \times 3 = -2,1 \text{ MPa} : \text{ Dans la section d'enrobage ;}$$

$$\overline{\sigma_{bt}} = -1,5 \times f_{t28} = -4,5 \text{ MPa} : \text{ Ailleurs.}$$

Les contraintes normales, durant les phases, dans les fibres extrêmes sont données dans le tableau suivant :

Tableau 81 : Contraintes normales en [MPa] dans les fibres extrêmes de la poutre

PHASES	FIBRES	ABSCISSES [m]														
		0	1	2	3	3,5	4	4,412	5	6	7	8	8,824	9	10	10,5
I	Supérieure	1,153	4,421	4,389	4,235	4,199	4,154	3,673	3,951	4,063	4,650	4,214	3,500	3,896	4,235	5,578
	Inférieure	15,441	14,223	14,354	14,498	14,546	14,647	15,175	14,987	14,539	14,386	14,025	13,867	13,512	13,483	13,272
II	Supérieure	1,302	5,357	5,501	5,604	5,845	5,962	5,546	5,985	6,754	7,195	6,994	6,618	7,428	8,048	9,168
	Inférieure	15,254	14,051	13,835	13,524	13,647	13,023	13,431	12,854	12,204	11,169	11,372	11,594	10,304	9,543	8,463
III	Supérieure	1,144	4,917	4,798	4,602	4,567	4,468	3,809	4,055	4,109	4,256	3,556	2,733	2,956	3,124	3,985
	Inférieure	18,188	15,337	15,287	15,104	15,099	14,93	15,439	14,985	14,235	13,819	14,555	15,559	14,221	13,008	11,786
IV	Supérieure	1,144	5,164	5,224	5,198	5,106	5,065	4,435	4,654	4,875	5,191	4,733	3,808	4,521	4,908	5,243
	Inférieure	18,188	15,992	16,047	16,227	16,387	16,545	17,154	16,994	16,583	16,482	16,844	17,673	17,446	16,634	15,451
V	Supérieure	1,144	6,336	6,511	6,883	7,678	8,088	7,654	7,806	9,106	10,112	9,843	9,615	9,865	10,773	11,956
	Inférieure	18,188	14,074	13,421	12,633	11,054	11,665	11,949	10,562	9,345	8,466	8,267	8,167	6,448	5,246	4,432

PHASES	FIBRES	ABSCISSES [m]														
		11	12	13	13,236	14	15	16	17	17,648	18	19	20	21	22	22,06
I	Supérieure	5,421	5,287	5,192	4,997	4,721	4,532	4,387	4,289	4,123	4,231	4,298	4,325	4,458	4,658	4,712
	Inférieure	13,311	13,399	13,477	13,874	14,148	14,732	15,024	15,456	15,646	15,587	15,405	15,324	15,125	15,013	14,829
II	Supérieure	9,210	9,287	9,321	9,856	10,123	9,745	9,123	8,954	8,774	8,985	9,145	9,205	9,313	9,416	9,62
	Inférieure	8,146	7,489	7,885	7,956	8,006	8,215	8,567	8,741	8,897	8,523	8,331	8,046	7,217	7,048	6,985
III	Supérieure	3,433	3,087	2,862	2,635	2,513	2,388	2,275	2,106	2,077	2,214	2,331	2,504	2,607	2,84	3,045
	Inférieure	11,665	11,504	11,589	11,725	11,921	12,013	12,108	12,247	12,392	12,266	12,139	12,077	11,962	11,847	11,662
IV	Supérieure	5,108	4,665	4,281	4,104	4,099	3,954	3,814	3,554	3,669	3,753	3,933	4,107	4,289	4,334	4,409
	Inférieure	15,552	15,621	15,702	15,984	16,204	16,533	16,884	17,175	17,089	16,821	16,754	16,646	16,558	16,309	16,132
V	Supérieure	11,943	11,895	11,934	12,087	12,129	12,274	12,309	12,451	12,544	12,773	12,892	13,311	13,534	13,722	13,907
	Inférieure	4,118	3,841	3,095	3,168	3,176	3,243	3,35	3,399	3,452	3,657	3,966	4,514	5,787	5,816	5,907

Le tableau n°81 de la page 156 montre que les contraintes normales limites sont respectées et que toutes les sections de la poutre sont comprimées (Valeurs positives).

XIII. Justification des contraintes tangentielles à l'ELS

Le but de cette vérification est de montrer si les effets d'un effort tranchant cumulés à ceux de l'effort normal dû aux actions extérieures et à la précontrainte ne nuisent pas la sécurité de l'ouvrage. Pour cela, d'après l'article 7.2.2 de la règle BPEL, on doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq \bar{\tau}_1^2 = 0,4f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$$

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq \bar{\tau}_2^2 = 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left(0,6f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t \right) \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$$

Avec : σ_x est la contrainte normale au niveau de la centre de gravité de la section nette de la poutre ;

σ_t : Contrainte normale transversale. Cette contrainte est égale à zéro car nous n'utilisons pas des armatures transversales de précontrainte ;

τ : Contrainte tangentielle calculée au niveau e la centre de gravité de la section nette de la poutre.

La justification sera effectuée dans la section d'about et d'arrêt des câbles et durant la phase d'exploitation de l'ouvrage où les contraintes tangentielles sont maximales.

✓ *Contrainte cisaillement τ :*

Elle est donnée par la formule de JURAVSKI suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S}{I \times b_n}$$

$V_{red} = |V - \sum P_i \sin \alpha_i|$: Effort tranchant réduit ;

V : effort tranchant au niveau de la section. Il est calculé en suivant la démarche du paragraphe D. IV. et V. (voir page 108 – 114) ;

P_i : Force de précontrainte obtenue avec un câble ;

α_i : Angle de déviation des câbles ;

S : moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section ;

I : Moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe horizontal passant par son centre de gravité ;

b_n : Largeur de la section nette au niveau du centre de gravité.

✓ *Contrainte normale σ_x :*

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i}{B_n} \text{ Où } B_n \text{ est la section nette du béton.}$$

1. Vérification de la section d'about

Les caractéristiques de la section nette d'about sont :

$$B_n = 0,833 \text{ m}^2;$$

$$I_n = 0,402 \text{ m}^4;$$

$$S = 0,259 \text{ m}^3;$$

$$b_n = 0,30 \text{ m.}$$

La contrainte normale maximale due au câble de précontrainte dans une section de la poutre est :

$$\sigma_{pmax} = 1,02\sigma_{sp}^0 - 0,8(\Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{pd})$$

D'où la force de précontrainte : $P_i = \sigma_{pmax} \times A_{cp}$

Tableau 82 : Forces de précontrainte et efforts tranchants engendrés par les câbles dans la section d'about

N° DE CABLE	α_i [rad]	σ_{pmax} [MPa]	P_i [T]	$P_i \sin\alpha_i$ [T]
1	0,173	1313,798	148,459	25,574
2	0,266	1298,397	146,719	38,566
3	0,343	1285,780	145,293	48,858
4	0,415	1274,122	143,976	58,026
5	0,475	1264,384	142,875	65,393
TOTAL			727,322	236,416

Pour la section d'about, l'effort tranchant maximal à l'ELS vaut : $V = 118,743 \text{ T}$ (voir tableau n°51 de la page 116).

$$V_{red} = |118,743 - 236,416| = 117,673 \text{ T};$$

$$\tau = \frac{117,673 \times 0,259}{0,402 \times 0,3} = 252,714 \left[\frac{\text{T}}{\text{m}^2} \right] = 2,527 \text{ MPa} \text{ et } \tau^2 = 6,386 [\text{MPa}]^2;$$

$$\sigma_x = \frac{727,322}{0,833} = 873,135 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 8,731 \text{ MPa};$$

A 28 jours, $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$;

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_1^2 = 10,585 [\text{MPa}]^2 \text{ et } \bar{\tau}_2^2 = 20,202 [\text{MPa}]^2;$$

$$\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}_2^2 : \text{ Les deux conditions sont vérifiées.}$$

2. Vérification de la section d'arrêt du câble n°6 (x=3,5m)

Pour cette section, l'effort tranchant maximal à l'ELS vaut : $V = 100,670$ T.

Les caractéristiques de la section sont :

$$B_n = 0,681 \text{ m}^2;$$

$$I_n = 0,369 \text{ m}^4;$$

$$S = 0,165 \text{ m}^3;$$

$$b_n = 0,20 \text{ m}.$$

Tableau 83 : Forces de précontrainte et efforts tranchants engendrés par les câbles dans la section d'abscisse $x = 3,5$ m

N° DE CABLE	α_i [rad]	σ_{pmax} [MPa]	P_i [T]	$P_i \sin \alpha_i$ [T]
1	0,136	1313,991	148,481	20,105
2	0,224	1297,175	146,581	32,609
3	0,296	1282,546	144,928	42,271
4	0,361	1268,728	143,366	50,659
5	0,414	1256,361	141,969	57,093
6	0,421	1265,364	142,986	58,435
TOTAL			868,311	261,172

$$V_{red} = |100,670 - 261,172| = 160,502 \text{ T};$$

$$\tau = \frac{160,502 \times 0,165}{0,369 \times 0,2} = 358,846 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 3,588 \text{ MPa et } \tau^2 = 12,877 [\text{MPa}]^2;$$

$$\sigma_x = \frac{868,311}{0,681} = 1275,053 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 12,751 \text{ MPa};$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 13,801 [\text{MPa}]^2 \text{ et } \bar{\tau}_2^2 = 19,406 [\text{MPa}]^2;$$

$$\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}_2^2 : \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

3. Vérification de la section d'arrêt du câble n°7 (x=7 m)

L'effort tranchant est : $V = 84,003$ T.

Les caractéristiques de la section sont :

$$B_n = 0,677 \text{ m}^2;$$

$$I_n = 0,363 \text{ m}^4;$$

$$S = 0,165 \text{ m}^3;$$

$$b_n = 0,20 \text{ m}.$$

Tableau 84 : Forces de précontrainte et efforts tranchants engendrés par les câbles dans la section d'abscisse $x = 7 \text{ m}$

N° DE CABLE	α_i [rad]	σ_{pmax} [MPa]	P_i [T]	$P_i \sin \alpha_i$ [T]
1	0	1302,333	147,164	0
2	0	1287,123	145,445	0
3	0	1274,663	144,037	0
4	0,005	1263,148	142,736	0,749
5	0,025	1252,176	141,496	3,600
6	0,202	1261,564	142,557	28,606
7	0,486	1255,352	141,855	66,259
TOTAL			1005,288	99,214

$$V_{red} = |84,003 - 99,214| = 15,211 \text{ T}$$

$$\tau = \frac{15,211 \times 0,165}{0,363 \times 0,2} = 34,570 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 0,346 \text{ MPa et } \tau^2 = 0,120 [\text{MPa}]^2$$

$$\sigma_x = \frac{1005,288}{0,677} = 1484,916 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 14,849 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 15,479 [\text{MPa}]^2 \text{ et } \bar{\tau}_2^2 = 17,706 [\text{MPa}]^2$$

$$\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 < \bar{\tau}_2^2 : \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

4. Vérification de la section d'arrêt du câble n°8 ($x=10,5\text{m}$)

A cette section, l'effort tranchant est : $V = 68,939 \text{ T}$.

Les caractéristiques de la section sont :

$$B_n = 0,673 \text{ m}^2;$$

$$I_n = 0,360 \text{ m}^4;$$

$$S = 0,165 \text{ m}^3;$$

$$b_n = 0,20 \text{ m.}$$

Tableau 85 : Forces de précontrainte et efforts tranchants engendrés par les câbles dans la section d'abscisse $x = 10,5 \text{ m}$

N° DE CABLE	α_i [rad]	σ_{pmax} [MPa]	P_i [T]	$P_i \sin \alpha_i$ [T]
1	0	1288,363	145,585	0
2	0	1273,193	143,871	0
3	0	1260,767	142,467	0
4	0	1249,289	141,170	0
5	0	1238,493	139,950	0
6	0	1258,788	142,243	0
7	0,181	1256,410	141,974	25,584

8	0,493	1247,307	140,946	66,732
TOTAL			1138,205	92,317

$$V_{red} = |68,939 - 92,317| = 23,378 \text{ T}$$

$$\tau = \frac{23,378 \times 0,166}{0,360 \times 0,2} = 53,575 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 0,536 \text{ MPa} \text{ et } \tau^2 = 0,287 [\text{MPa}]^2$$

$$\sigma_x = \frac{1138,205}{0,673} = 1691,241 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 16,912 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 17,130 [\text{MPa}]^2 \text{ et } \bar{\tau}_2^2 = 15,177 [\text{MPa}]^2$$

Les deux conditions sont vérifiées.

XIV. Ferrailage passif longitudinal

Comme toutes les sections de la poutre sont comprimées donc il ne faut prévoir que des armatures de peau car la hauteur de la poutre dépasse 80 cm.

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieur à 0,10 % de la section du béton de la poutre.

C'est-à-dire : $A_p \geq \sup [3 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de parement ; } 0,10\% \text{ de la section du béton}]$

$$\text{Soit } A_p \geq \sup \left[3 \times 2 ; \frac{0,1 \times 7050}{100} \right] = 7,05 \text{ cm}^2.$$

On prendra $A_p = 10\text{HA}12 = 7,85 \text{ cm}^2$.

XV. Etat limite de service vis-à-vis des déformations

1. Calcul des flèches et contre flèches

a. Flèche due aux charges permanentes

En résolvant l'équation différentielle de la déformée $\frac{d^2 f}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$ où M est le moment fléchissant dans une section d'abscisse x, on peut avoir l'expression de la flèche en fonction

$$\text{de } x : f(x) = \frac{S}{2EI} \left(\frac{x^4}{12} - \frac{Lx^3}{6} \right) + \frac{S}{EI} \frac{L^3}{24} x$$

$$\text{D'où la flèche maximale à mi-travée est : } f_{gmax} = f\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{S}{384} \times \frac{S \times L^4}{0,85 \times E_{vj} \times I_{red}}$$

$g = 4,278 \text{ T/ml}$: charge permanente totale supportée par une poutre ;

$L = 44,12 \text{ m}$: Longueur de travée de calcul ;

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = \frac{11000 \times \sqrt[5]{f_{cj}}}{3} : \text{Module de déformation différée du béton.}$$

A 28 jours, $E_{v28} = 12540 \text{ MPa}$.

$I_{\text{red}} = 0,708 \text{ m}^4$: Moment d'inertie réduit par rapport au centre de gravité du béton.

Après calcul, on a : $f_{g\text{max}} = 0,280 \text{ m}$.

6. Flèche due à la force de précontrainte (contre flèche)

Elle est donnée par la relation suivante :

$$f_p = \frac{P \times e_p \times L^2}{8 \times 0,8 \times E_{vj} \times I_{\text{red}}}$$

$P = 1041,521 \text{ T}$: Force de précontrainte obtenue avec les 8 câbles dans la section médiane après toutes les pertes ;

$e_p = -0,996 \text{ m}$: Distance du centre de gravité des câbles par rapport à celui du béton.

Finalement, on a : $f_p = -0,355 \text{ m}$.

c. Flèche due aux surcharges d'exploitations

On considère la surcharge de trottoir et la surcharge $A(l)$ car c'est cette dernière qui produit le moment fléchissant défavorable correspondant à la flèche maximale.

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_q = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{0,85 \times E_{ij} \times I_{\text{red}}}$$

$$q = \eta_{A(l)} A(l) + \eta_{A(t)} A(t) = 0,333 \times 1,098 + 0,666 \times 0,3 = 0,565 \text{ T/ml}$$

$$E_{i28} = 37619,471 \text{ MPa}$$

Par suite, $f_q = 0,012 \text{ m}$.

d. Allure du tablier en service à vide

La flèche permanente due aux charges permanentes et aux forces de précontrainte est :

$$f_v = c (f_g + f_p).$$

$c = 1,5$: Coefficient traduisant l'augmentation de la flèche due au fluage du béton.

Ce qui nous donne : $f_v = 1,5 \times (0,280 - 0,355) = -0,113 \text{ m}$.

Donc, le tablier du pont prend une forme faiblement cambrée qui ne compromette pas le confort des usagers.

e. Allure du tablier en service en charge

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = c (f_g + f_q + f_p) = -0,0945 \text{ m}$$

Donc, le tablier du pont prend une forme faiblement cambrée qui ne compromette pas le confort des usagers.

f. Vérification de la deuxième condition de confort

Le confort des moyens de transport roulant sur le pont est assuré si la flèche due aux charges d'exploitation reste inférieure à la flèche admissible $f_{qadm} = \frac{L}{400}$.

On a : $f_q = 0,012 \text{ m} < f_{qadm} = 0,110 \text{ m}$ donc le confort est assuré.

2. Calcul et vérification des rotations

La rotation d'une section est maximale aux appuis et à partir de l'équation différentielle de la déformée $\varphi(x) = \frac{df(x)}{dx}$, on peut évaluer cette rotation.

a. Rotation due aux charges permanentes

A l'abscisse $x = 0 \text{ m}$ où la rotation est maximale, elle est donnée par la relation :

$$\varphi_g = \frac{g L^3}{24 \times 0,85 \times E_{vj} \times I_{red}}$$

On a : $\varphi_g = 0,020 \text{ rad}$

b. Rotation due aux forces de précontrainte

$$\varphi_p = \frac{1}{2} \times \frac{P \times e_p \times L}{0,8 \times E_{vj} \times I_{red}} = -0,032 \text{ rad}$$

c. Rotation due aux surcharges d'exploitation

$$\varphi_q = \frac{q L^3}{24 \times 0,85 \times E_{ij} \times I_{red}} = 0,00089 \text{ rad}$$

d. Rotation résultante

A vide : $\varphi_v = c \times (\varphi_g + \varphi_p) = -0,018 \text{ rad}$

Avec surcharge : $\varphi_T = c \times (\varphi_g + \varphi_p) + \varphi_q = -0,017 \text{ rad}$

D'où, on a : $\varphi_T \leq \bar{\varphi} = 0,024 \text{ rad}$

xvi. Vérification de la résistance à la rupture de la section médiane soumise à la flexion en phase d'exploitation

- Les contraintes limites de calcul sont :

Pour le béton : $\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 26,667 \text{ MPa}$ où $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 0,85$ et $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$;

Pour l'acier de précontrainte : $\bar{\sigma}_{sp,u} = \frac{f_{pse}}{\gamma_s} = \frac{1570}{1,15} = 1365 \text{ MPa}$;

Pour l'acier ordinaire : $\bar{\sigma}_{s,u} = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

- Le diagramme de contrainte de compression pour le béton est rectangulaire et la contrainte est uniformément répartie sur une hauteur $0,8y$. y étant la distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section ;

- La condition de résistance est : $M_u < M_{cp}$;

Avec M_u : Moment dû aux actions extérieures relatif à l'ELU ;

M_{cp} : Moment résistant de la section.

1. Détermination de la position de l'axe neutre

L'axe neutre tombe dans la table de compression si la condition suivante est vérifiée :

$$\bar{\sigma}_{sp,u} A_{cp}^T + \bar{\sigma}_{s,u} A \leq \bar{\sigma}_b b h_0 + \bar{\sigma}'_s A' + \bar{\sigma}'_{sp} A_{cp}^T$$

A_{cp}^T ; A et A' sont égaux zéro ;

$$A_{cp}^T = n \times A_{cp} = 8 \times 11,3 = 90,4 \text{ cm}^2 ;$$

$b = 1,4 \text{ m}$ et $h_0 = 0,10 \text{ m}$;

$$\bar{\sigma}_{sp,u} A_{cp}^T = 1250,232 \text{ T et } \bar{\sigma}_b b h_0 = 373,338 \text{ T}$$

$$\bar{\sigma}_{sp,u} A_{cp}^T \geq \bar{\sigma}_b b h_0$$

La condition n'est pas vérifiée donc l'axe neutre tombe dans la nervure et on déduit la hauteur de la zone comprimée y par l'équilibre statique de la section :

$$\bar{\sigma}_{sp,u} A_{cp}^T = [\bar{\sigma}_b \times 0,8 \times y \times b_0] + [\bar{\sigma}_b \times (b - b_0) \times h_0]$$

$$\text{C'est-à-dire } y = \frac{\bar{\sigma}_{sp,u} A_{cp}^T - [\bar{\sigma}_b \times (b - b_0) \times h_0]}{\bar{\sigma}_b \times 0,8 \times b_0}$$

Après calcul, on trouve : $y = 2,18 \text{ m}$

2. Capacité portante de la section

$$M_{cp} = \bar{\sigma}_b b_0 \times (d - 0,4y) \times 0,8y + \bar{\sigma}_b (b - b_0) \times h_0 \times (d - 0,5h_0)$$

On a : $M_{cp} = 1884,093 \text{ Tm} > M_u = 1764,779 \text{ Tm}$.

La résistance à la flexion est assurée.

XVII. Justification de la résistance vis-à-vis des sollicitations tangentielles à l'ELU

1. Minimum d'armatures transversales

Les armatures passives transversales sont caractérisées par leur section A_t et leur espacement s_t .

Le minimum d'armature transversale est déterminé par :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,6b_0 \frac{f_s}{f_e}$$

A_t : Section d'armatures transversales ;

s_t : Espacement des armatures transversales ;

b_0 : Epaisseur de l'âme.

✓ Dans la section médiane

On prend $A_t = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

Ce qui donne : $s_t \leq 65,5 \text{ cm}$.

Or s_t doit être telle que : $s_t \leq (1m ; 0,8h ; 3b_0) = 60 \text{ cm}$.

Finalement, on prend $s_t = 50 \text{ cm}$.

✓ Dans la section d'about

L'effort tranchant est maximal dans cette zone. Par suite on prend $A_t = 4HA12$ qui une section réelle égale à $4,52 \text{ cm}^2$.

Soit $s_t \leq 87,3 \text{ cm}$.

La deuxième condition est $s_t \leq 90 \text{ cm}$.

On prend $s_t = 50 \text{ cm}$ pour les zones d'about ainsi que pour les zones d'arrêts des câbles.

2. Justification des armatures transversales

Dans la section d'about, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{\text{red},u} = \frac{V_{\text{red},u} S}{I_n b_n} \leq \bar{\tau}_u = \left[\frac{A_t}{s_t b_n} \times \frac{f_s}{\gamma_s} \right] \cotg \beta + \frac{f_{tj}}{3}$$

Avec $V_{\text{red},u} = |V_u - \sum P_i s \sin \alpha_i| = |159,998 - 236,416| = 76,418 \text{ T}$;

β : Angle d'inclinaison des bielles de béton tel que : $\text{tg} 2\beta = \frac{2\tau_{\text{red},u}}{\sigma_x}$;

D'où $\tau_{\text{red},u} = 1,641 \text{ MPa}$;

$\text{tg} 2\beta = 0,376$ donc $\cotg \beta = 5,495$;

Par suite $\bar{\tau}_u = 6,759 \text{ MPa} \geq \tau_{\text{red},u} = 1,641 \text{ MPa}$: la condition est vérifiée.

3. Vérification des bielles de béton

Cette vérification est traduite en une vérification de la contrainte de cisaillement sur les sections droites de l'ouvrage.

On doit vérifier : $\tau_{red,u} \leq \frac{0,85f_{cj}}{3\gamma_b} \sin 2\beta$

Avec $\sin 2\beta = 0,352$ et $\frac{0,85f_{cj}}{3\gamma_b} \sin 2\beta = 2,66 \text{ MPa} \geq \tau_{red,u} = 1,641 \text{ MPa}$

Donc la condition est vérifiée.

Chapitre 3. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Pour les dimensions des différents éléments, on retient les valeurs des prédimensionnements qu'on a effectués dans l'étude des variantes.

A. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le type des fondations dépend des divers facteurs suivants :

- La contrainte de compression admissible sur le sol ;
- Les risques d'affouillement dans le cas des ouvrages en site aquatique ;
- Les phénomènes de tassement qui doivent être compatibles avec l'intégrité de la superstructure ;
- La proximité ou l'éloignement du bon sol par rapport au terrain naturel ;
- L'importance des charges à transmettre.

Généralement on distingue deux types de fondations :

- Les fondations superficielles :

Ce sont des fondations sur semelles. On utilise ce genre de fondation si le bon sol se trouve à faible profondeur et n'est pas ou peu affouillable.

- Les fondations profondes sur pieux :

On utilise ce type de fondation lorsque le bon sol se trouve à grande profondeur et que les charges sont très importantes.

Les pieux sont employés soit pour reporter les charges sur la couche résistante en passant à travers les couches de résistance médiocre, soit pour répartir les charges dans les couches médiocres et de grande épaisseur, soit pour reporter une partie des charges sur le bon sol et le reste sur les couches de résistance médiocre. En plus, les pieux assurent aussi la tenue de l'ouvrage face à des actions horizontales.

D'après ces définitions et compte tenu des résultats de l'essai pressiométrique (Voir page 191), on va utiliser la fondation profonde dont les pieux sont solidarisés à leurs têtes par une semelle disposée au dessous de la profondeur d'affouillement.

B. CHOIX DU TYPE D'APPUI

Le type des piles et des culées dépend des divers facteurs suivants :

- du genre des fondations (ici fondation profonde sur pieu) ;
- de la forme et de la largeur du tablier ;
- des conditions architecturales.

Donc on va utiliser les types d'appuis suivants :

- Les piles à colonnes et chevêtre : prévoir un certain nombre de colonnes peut alléger le fût des piles. Ces colonnes sont réunies en tête par un chevêtre en béton armé sur lequel s'appuient les poutres par l'intermédiaire des appareils d'appuis ;

- Pour assurer l'appui du tablier et le soutènement des terres des remblais d'accès, on va utiliser les culées composées d'un mur garde grève, un mur de front, deux murs en retour et une dalle de transition qui limite la déformation de la chaussée due aux tassements éventuels des remblais derrière la culée.

C. ETUDE DES APPAREILS D'APPUIS

A côté de structures principales de résistance, les ponts comportent un certain nombre d'équipements indispensables au fonctionnement et à la pérennité de l'ouvrage.

L'appareil d'appui est l'un de ces équipements. Il assure la liaison mécanique entre les éléments porteurs principaux (poutre principales) et les appuis (piles, culées). Il contribue au fonctionnement d'ensemble de l'ouvrage et transmet aux appuis toutes les charges verticales et horizontales provenant des charges permanentes, surcharges d'exploitation, effets thermiques, actions sismiques, vent et tassements d'appui.

Dans son plan horizontal, et sous les actions horizontales, l'équilibre du tablier doit être satisfait tout en garantissant une libre dilatation tant longitudinalement que transversalement pour les ouvrages de grande largeur. Le schéma d'appui idéal bâti sur ce principe doit comprendre :

- Un appareil d'appui fixe bloquant les efforts horizontaux ;
- Des appareils d'appui mobiles unidirectionnels ;
- Des appareils d'appuis mobiles multidirectionnels.

Il y a plusieurs types d'appareil d'appui. Ici, on va utiliser les appareils d'appuis en élastomère fretté car ces appuis possèdent une certaine capacité de résistance et de distorsion devant les efforts et déplacements horizontaux imposés. Cette aptitude augmente avec la souplesse des piles. En plus, le fretage permet au bloc de subir des déformations verticales et des rotations. En effet, ils sont constitués d'un empilage de plusieurs plaques d'élastomère d'épaisseurs variant de 8 à 20 mm et solidarisées entre elles par des tôles d'acier inoxydables de 1 à 4 mm d'épaisseur.

Les étapes de calcul sont :

- Choix des dimensions des appareils d'appuis ;
- Calcul de la répartition des efforts horizontaux connaissant les coefficients de souplesse des appuis (pile, culées, appareils d'appuis) ;

- Vérification des contraintes et stabilité des appareils d'appuis.

Si les contraintes et/ou la stabilité ne sont pas vérifiées, on redimensionne l'appareil et on refait les calculs et les vérifications.

I. Dimensionnement des appareils d'appuis

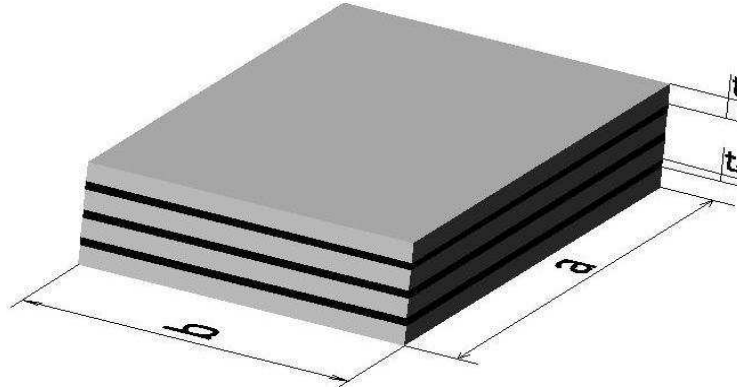


Figure 41 : Un appareil d'appui

On prend les dimensions suivantes :

a : Côté parallèle à l'axe longitudinal du pont ;

b : Côté perpendiculaire à a ;

t = 17 mm : Epaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère ;

n = 4 : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomères ;

t_s = 4 mm : Epaisseur d'une frette intermédiaire ;

e_T = 80 mm : Epaisseur totale d'un appareil d'appui.

a_{min} = 3e_T = 240 mm. On prend a = 400 mm ;

b/a = 1,25 à 2,5. On prend b = 500 mm et b/a = 1,25.

Le coefficient de forme des appareils d'appui est :

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = 6,536$$

II. Distribution des efforts horizontaux aux appuis

Hypothèses :

Les culées sont supposées infiniment rigides. Seuls les appareils d'appui en élastomère se déforment ;

Pour la pile, seules les déformations des colonnes, chevêtre et appareils d'appui seront considérées ;

Les efforts à considérer sont les efforts normaux dus aux charges permanentes et les surcharges d'exploitation, les efforts horizontaux dus au freinage, au retrait, au fluage et à la variation de la température.

1. Effort de freinage

a. Calcul des coefficients de souplesse de chaque appui

• Coefficient de souplesse de la pile :

✓ Pour les colonnes : $\frac{1}{K_{col}} = \frac{h_{col}^3}{3nEI}$

I : moment d'inertie d'une colonne de la pile : $I = \frac{\pi \Phi^4}{64} = \frac{3,14 \times 0,8^4}{64} = 0,020 m^4$;

n = 3 : Nombre de colonne d'une pile ;

E_i : Module d'élasticité instantané du béton : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$;

E_v : Module d'élasticité différé du béton : $E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{cj}}$;

Pour j = 28 jours, on a $E_i = 32164$ MPa ; $E_v = 10819$ MPa

$h_{col} = 9,62$ m : Hauteur de la colonne.

Tableau 86 : Coefficient de souplesse des colonnes

COEFFICIENT DE SOUPLESSE [mm/T]	Instantanée	1,530
	Différé	4,550

✓ Pour le chevet :

$$\frac{1}{K_{ch}} = \frac{(e_{ch} + h_{ch})^3 - h_{ch}^3}{3nEI_{ch}}$$

Avec $I_{ch} = \frac{h_{ch} b_{ch}^3}{12}$; $h_{ch} = 0,8$ m ; $b_{ch} = 1,3$ m

Tableau 87 : Coefficient de souplesse du chevet

COEFFICIENT DE SOUPLESSE [mm/T]	Instantanée	0,171
	Différé	0,507

✓ Pour les appareils d'appui :

$$\frac{1}{K_{app}} = \frac{a_T}{nGab}$$

$$G = \begin{cases} G_i = 1,6 \text{ MPa: Module d'elasticité instantané} \\ G_v = 0,8 \text{ MPa: Module d'elasticité différé} \end{cases} ;$$

n = 3 : Nombre d'appareil d'appui ;

Tableau 88 : Coefficients de souplesse des appareils d'appuis

COEFFICIENT DE SOUPLESSE [mm/T]	Instantanée	0,833
	Différé	1,667

Les coefficients de souplesse de la pile sont obtenus en additionnant ceux des colonnes, du chevrete et des appareils d'appuis.

D'où, on a les résultats suivants :

Tableau 89 : Coefficient de souplesse de la pile

COEFFICIENT DE SOUPLESSE [mm/T]	Instantanée	2,534
	Différé	6,724

• **Coefficient de souplesse de la culée :**

D'après l'hypothèse précédente, les coefficients de souplesse des culées sont égaux au coefficient de souplesse des appareils d'appuis :

Tableau 90 : Coefficient de souplesse des culées

COEFFICIENT DE SOUPLESSE [mm/T]	Instantanée	0,833
	Différé	1,667

6. Distributions des efforts de freinage

Les systèmes de surcharge sont susceptibles de développer des efforts horizontaux appelés efforts de freinage dont les intensités sont les suivantes :

- Système B_{c30} : chaque essieu peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner et l'effort de freinage qui n'est pas susceptible de majoration pour les effets dynamiques vaut donc :

$$H_f = 30 \text{ T} ;$$

- Surcharge $A(l)$: l'effort de freinage développé par ce système de surcharge est :

$$H_f = \frac{A(l)}{20 + 0,0035 \times S}$$

$$S = 7 \times 44,12 = 308,84 \text{ m}^2 : \text{Surface chargée} ;$$

$$A(l) = 1,098 \text{ T/m}^2 : \text{surcharge de la chaussée (voir page 105).}$$

$$\text{D'où, on a : } H_f = 16,086 \text{ T.}$$

La force horizontale de freinage appliquée sur l'appui (pile ou culée) i est :

$$H_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \times H_f$$

Pour le calcul de la répartition des efforts de freinage, on utilise les coefficients de souplesse instantanés des appuis (pile et culées).

Tableau 91 : Distribution des efforts de freinage entre appuis

	REPARTITION DE B _c		REPARTITION DE A(L)	
	Pile	Culée	Pile	Culée
Coefficient de souplesse 1/K _i	2,534	0,833	2,534	0,833
Coefficient de rigidité K _i	0,395	1,200	0,395	1,200
Effort de freinage H _i [T]	7,424	22,576	3,981	12,105

2. Efforts dus au retrait, au fluage et à la variation de température

On considère les déformations relatives du tablier suivantes :

- Raccourcissement dû au retrait et fluage : $\varepsilon_1 = 0,0003$ m/m ;
- Raccourcissement dû à la variation de température à long terme : $\varepsilon_2 = 0,0003$ m/m ;
- Raccourcissement dû à la variation de température à court terme : $\varepsilon_3 = 0,0002$ m/m.

Le calcul des efforts, dus au retrait, au fluage et à la variation de température, encaissés par l'appui H_i se résume comme suit :

- Calcul de $d_i = \varepsilon \times X_i$: raccourcissement du tablier au niveau de l'appui ;
- Calcul des déplacements de chaque appui par les formules :

$$U_0 = -\frac{\sum K_i d_i}{\sum K_i} : \text{Déplacement d'une culée ;}$$

$$U_1 = U_0 + d_i : \text{Déplacement d'une pile ;}$$

- Calcul des efforts sur chaque appui par la formule : $F_i = K_i \times U_i$.

K_i : Coefficient de rigidité instantané de l'appui i s'il s'agit de calculer les efforts dus à la variation de température à court terme.

Tableau 92 : Distribution des efforts dus au retrait, au fluage et à la variation de température

PHENOMENES	APPUI	$1/K_i$ [mm/T]	K_i [T/mm]	d_i [mm]	U_i [mm]	Effort horizontal encaissé par l'appui H_i [T]
Retrait et fluage	Culée	1,667	0,600	0,000	-2,629	-1,578
	Pile	6,724	0,149	13,236	10,607	1,578
ΔT à court terme	Culée	0,833	1,200	0,000	-2,184	-2,620
	Pile	2,534	0,395	8,824	6,640	2,620
ΔT à long terme	Culée	1,667	0,600	0,000	-2,629	-1,578
	Pile	6,724	0,149	13,236	10,607	1,578

III. Vérification des appareils d'appuis

Les efforts sollicitant les appareils d'appui sont :

- Les efforts normaux venant du tablier (poids et surcharge) ;
- Les efforts horizontaux de freinage ;
- Et les efforts horizontaux dus au retrait, au fluage et à la variation de température.

1. Descente des charges

- Charge permanente verticale sur un appareil d'appui : $N_g = \frac{g \times L}{2 \times n} = 94,373 \text{ T}$;

- Surcharge $A(l)$ sur un appareil d'appui : $N_{A(l)} = \frac{A(l) \times L \times l_r}{2 \times n} = 56,518 \text{ T}$;

- Surcharge B_{c30} sur un appareil d'appui : $N_{Bc} = \frac{2 \times \delta \times \sum P_i l_i}{2 \times n} = 36,106 \text{ T}$;

- Surcharge de trottoir sur un appareil d'appui : $N_t = \frac{2 \times A(t) \times l_t \times L}{2 \times n} = 2,206 \text{ T}$.

Dans ces formules, $n = 3$ est le nombre d'appareil d'appui sur un appui (pile ou culée) ; $A(l) = 1,098 \text{ T/m}^2$; $A(t) = 0,15 \text{ T/m}^2$; $\delta = 1,07$: CMD ;

$l_r = 7 \text{ m}$: Largeur roulable ;

$l_t = 1 \text{ m}$: Largeur du trottoir ;

$g = 12,834 \text{ T/ml}$: Poids propre par mètre linéaire de la superstructure.

2. Vérification des appareils d'appui

Les charges et surcharges sollicitant un appareil d'appui sont rassemblées dans le tableau suivant (l'effort horizontal sollicitant un appareil d'appuis est égal l'effort horizontal sollicitant l'appui divisé par le nombre d'appareil sur ce dernier) :

Tableau 93 : Effort sollicitant un appareil d'appui

APPUIS	EFFORTS VERTICAUX		EFFORTS HORIZONTAUX	
	Désignations	Valeur [KN]	Désignations	Valeur [KN]
CULEE	Charge permanente max	943,727	Retrait et fluage	5,258
	Charge permanente min	943,727	ΔT à court terme	8,734
	Charge d'exploitation max	587,237	ΔT à long terme	5,258
	Charge d'exploitation min	0,000	Freinage	75,255
PILE	Charge permanente max	943,727	Retrait et fluage	5,258
	Charge permanente min	943,727	ΔT à court terme	8,734
	Charge d'exploitation max	587,237	ΔT à long terme	5,258
	Charge d'exploitation min	0,000	Freinage	24,745

a. Vérification de la condition de non glissement

On doit vérifier la condition suivante :

$$H_{\max} < f \times N_{\max}$$

Avec $N_{\max} = N_g + N_{A(l)} + N_t = 153,096 \text{ T}$: Effort normal maximal sur un appareil d'appui ;

$$f = 0,1 + \frac{0,6 \times a \times b}{N_{\max}} = 0,103 \text{ : Coefficient de frottement ;}$$

$H_{\max} = 8,925 \text{ T}$: Effort horizontal maximal sur un appareil d'appui (dû au retrait, au fluage, à la variation de température et au système B_c).

$fN_{\max} = 15,790 \text{ T} > H_{\max}$: La condition est vérifiée.

b. Vérification de l'épaisseur des frettes

$$t_s \geq \max \left(\frac{a \times N_{\max}}{\beta \sigma_e a b} ; 2 \text{ mm} \right)$$

$\sigma_e = 245 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif de la frette ;

On a $t_s \geq \max (1,912 \text{ mm} ; 2 \text{ mm}) = 2 \text{ mm}$;

On a $t_s = 4 \text{ mm}$, donc la condition est vérifiée.

c. Vérification des contraintes

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Limitation de la contrainte de compression : $\frac{N}{ab} \leq 15 \text{ MPa}$;

- Condition de non cheminement : $\frac{N}{ab} \geq 2 \text{ MPa}$;

- Contrainte de cisaillement due à l'effort vertical : $\tau_N = \frac{1,5N}{\beta ab}$;

- Contrainte de cisaillement due au retrait, fluage et à la variation de température :

$$\tau_{H_1} = \frac{G_v U_1}{e_T} < 0,5 G_v = 0,4 \text{ MPa}$$

$G_v = 0,8 \text{ MPa}$: Module d'élasticité transversal différé du béton ;

U_1 : Déformation de l'appareil d'appui due à ces trois termes ;

e_T : Epaisseur totale de l'appareil d'appuis ;

- Contrainte de cisaillement due à l'effort de freinage : $\tau_{H_2} = \frac{H_f}{ab}$

Soit $\tau_H = \tau_{H_1} + \tau_{H_2} < 0,7 G_v = 0,56 \text{ MPa}$

- Contrainte de cisaillement due à la rotation de l'appareil d'appui :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \frac{\alpha_T}{n} < \tau_N$$

Avec $n = 4$: nombre de feuillets élémentaires d'élastomère ;

$t = 10 \text{ mm}$: Epaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère ;

$\frac{\alpha_T}{n}$: Angle de rotation, exprimé en radian, d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

D'après l'étude de la poutre principale, les rotations d'une section de la poutre aux appuis sont :

Due à l'imperfection de la pose des poutres : $0,002 \text{ rad}$;

Due aux charges permanentes : $- 0,018 \text{ rad}$;

Due aux charges d'exploitation maximale : $0,00089 \text{ rad}$;

Due aux charges d'exploitation minimale : 0 rad .

Finalement, on doit vérifier la condition suivante : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5 G_v = 4 \text{ MPa}$.

Pour les vérifications des appareils d'appuis, on considère les différentes combinaisons des charges suivantes :

CAS 1 : Charge permanente + retrait et fluage + ΔT à court terme ;

CAS 2 : Charge permanente + retrait et fluage + ΔT à long terme ;

CAS 3 : Charge permanente + charge d'exploitation maximale + retrait et fluage + ΔT
à court terme ;

CAS 4 : Charge permanente + charge d'exploitation maximale + retrait et fluage + ΔT
à long terme ;

CAS 5 : Charge permanente + charge d'exploitation minimale + retrait et fluage + ΔT
à court terme ;

CAS 6 : Charge permanente + charge d'exploitation minimale + retrait et fluage + ΔT
à long terme ;

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 94 : Vérification des appareils d'appuis

APPUIS	CAS	Contraintes normales N/ab [MPa]	Contraintes tangentielles [MPa]					
			τ_N	τ_{H1}	τ_{H2}	τ_H	τ_α	τ
CULEES	CAS 1	4,719	1,083	-0,048	0,000	-0,048	-0,886	0,149
	CAS 2	4,719	1,083	-0,053	0,000	-0,053	-0,886	0,145
	CAS 3	7,655	1,757	-0,048	0,376	0,328	-0,837	1,248
	CAS 4	7,655	1,757	-0,053	0,376	0,324	-0,837	1,244
	CAS 5	4,719	1,083	-0,048	0,000	-0,048	-0,886	0,149
	CAS 6	4,719	1,083	-0,053	0,000	-0,053	-0,886	0,145
PILE	CAS 1	4,719	1,083	0,172	0,000	0,172	-0,886	0,370
	CAS 2	4,719	1,083	0,212	0,000	0,212	-0,886	0,409
	CAS 3	7,655	1,757	0,172	1,237	1,410	-0,837	2,330
	CAS 4	7,655	1,757	0,212	1,237	1,449	-0,837	2,370
	CAS 5	4,719	1,083	0,172	0,000	0,172	-0,886	0,370
	CAS 6	4,719	1,083	0,212	0,000	0,212	-0,886	0,409
Contrainte limite [MPa]		Lim inf: 2		0,4		0,56	τ_N	4
		Lim sup: 15						

D'après le tableau n°93, les contraintes limites sont respectées.

D. ETUDE DE LA PILE

I. Détermination des efforts appliqués à la pile :

1. Efforts verticaux :

✓ Réaction du tablier :

- Poids propre : $G = 12,834 \times 44,12 = 566,236 \text{ T}$;
- Surcharge de chaussée : $Q_{A(l)} = A(l) \times 7 \times 44,12 = 339,106 \text{ T}$;
- Surcharge de trottoir : $Q_{A(t)} = 2 \times 0,15 \times 1 \times 44,12 = 13,236 \text{ T}$.

✓ Poids propre de la pile :

- Chevêtre : $0,8 \times 8 \times 1,3 \times 2,5 = 20,8 \text{ T}$;
- Colonnes : $3 \times \pi \times (0,8^2/4) \times 9,62 \times 2,5 = 36,267 \text{ T}$;

- Semelle : $9,5 \times 4,5 \times 1 \times 2,5 = 106,875 \text{ T}$

2. Efforts horizontaux :

✓ *Effet du vent :*

La pression du vent est prise égale à 400 kg/m^2 .

- Vent sur le tablier : $0,4 \times 44,12 \times 2,2 = 38,826 \text{ T}$;

- Vent sur le chevêtre : $0,4 \times 0,8 \times 1,3 = 0,416 \text{ T}$;

- Vent sur la colonne : $0,4 \times \pi \times 0,8 \times 9,62 = 9,671 \text{ T}$;

✓ *Effet du freinage : $7,424 \text{ T}$;*

✓ *Effet dû au retrait, fluage et variation de température : $4,198 \text{ T}$;*

✓ *Action de l'eau :*

Le courant exerce une action hydrodynamique sur les parties immergées. Pour une pile parallèle au courant de vitesse V , on admet que la résultante R des actions hydrodynamiques est horizontale et que son point d'application est situé à deux tiers, à partir de la surface libre, de la hauteur de l'eau. On a : $R = \rho K S V^2$.

$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$: Masse volumique de l'eau ;

K : Coefficient égal à $0,4$ car les colonnes sont de forme arrondies. Dans le cas contraire, ce coefficient est pris égal à $0,8$;

$S = (PHEC) \times \pi \times 0,8 = 17,693 \text{ m}^2$: Surface de la pile intéressée par le courant ;

$PHEC = 7,04 \text{ m}$: Plus Haute eau cyclonique

$V = 2,573 \text{ m/s}$: Vitesse d'écoulement en crue ;

$R = 1000 \times 0,4 \times 17,693 \times 2,573^2 = 46853,392 \text{ kg} = 46,853 \text{ T}$.

II. Dimensionnement du chevêtre

1. Détermination des sollicitations

Hypothèses :

- Le système : chevêtre, colonne et semelle est supposé rigide. Ainsi, les charges transmises par les poutres aux appuis sont directement supportées par les poteaux, donc ne créent pas de moment fléchissant ;

- Seul le poids propre du chevêtre engendre une flexion ;

- Le chevêtre est assimilé à une poutre reposant sur trois appuis et comportant deux parties en consoles.

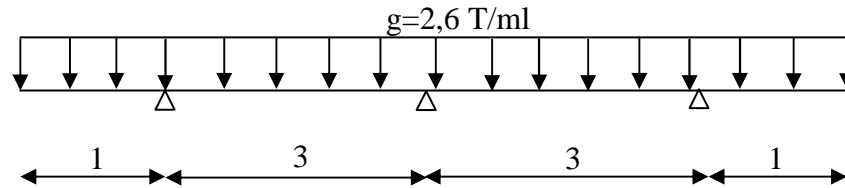


Figure 42 : Modélisation du chevêtre

On a un système une fois hyperstatique. En utilisant la relation des trois moments entre ces trois appuis, on a :

$$1M_1 + 21M_2 + 1M_3 = 6EI(\theta_2^d - \theta_2^g)$$

Avec $l = 3 \text{ m}$;

$$M_1 = M_3 = -\frac{gl^2}{8}$$

$$\theta_2^d = -\theta_2^g = -\frac{gl^3}{24EI}$$

Après résolution, on a : $M_2 = -\frac{gl^2}{8}$

Comme le système est symétrique, on étudie seulement une seule partie.

Le moment en travée est donné par la formule suivante :

$$M(x) = \mu(x) + M_1\left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_2\frac{x}{l}$$

Avec : $\mu(x) = \frac{gl}{2}x - \frac{g}{2}x^2$

$$M_1 = M_2 = -2,925 \text{ Tm}$$

Finalement, on a : $M(x) = -1,3x^2 + 3,9x - 2,925$

Pour $x = 1,5 \text{ m}$, on a $M(x) = 0 \text{ Tm}$. Cette valeur est due à la longueur de travée, à l'existence de la partie en console, à la charge appliquée et les moments aux appuis. En effet, la partie en console et les moments aux appuis diminuent les moments en travée.

On a les sollicitations suivantes :

- Aux appuis :

$$\text{ELU : } M_u = 1,35 \times M_{\text{app}} = 1,35 \times -2,925 = -3,949 \text{ Tm ;}$$

$$\text{ELS : } M_s = M_{\text{app}} = 2,925 \text{ Tm.}$$

- En travée : $M_u = M_s = 0 \text{ Tm}$.

2. Détermination des armatures

On a :

$$b = 1,3 \text{ m} ;$$

$$h = 0,8 \text{ m} ;$$

$$d = 0,9h = 0,72 \text{ m}.$$

• Armature longitudinale

✓ Aux appuis

$$\text{A l'ELU, on } A_u = 1,55 \text{ cm}^2 ;$$

$$\text{A l'ELS, on a } A_s = 2,11 \text{ cm}^2;$$

$$A_{\min} = 11,30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend } A = A_{\min} = 11,30 \text{ cm}^2. \text{ Soit } A = 10\text{HA}12 = 11,31 \text{ cm}^2.$$

✓ En travée

En travée, le moment est nul. Donc on peut armer le chevêtre avec une section d'armature minimale.

$$\text{On a : } A = A_{\min} = 11,30 \text{ cm}^2. \text{ Soit } A = 10\text{HA}12 = 11,31 \text{ cm}^2.$$

• Armature de peau

Elle est nécessaire si la hauteur de l'élément est supérieure ou égale à 0,8 m. Comme le chevêtre a une hauteur égale à 80 cm, donc on doit prévoir une armature de peau qui a pour section 3 cm² par mètre linéaire de la hauteur.

$$\text{On a } A_p = 3 \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2. \text{ Soit } A_p = 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2.$$

• Vérification de l'effort tranchant

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la contrainte tangentielle est inférieure à la contrainte tangentielle admissible. C'est-à-dire qu'on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Avec } \tau_u = \frac{V_u}{b_d} \text{ et } \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{ctk}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a } V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = -2,6x + 3,9$$

$$V_{\max} = V(x = 0) = 3,9 \text{ T}$$

$$\text{D'où, on a : } V_u = 1,35 \times V(x = 0) = 5,265 \text{ T}$$

$$\text{Les calculs donnent } \tau_u = 5,625 \text{ T/m}^2 < \bar{\tau}_u = 116,67 \text{ T/m}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. Dimensionnement de la colonne

1. Calcul des efforts

On a trois colonnes donc la charge supportée par une colonne est le tiers de la charge totale de la superstructure et du chevêtre plus son poids propre :

- Poids propre du tablier : $566,236/3 = 188,745 \text{ T}$;
- Surcharge : $352,236/3 = 117,412 \text{ T}$;
- Poids propre du chevêtre : $20,8/3 = 6,933 \text{ T}$;
- Poids propre d'une colonne : $36,267/3 = 12,089 \text{ T}$;
- Effort dû au freinage et raccourcissement du tablier : $11,622/3 = 3,874 \text{ T}$;
- Effets du vent et du courant : $95,766/3 = 31,922 \text{ T}$.

2. Longueur de flambement

On suppose que les deux extrémités de la colonne sont encastrées dans le chevêtre et la semelle de liaison des pieux. Par conséquent la longueur de flambement est :

$$l_f = \frac{l_0}{2} = \frac{9,62}{2} = 4,81 \text{ m}$$

Où l_0 est la longueur libre de la colonne.

3. Elancement

L'élancement λ est donné par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{I}} \sqrt{B} = \frac{4l_f}{\phi}$$

Avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$: rayon de giration de la section transversale.

Après calcul, on a : $\lambda = 24,05$

4. Détermination des armatures

L'effort horizontal est négligeable devant l'effort vertical donc on va le négliger.

Ainsi, la colonne travaille en compression simple.

• Armature longitudinale

L'armature longitudinale vérifie la condition suivante :

$$A_{\min} \leq A \leq A_{\max}$$

$$\text{Avec } A_{\min} = \text{Max}\left[4\rho; 0,2 \frac{B}{100}\right] \text{ et } A_{\max} = 5 \frac{B}{100}$$

$$B = \frac{\pi \phi^2}{4} = 0,503 \text{ m}^2 : \text{Section du béton ;}$$

$p = \pi\phi = 2,513 \text{ m}$: Périmètre de la colonne exprimé en m.

Soient $A_{\min} = \text{Max} [10,052 ; 10,06] = 10,06 \text{ cm}^2$ et $A_{\max} = 251,5 \text{ cm}^2$.

On prend $A = 6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2$.

On doit vérifier la condition $N_u < N_{u \text{ lim}}$

Avec $N_u = 1,35 \times [188,745 + 6,933 + 12,089] + 1,5 \times 117,412 = 456,603 \text{ T}$;

$N_{u \text{ lim}} = \alpha [B_r \frac{f_{c28}}{0,98 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s}]$: Force portante limite ;

$B_r = \frac{\pi(\phi-1)^2}{4} = 4901,67 \text{ cm}^2$: Section réduite du béton ;

$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} = 0,78$: Coefficient de réduction ;

Après calcul, on a : $N_{u \text{ lim}} = 759,160 \text{ T} > N_u = 456,603 \text{ T}$.

• Armature transversale

Le diamètre des armatures transversales est $\frac{\phi_l}{3} \leq \phi_t \leq 12\text{mm}$

Avec $\phi_l = 20 \text{ mm}$: Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Leur espacement doit respecter la relation suivante :

$$s_t \leq \text{Min}[15\phi_l; a + 10\text{cm}; 40 \text{ cm}]$$

a désigne le diamètre de la colonne

$s_t \leq \text{min} (30 \text{ cm} ; 90 ; 40 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend $s_t = 25 \text{ cm}$.

iv. Dimensionnement de la semelle sous pile

1. Descente des charges

- Poids propre de la superstructure : $G = 12,834 \times 44,12 = 566,236 \text{ T}$;

- Chevêtre : $0,8 \times 8 \times 1,3 \times 2,5 = 20,8 \text{ T}$;

- Colonnes : $3 \times \pi \times (0,8^2/4) \times 9,62 \times 2,5 = 36,267 \text{ T}$;

- Semelle : $9,5 \times 4,5 \times 1 \times 2,5 = 106,875 \text{ T}$;

- Surcharge de chaussée : $Q_{A(l)} = A(l) \times 7 \times 44,12 = 339,106 \text{ T}$;

- Surcharge de trottoir : $Q_{A(t)} = 2 \times 0,15 \times 1 \times 44,12 = 13,236 \text{ T}$.

La charge totale est : A l'ELU : $N_u = 1514,253 \text{ T}$;

A l'ELS : $N_s = 1082,52 \text{ T}$.

Nombre de pieux sous semelle : $n = \frac{N_u}{Q_{adm}} 1,4$

Avec $Q_{adm} = 417,569$ T: Force portante admissible d'un pieu (Voir page 198). Soit $n = 6$ pieux.

2. Disposition constructive

Pour un fonctionnement correct de la bielle, on admet que son angle d'inclinaison est défini par : $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$. On prend $\theta = 50^\circ$.

a. Distance entre axe des pieux

$$b' = \frac{D_p}{2} + \frac{2h}{\tan \theta}$$

Avec $D_p = 0,8$ m : Diamètre du pilier ;

$h = 1$ m : Hauteur de la semelle ;

Ce qui donne $b' = 2,078$ m.

b. Hauteur utile des armatures tendues

Cette hauteur est donnée par la relation $0,5(b' - \frac{D_p}{2}) \leq d \leq 0,7(b' - \frac{D_p}{2})$

C'est-à-dire : $0,839 \leq d \leq 1,175$. On prend $d = 0,95$ m.

c. Etat limite ultime de la compression de la bielle

Au niveau de la tête du pieu, on doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{1}{35} (1,35 G_{semelle} + \frac{P_u}{\sin^2 \theta}) \leq 0,9 f_{c28}$$

Où $S = 0,5027$ m² : Section d'un pieu ;

$P_u = 1514,253 - (1,35 \times 106,875) = 1369,972$ T : Force transmise à la semelle par les colonnes.

Ainsi on a $16,437$ MPa $\leq 22,5$ MPa : La condition est vérifiée.

d. Etat limite de cisaillement du béton

La condition est $\tau_u \leq 1,5 f_{t28} = 3,15$ MPa

Avec $\tau_u = \frac{N_u}{2b_s d} = \frac{1514,253}{2 \times 4,5 \times 0,95} = 1,771$ MPa $\leq 3,15$ MPa : La condition est vérifiée.

e. Etat limite de résistance

✓ Armatures principales :

Les armatures principales inférieures équilibrent la composante horizontale de la bielle. La section des armatures doit être majorée de 50% pour respecter l'état limite d'ouverture des fissures.

La section d'armature est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{1,5N_u}{f_{ts} \tan \theta}$$

On a : $A = 136,99 \text{ cm}^2$. Soit $A = 18\text{HA}32 = 144,72 \text{ cm}^2$.

✓ *Armatures complémentaires :*

Elles sont destinées à reprendre les moments de torsion résultant des écarts d'implantation.

- Armature supérieure :

$A' \geq 10\% A = 14,472 \text{ cm}^2$. on prend $A' = 18\text{HA}10$

- Armatures transversales :

Ces armatures sont constituées par des cadres ou étriers intérieurs réparties sur la largeur de la semelle. Sa section est telle que :

$$\begin{cases} \frac{A_v}{db} = \frac{1}{4} \times \frac{\tau_u}{f_{ts}} \times \frac{A}{db} \\ A_v \geq 0,2 \frac{A}{bd} \end{cases}$$

On a $A_v = 30,51 \text{ cm}^2$ et on prend $A_v = 20\text{HA}14 = 30,8 \text{ cm}^2$.

- Armatures horizontales :

Elles sont constituées par des cadres réparties entre les armatures inférieures et supérieures. Leur section totale est égale à :

$$A_h = A \times \left(\frac{\tau_u}{4f_{ts}} \right) - A'$$

On a $A_h = 16,04 \text{ cm}^2$. Or A_h doit être supérieure à $10\% A = 14,472 \text{ cm}^2$.

On prend $A_h = 8\text{HA}16 = 16,13 \text{ cm}^2$.

- Armature de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne de la semelle. Sa section totale est égale à 3 cm^2 par mètre de parement vertical.

On prend $A_p = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

E. Etude de la culée

I. Mur garde grève

1. Dimensions

Longueur : 9 m ;

Hauteur : 2,35 m ;

Epaisseur : 0,25 m.

2. Les sollicitations

Les efforts agissant sur le mur garde grève sont la poussée de terre, la poussée due aux surcharges de remblai et la poussée due à la force de freinage.

a. La poussée de terre

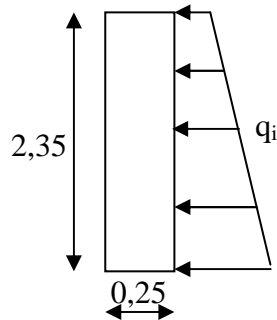


Figure 43 : Poussée et charge d'exploitation du remblai sur le mur garde grève

On considère les hypothèses suivantes :

- Nature du sol du remblai d'accès : limon latéritique ;
- Angle de frottement interne : $\varphi = 22^\circ$;
- Cohésion : $c = 0,37$ bars ;
- Poids volumique humide : $\gamma = 1,8$ T/m³ ;
- Le sol est à surface horizontale ;
- Charge d'exploitation du remblai : $q = 1$ T/m² ;
- La surface du mur garde grève en contact du remblai est vertical (écran vertical) ;
- Sol isotrope (Qui présente les mêmes propriétés physiques dans toutes les directions) ;
- Le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales ($\sigma_v = \gamma h$ pour un sol horizontale et $\sigma_v = \gamma h \cos \beta$ pour un sol incliné d'un angle β sur l'horizontale).

La poussée suit une distribution trapézoïdale dont la résultante se trouve à 0,850 m au dessus de la base du mur garde grève.

En tenant compte des hypothèses ci-dessus et d'après la théorie de RANKINE, la contrainte de poussée q_i est : $q_i = k_{ay}\gamma h + qk_{aq}$.

Avec : k_{ay} est le coefficient de poussée du remblai et déterminé par la formule de PONCELET suivante :

$$k_{ay} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \frac{c}{\gamma h} \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) : \text{Sols cohérents et frottants}$$

On a : $k_{ay} = 0,726$

$k_{aq} = k_{ay} = 0,726$: Coefficient de surcharge du remblai.

D'où $q_i = 1,137h + 0,726$.

La force de poussée par mètre linéaire est obtenue par intégration :

$$Q = \int_0^{2,35} (1,137h + 0,726) dh = 3,331 \text{ T/ml}$$

Le moment maximal dû à cette force est : $M_p = Q \times 0,850 = 2,831 \text{ Tm/ml}$

6. Poussée due aux surcharges de remblai

La sollicitation la plus défavorable est l'effet des deux roues arrière de 6T de deux camions placées de telle manière à ce que les rectangles d'impacts soient en contact de la face arrière du mur garde grève.

Cette charge est équivalente à une charge 12T répartie sur un rectangle de dimension $0,25 \text{ m} \times 0,75 \text{ m}$ et se diffuse sous un angle de 45° .

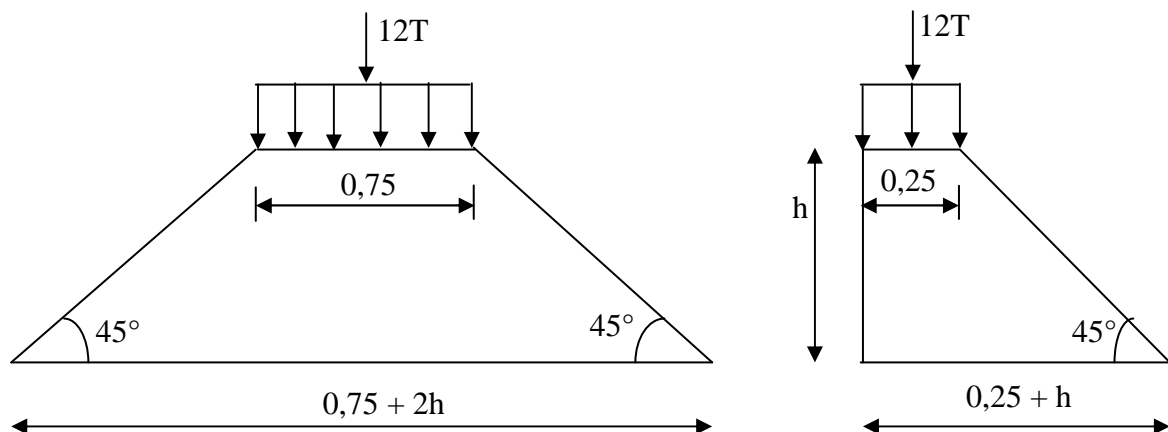


Figure 44 : Distribution de la surcharge de remblai

Le moment dû à cette surcharge est : $M_q = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$

Avec $K = K_{ay} \times q \times \delta \times k$;

$k = 1,2$: Coefficient de pondération ;

$\delta = 1$: Coefficient de majoration dynamique pour charge de remblai ;

$q = 1,1$: pour deux voies chargées.

Ce qui donne $K = 0,958$

Ainsi, on a $M_q = 4,345 \text{ Tm/ml}$.

L'effort tranchant est :

$$V_q = 12K \int_0^{2,35} (0,25 + x) dx = 19,932 \text{ Tm} \text{ Soit } V_q = 2,215 \text{ Tm/ml.}$$

c. Force de freinage

Le moment créé par le camion Bc sur le mur garde grève est : $M_f = \frac{eh}{0,25 + 2h} q$.

$q = 1 \text{ T/m}^2$: Charge du remblai

Ce qui donne $M_f = 2,848 \text{ Tm/ml}$

L'effort tranchant est : $V_f = 6 \text{ T}$ (égal au poids d'une roue du camion Bc30).

Soit $V_f = 0,667 \text{ Tm/ml}$.

3. Calcul des armatures

Le mur garde grève travaille en flexion simple.

Les combinaisons d'action à considérer sont les suivantes :

$$\text{- A l'ELU: } M_u = 1,35M_r + 1,5 (M_q + M_f)$$

$$V_u = 1,35V_r + 1,5 (V_q + V_f)$$

$$\text{- A l'ELS: } M_s = M_r + M_q + M_f$$

$$V_s = V_r + V_q + V_f$$

Tableau 95 : Sollicitations à considérer pour le mur garde grève

ETATS LIMITES	MOMENTS [Tm]	EFFORTS TRANCHANTS [T]
ELU	14,611	12,015
ELS	10,024	8,343

✓ Armature longitudinal

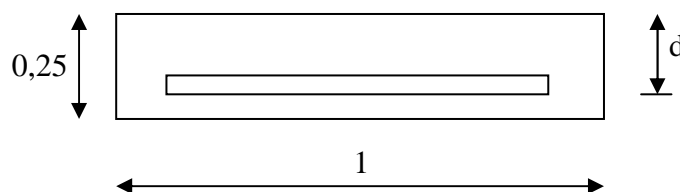


Figure 45 : Schéma de calcul pour le ferrailage du mur garde grève

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$\text{A l'ELU : } A_u = 21,25 \text{ cm}^2 ;$$

$$\text{A l'ELS : } A_s = 25,02 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2.$$

On prend $A = A_s = 25,02 \text{ cm}^2$. Soit $A = 8\text{HA}20 = 25,13 \text{ cm}^2$ espacés de 11,15 cm.

✓ *Armature de répartition*

$$A_r = \frac{A}{3} = 8,38 \text{ cm}^2 ;$$

Soit $A_r = 8\text{HA}12 = 9,04 \text{ cm}^2$.

✓ *Vérification de l'effort tranchant*

$$\text{Contrainte tangentielle sollicitant : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{12,015}{1 \times 0,22} = 54,61 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte tangentielle limite : } \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{ctk}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

D'après ces résultats, on a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

II. Mur en retour

1. Dimensions

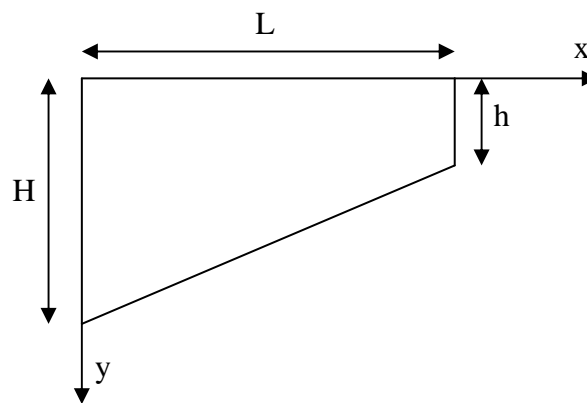


Figure 46 : Mur en retour

On a : $L = 3 \text{ m}$; $H = 3,15 \text{ m}$; $h = 1 \text{ m}$ et $e = 0,25 \text{ m}$.

2. Sollicitations

Le mur en retour est soumis aux charges suivantes :

- Son poids propre ;
- La poussée du remblai ;
- Une charge verticale de 4 T appliquée à 1 m de l'extrémité du mur ;
- Une charge horizontale de 2 T appliquée à 1 m de l'extrémité du mur.

Les deux dernières charges sont conventionnelles pour représenter :

- Les actions appliquées pendant la construction ;
- Les poussées sur le mur dues aux charges locales sur remblai ;
- Les surcharges accidentelles appliquées au mur.

a. Sollicitations dues aux charges verticales

On a les charges verticales suivantes :

$$\text{Poids propre: } P = S \times e \times 2,5 = 6,225 \times 0,25 \times 2,5 = 3,891 \text{ T};$$

Charge verticale de 4T.

A l'encastrement, on a les efforts suivants :

$$M_v = P \times X_G + 4 (L - 1) \text{ et } V_v = P + 4$$

Avec $X_G = 1,24 \text{ m}$: Position du centre de gravité du mur suivant l'axe x.

Soient $M_v = 12,825 \text{ Tm}$ et $V_v = 7,981 \text{ T}$.

b. Sollicitations dues aux charges horizontales

Les forces horizontales sont constituées par la force concentrée 2T appliquée à 1 m de l'extrémité du mur et la poussée du sol du remblai. Cette dernière, dont le point d'application est le centre de gravité du mur, a pour intensité égale à $p = \int_0^{Y_G} k_{ay} y h dh$

$$\text{Moment fléchissant : } M_h = 2 \times (L - 1) + p \times X_G;$$

$$\text{Effort tranchant : } V_h = p + 2.$$

Où $Y_G = 0,612$ est la position du centre de gravité du mur suivant l'axe y.

Ainsi, on a : $M_h = 12,584 \text{ Tm}$ et $V_h = 8,922 \text{ T}$.

Aux états limites, on a les efforts suivants :

Tableau 96 : Sollicitations à considérer pour le mur en retour

ETATS LIMITES	DUS AUX CHARGES VERTICALES		DUS AUX CHARGES HORIZONTALES	
	Moments [Tm]	Efforts tranchants [T]	Moments [Tm]	Efforts tranchants [T]
ELU	18,514	11,253	17,588	12,345
ELS	12,825	7,781	12,584	8,922

3. Calculs des armatures

a. Armature équilibrant le moment dû aux charges verticales

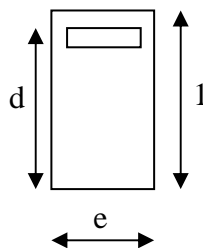


Figure 47 : Schéma de calcul pour le ferraillage du mur en retour sous les charges verticales

✓ *Armatures principales :*

Avec $h = 1 \text{ m}$; $d = 0,9H = 0,9 \text{ m}$ et $e = 0,25 \text{ m}$, nous avons :

A l'ELU : $M_u = 5,877 \text{ Tm/ml}$ et $A_u = 1,86 \text{ cm}^2$;

A l'ELS : $M_s = 4,071 \text{ Tm/ml}$ et $A_s = 2,38 \text{ cm}^2$;

$A_{\min} = 2,72 \text{ cm}^2$. Donc on prend $A = A_{\min} = 2,72 \text{ cm}^2$. Soit $A = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ *Vérification de la contrainte tangentielle :*

$$\text{On a } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{11,258}{0,25 \times 2,835} = 15,877 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 0,159 \text{ MPa} ;$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{ctE}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

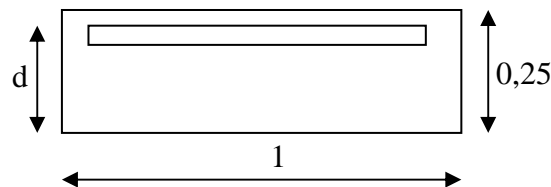
6. Armature équilibrant le moment dû aux charges horizontales

Figure 48 : Schéma de calcul pour le ferrailage du mur en retour sous les charges horizontales

✓ *Armatures principales :*

On a $d = 0,22 \text{ m}$; $M_u = 5,583 \text{ Tm/ml}$; $M_s = 3,995 \text{ Tm/ml}$.

A l'ELU : $A_u = 7,47 \text{ cm}^2$

A l'ELS : $A_s = 9,88 \text{ cm}^2$;

$A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2$. Nous prenons $A = A_s = 9,88 \text{ cm}^2$. Soit $A = 7\text{HA}14 = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A}{3} = 3,59 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_r = 5\text{HA}10 = 3,925 \text{ cm}^2.$$

✓ *Armatures transversales :*

$$\text{On a } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3,919}{0,25 \times 0,22} = 75,255 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 0,713 \text{ MPa} ;$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{ctE}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. Mur de front

1. Les sollicitations

Le mur de front est sollicité par :

- Poids du mur garde grève ;
- Poids du mur en retour ;
- Poids du sommier ;
- Poids de la dalle de transition ;
- Son poids propre ;
- La poussée de terre ;
- Les réactions du tablier sous les charges permanentes et surcharge ;
- Les réactions dues au freinage, retrait et fluage du béton.

a. La poussée de terre

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = \frac{q_0 + q_1}{2} L \times H$$

Avec $q_0 = k_{aq}q = 0,726 \text{ T/m}^2$

$q_1 = k_{ay}\gamma H + q_0 = 5,901 \text{ T/m}^2$

$H = 6,65 \text{ m}$: Hauteur du mur de front + hauteur du sommier + hauteur du mur garde grève ;

$L = 7 \text{ m}$: Longueur du mur de front.

D'où $Q = 147,936 \text{ T}$. Soit $Q = 21,134 \text{ T/ml}$.

b. Les poids propres

Pour la dalle de transition nous prenons les dimensions obtenues dans la page 202

Les poids propres des éléments constitutifs de la culée sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 97 : Poids propre des éléments de la culée

DESIGNATIONS	VOLUMES [m ³]	MASSE VOLUMIQUE [T/m ³]	POIDS [T]
Mur garde grève	5,288	2,5	13,22
Sommier	8,64	2,5	21,6
Mur en retour	3,112	2,5	7,78
Mur de front	22,05	2,5	55,125
Semelle	40	2,5	100
Dalle de transition	8,014	2,5	20,035
TOTAL	87,104		217,76

c. Réaction du tablier

- Poids propre de la superstructure : $566,236/2 = 283,118 \text{ T}$;
- Surcharge A(l) : $339,106/2 = 169,553 \text{ T}$;
- Surcharge du trottoir : $13,236/2 = 6,618 \text{ T}$.

Soit $R = 459,289 \text{ T}$.

d. Réaction due au freinage, au retrait et au fluage du béton

- Force de freinage : $22,576 \text{ T}$. Soit $3,225 \text{ T/ml}$;
- Force due à la déformation du tablier : $4,198 \text{ T}$. Soit $0,599 \text{ T/ml}$.

2. Détermination des armatures du mur de front

Le mur de front est sollicité en flexion composée. Les efforts à considérés sont :

- Les moments de flexion, à la base du mur de front, dû aux forces horizontales :

$$M_{\text{poussée}} = 21,134 \times 2,408 = 50,891 \text{ Tm/ml} ;$$

$$M_{\text{freinage}} = 3,225 \times 6,65 = 21,446 \text{ Tm/ml} ;$$

$$M_{\text{déformation}} = 0,599 \times 4,3 = 2,576 \text{ Tm/ml}.$$

- Les efforts normaux de compression :

$$N_{\text{permanente}} = 400,878 \text{ T. Soit } 57,268 \text{ T/ml} ;$$

$$N_{\text{exploitation}} = 176,171 \text{ T. Soit } 25,167 \text{ T/ml}.$$

Tableau 98 : Sollicitation du mur de front

	MOMENT FLECHISSANT [Tm/ml]	EFFORT DE COMPRESSION [T/ml]
ELU	104,349	115,062
ELS	74,913	82,435

✓ Armature principale

On va suivre la règle BAEL 91 modifié 99 pour la détermination des armatures.

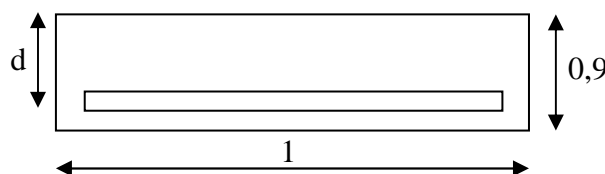


Figure 49 : Schéma de calcul pour le ferrailage du mur de front

La position du centre de pression est : $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{104,349}{115,062} = 0,907 \text{ m}$

Le coefficient de remplissage est donné par : $\psi_1 = \frac{N_u}{b h f_{bc}} = 0,09$

Comme ψ_1 est inférieur à 0,81, on détermine la valeur de l'excentricité critique relative par la relation suivante :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 + 12\psi_1})} = 0,154$$

On a $e_{NC} = \xi \times h = 0,139$ m.

D'après la règle BAEL, si $e > e_{NC}$, la section est partiellement comprimée.

Pour le dimensionnement des sections partiellement comprimées, on calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment M_u fictif.

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 145,784 \text{ Tm/ml}$$

Où $d = 0,81$ m.

La section d'acier correspondant à ce moment fictif est : $A_{s \text{ fictif}} = 55,42 \text{ cm}^2$.

La section réelle d'aciers tendus vaut : $A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 22,36 \text{ cm}^2$

Avec $\sigma_{su} = f_{cd} = 348 \text{ MPa}$.

La section minimale est : $A_{s \text{ min}} \geq \max \left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 9,78 \text{ cm}^2$

Finalement, on prend $A = A_s = 22,36 \text{ cm}^2$. Soit $A = 11\text{HA}16 = 22,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ *Armatures de répartition*

On a : $A_r = \frac{A}{3} = 7,57 \text{ cm}^2$. Soit $A_r = 7\text{HA}12 = 7,92 \text{ cm}^2$.

✓ *Vérification de la contrainte tangentielle*

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{(1,35(21,134 + 0,599)) + (1,5 \times 3,225)}{1 \times 0,81} = 42,194 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 0,422 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

iv. Dimensionnement de la semelle sous culée

1. Descente des charges

Charge permanente : 500,878 T ;

Surcharge : 176,171 T.

A l'ELU : $N_u = 940,442 \text{ T}$;

A l'ELS : $N_s = 677,049 \text{ T}$.

2. Disposition constructive

a. Nombre de pieux sous semelle

Le nombre de pieux sous culée est donné par la formule suivante :

$$n = 1,6 \frac{N_u}{Q_{adm}}$$

$Q_{adm} = 417,569 \text{ T}$: Capacité portante d'un pieu de diamètre 0,80 m (Voir page 198).

Après calcul, on a $n = 4$ pieux.

Pour un fonctionnement correcte de la bielle, on admet que son angle d'inclinaison est défini par : $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$. On prend $\theta = 50^\circ$.

b. Distance entre axe des pieux

Elle est donnée par la relation suivante :

$$b' = \frac{D_p}{2} + \frac{2h}{\tan \theta}$$

Où $D_p = 0,90 \text{ m}$: Epaisseur du mur de front ;

$h = 1 \text{ m}$: Epaisseur de la semelle ;

Après calcul, on a $b' = 2,13 \text{ m}$.

3. Hauteur utile des armatures tendues

Elle est donnée par la relation suivante :

$$0,5(b' - \frac{D_p}{2}) \leq d \leq 0,7(b' - \frac{D_p}{2})$$

C'est-à-dire : $0,84 \leq d \leq 1,18$. On prend $d = 0,95 \text{ m}$.

4. Etat limite ultime de la compression de la bielle

a. Au niveau de la base du mur de front

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{uf}}{S_f \sin^2 \theta} \leq 0,9 f_{c28}$

Avec $N_{uf} = 940,442 - (1,35 \times 100) = 805,442 \text{ T}$;

$S_f = 0,9 \times 7 = 6,3 \text{ m}^2$: Section du mur de front.

Après calcul, on trouve $2,18 \text{ MPa} \leq 22,5 \text{ MPa}$.

La condition est vérifiée.

b. Au niveau de la tête du pieu

On doit vérifier la relation suivante : $\frac{1}{3S_p} (1,35 G_{semelle} + \frac{N_{uf}}{\sin^2 \theta}) \leq 0,9 f_{c28}$

Où $S_p = 0,5027 \text{ m}^2$: section d'un pieu ;

G_{semelle} : Poids propre de la semelle ;

Ainsi on a : $9,99 \text{ MPa} \leq 22,5 \text{ MPa}$.

La condition est vérifiée.

5. Etat limite de cisaillement du béton

La contrainte tangentielle $\tau_u = \frac{N_u}{2b_s d}$ doit être inférieure à $1,5f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\text{On a } \tau_u = \frac{940,442}{2 \times 4 \times 0,95} = 123,583 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 1,24 \text{ MPa} \leq 3,15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, le cisaillement du béton n'est pas à craindre.

6. Etat limite de résistance

✓ Armatures principales

Les armatures principales équilibrent la composante horizontale de la bielle. La section de ses armatures doit être majorée de 50% pour afin de respecter l'état limite d'ouverture des fissures.

Sa section est donnée par la formule suivante : $A = \frac{1,5N_u}{\frac{f_s}{\gamma_s} \tan \theta}$

On trouve $A = 85,08 \text{ cm}^2$. Soit $A = 11\text{HA}32 = 88,44 \text{ cm}^2$.

✓ Armatures complémentaires

Elles sont destinées en partie, de reprendre les éventuels moments de torsion résultant des écarts d'implantation.

- Armatures supérieures :

$A' \geq 10\% A = 8,844 \text{ cm}^2$. Soit $A' = 11\text{HA}12 = 12,43 \text{ cm}^2$.

- Armatures transversales :

Ces armatures sont constituées par des cadres ou étriers intérieurs répartis sur la largeur de la semelle. La section est donnée par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{A_v}{db} = \frac{1}{4} \times \frac{\tau_u}{f_{t28}} \times \frac{A}{bd} \\ A_v \geq 0,2 \frac{A}{bd} \end{cases}$$

Après calcul, on a $A_v = 13,06 \text{ cm}^2$ et $A_v \geq 4,65 \text{ cm}^2$.

On prend $A_v = 11\text{HA}14 = 16,94 \text{ cm}^2$.

- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont constituées par des cadres réparties entre les armatures inférieures et supérieures. Leur section est :

$$A_h = \left(\frac{\sigma_u}{4f_{ts}} \right) A - A'$$

Avec une section minimale égale à 10% A.

Après calcul on a : $A_h = 0,625 \text{ cm}^2$ et $10\% A = 8,844 \text{ cm}^2$.

On prend $A_h = 8\text{HA}12 = 9,04 \text{ cm}^2$.

- Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne de la semelle. Leur section est d'au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur du parement vertical de la semelle. Soit $A_p = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

F. ETUDE DES PIEUX

Les calculs sont établis suivant les règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil définies dans le fascicule 62 Titre 5. Ces règles utilisent les résultats des essais pressiométriques.

I. Résultat de l'essai pressiométrique

On suppose que l'essai pressiométrique donne le même résultat sur toute la longueur du pont et ce résultat est donné dans le tableau suivant :

Tableau 99 : Résultat de l'essai pressiométrique

SOLS	PROFONDEUR [m]	P _i [MPa]
Sables fin limoneux marrons	0 à 1	0 à 0,15
Limons argileux latéritiques	1 à 2	0,15 à 0,2
Limons argileux latéritiques	2 à 3	0,2 à 0,12
Argile sableuse marron	3 à 4	0,12 à 0,10
Argile saleuse marron	4 à 5,5	0,10 à 0,19
Sable argileux	5,5 à 6	0,19 à 1,40

Tableau 98 : Résultat de l'essai pressiométrique (suite)

SOLS	PROFONDEUR [m]	P _l [MPa]
Sable argileux	6 à 7	1,40 à 2,90
Argiles compactes grises	7 à 8	2,90 à 2,90
Argiles compactes grises	8 à 9	2,90 à 1,90
Argiles compactes grises	9 à 10	1,90 à 2,90
Argiles compactes grises	10 à 11	2,90 à 3,40
Argiles compactes grises	11 à 12	3,40 à 2,90
Argiles compactes grises	12 à 13,2	2,90 à 3,10
Craies compactes	13,2 à 14	3,10 à 3,23
Craies compactes	14 à 15	3,23 à 3,39
Craies compactes	15 à 16	3,39 à 3,55
Craies compactes	16 à 17	3,55 à 3,71
Craies compactes	17 à 18	3,71 à 3,87
Craies compactes	18 à 19	3,87 à 4,03
Craies compactes	19 à 20	4,03 à 4,19
Craies compactes	20 à 21	4,19 à 4,35
Craies compactes	21 à 22	4,35 à 4,51
Marnes compactes	22 à 23	4,51 à 4,67
Marnes compactes	23 à 24	4,67 à 4,83
Marnes compactes	24 à 25	4,83 à 4,99

Source : ARM

II. Calcul de la charge limite Q_l

Par définition, la portance à la limite de rupture Q_l est donnée par la relation suivante :

$$Q_l = Q_{pu} + Q_{fu}$$

Où Q_{pu} : Portance limite de rupture sous la pointe ;

Q_{fu} : Portance limite de frottement latéral.

1. Calcul de la portance limite sous la pointe Q_{pu}

Selon le fascicule 62 Titre V, la charge limite de pointe est donnée par la formule suivante : $Q_{pu} = A k_p P_{le}$

Avec : $A = \frac{\pi \Phi^2}{4} = 0,503 \text{ m}^2$: Section du pieu à la pointe ;

Φ = 0,80 m : Diamètre du pieu à la pointe ;

k_p : Facteur de portance ;

P_{le} : Pression limite nette équivalente (C'est la pression limite moyenne dans la zone située autour de la base du pieu).

a. Facteur de portance k_p

La valeur de k_p est fixée en fonction de la nature du sol de fondation et du mode de mise œuvre du pieu.

Donc cette valeur est déterminée à partir des deux tableaux suivants :

Tableau 100 : Classification des sols par plessimètre

CLASSE DU SOL			P_i [MPa]
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 à 2,0
	C	Compacts	> 3,0
Marnes, Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0
	B	Compacts	> 4,5
Roches	A	Altérées	2,5 à 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

Source : Fascicule 62, Titre V du CCTG

Tableau 101 : Valeur du facteur de portance k_p

NATURES DES TERRAINS		Eléments mis œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, Graves	A	1	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes, Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches Altérées		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

Source : Fascicule 62, Titre V du CCTG

D'après le résultat de l'essai pressiométrique, le sol est constitué par des :

- Marnes compactes entre la profondeur 22m et 25 m ;

- Craies compactes entre la profondeur 13,2 m et 22 m.

Donc on peut prendre $k_p = 1,8$.

6. Pression limite nette équivalente P_{le}

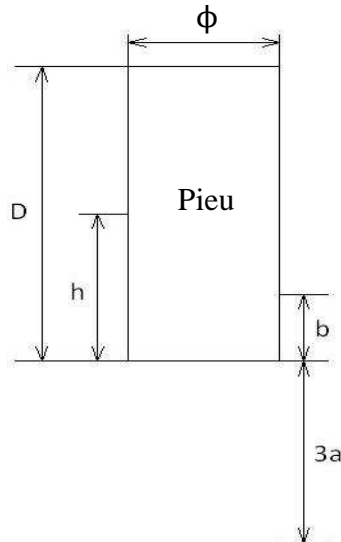


Figure 50 : Schéma de calcul de P_{le}

Elle est donnée par la formule suivante : $P_{le} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l(z) dz$

Avec $D = 23$ m : La profondeur où se trouve la pointe ;

$a = B/2$ si $B > 1$;

$a = 0,5$ m si $B < 1$;

B : Largeur de l'élément de fondation. Pour un pieu circulaire, $B = \phi = 0,80$ m, donc a est égale à $0,5$ m ;

$b = \min(a ; h)$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

D'après les recommandations géotechniques, on doit avoir $h = 3\phi = 2,4$ m.

On trouve $b = 0,5$ m.

D'où, on trouve $\frac{1}{3 \times 0,5 + 0,5} \int_{22,5}^{24,5} P_l(z) dz$

Les valeurs de P_l entre ces bornes d'intégration sont données par le tableau suivant :

Tableau 102 : Extrait de résultat de l'essai pressiométrique

PROFONDEUR z [m]	P _l [MPa]
22,5	4,58
23	4,67
23,5	4,77
24	4,83
24,5	4,9

On a :

$$P_{le} = \frac{1}{(3 \times 0,5) + 0,5} \left[\frac{4,58 + 4,67}{2} \times 0,5 + \frac{4,77 + 4,67}{2} \times 0,5 + \frac{4,83 + 4,77}{2} \times 0,5 + \frac{4,9 + 4,83}{2} \times 0,5 \right] = 4,7525 \text{ MPa}$$

$$P_{le} = 475,25 \text{ T/m}^2$$

$$\text{D'où, on a : } Q_{pu} = A k_p P_{le} = 429,778 \text{ T.}$$

2. Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_{fu}

L'effort limite de frottement latéral Q_{fu} sur toute la hauteur du pieu est donné par la formule suivante : $Q_{fu} = P \int_0^h q_s(z) dz$

Où P = 2,512 m : Périmètre du pieu ;

q_s : Frottement latéral unitaire limite à la cote z.

q_s est donné en fonction de P_l par les courbes suivantes :

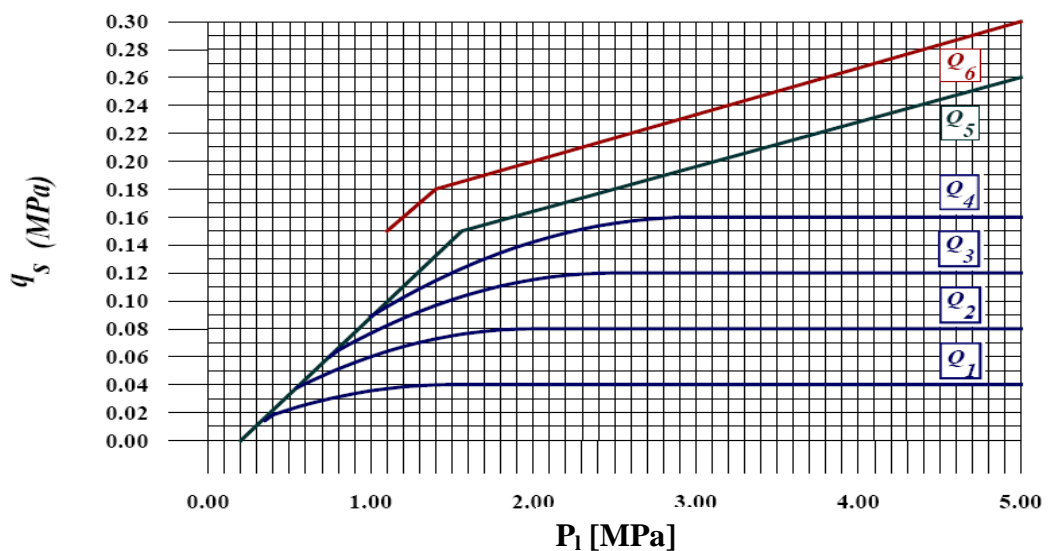


Figure 51 : Courbes donnant le frottement latéral unitaire limite

Le choix de la courbe se fait en fonction de la nature du sol et l'élément de la fondation (Voir tableau n°103 ci dessous).

Tableau 103 : Choix de la courbe pour la calcul du frottement unitaire q_s

	Argiles, Limons			Sables, Graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4.)			Q ₂	Q ₃
Puits ⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4.)			Q ₃	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4.)			Q ₃	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4.)			Q ₃	Q ₄
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	
Injection haute pression ⁽⁶⁾		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆	

Source : Fascicule 62

- (1) Réalésage et rainurage après forage ;
- (2) Pieux de grande longueur (>30m) ;
- (3) Forage sec, tube non louvoyé ;
- (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas ;
- (5) Sans tubage ni virole fonce perdu (parois rugueuses) ;
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

La valeur du frottement latéral unitaire limite est donnée par le tableau suivant :

Tableau 104 : Détermination de q_s

Profondeur [m]	Type de pieu	Nature du sol	P_i [MPa]	Classe du sol	Courbe	q_s [MPa]
23 à 22	Pieu foré boue	Marnes compactes	4,67 à 4,51	B	Q_4	0,16
22 à 13,2		Craies compactes	3,1 à 4,51	C	Q_4	0,16
13,2 à 7		Argiles très fermes à dures	2,9 à 3,1	C	Q_2	0,08
7 à 5,5		Sables moyennement compacts	0,19 à 2,9	B	Q_2	0,08
5,5 à 3		Argiles et limons mous	0,1 à 0,19	A	Q_1	0

Par suite, on obtient :

$$Q_{fu} = 2,512 \times [0,16 \times 1 + 0,16 \times 8,8 + 0,08 \times 6,2 + 0,08 \times 1,5] \times 100 = 548,621 \text{ T}$$

3. Calcul de la charge limite totale Q_l

La charge limite totale d'un pieu est $Q_l = Q_{pu} + Q_{fu} = 978,399 \text{ T}$.

La capacité portante admissible Q_{adm} est obtenue en utilisant un coefficient de sécurité relatif à Q_{pu} et un coefficient de sécurité relatif à Q_{fu} .

$$\text{On a } Q_{adm} = \frac{1}{3} Q_{pu} + \frac{1}{2} Q_{fu} = 417,569 \text{ T}.$$

4. Ferrailage des pieux

a. Descente des charges

D'après les études précédentes on a les charges verticales suivantes:

- Sous la pile :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1514,253 \text{ T ;}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = 1082,52 \text{ T ;}$$

- Sous la culée :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 939,213 \text{ T ;}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = 676,139 \text{ T}.$$

On calcule la charge transmise par un pieu en tenant compte du nombre de pieux sous la pile et sous la culée. On a 6 pieux sous la pile et 4 pieux sous la culée (voir page 179 et page 190).

- Charge transmise par un pieu sous pile :

$$\text{A l'ELU : } Q = 1514,253/6 = 252,376 \text{ T ;}$$

$$\text{A l'ELS : } Q = 1082,52/6 = 180,42 \text{ T ;}$$

- Charge transmise par un pieu sous culée :

$$\text{A l'ELU : } Q = 939,213/4 = 234,803 \text{ T ;}$$

$$\text{A l'ELS : } Q = 676,139/4 = 169,035 \text{ T}.$$

b. Calcul des armatures

On suppose que les pieux travaillent en compression simple.

La longueur de flambement d'un pieu est donnée par : $l_f = \frac{l_0}{\sqrt{2}}$

Avec $l_0 = 20 \text{ m}$: Longueur libre du pieu.

Soit $l_f = 14,14 \text{ m}$.

$$\text{L'élancement est : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{I}} \sqrt{E} = \frac{4l_f}{\phi} = 70,7$$

Donc le coefficient de réduction α est donné par : $\alpha = \frac{1500}{\lambda^2} = 0,30$.

✓ *Armatures longitudinales*

Elle doit vérifier la condition suivante : $A_{\min} \leq A \leq A_{\max}$

Avec $A_{\min} = \max \left[4p; \frac{0,2B}{100} \right]$ et $A_{\max} = 5 \frac{B}{100}$

$B = 0,503 \text{ m}^2$: Aire de la section du béton ;

$p = 2,512 \text{ m}$: Périmètre d'un pieu exprimé en mètre.

D'où $A_{\min} = \max [10,048 ; 10,06] = 10,06 \text{ cm}^2$;

$A_{\max} = 251,5 \text{ cm}^2$.

On prend $A = 6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2$.

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[B_r \frac{f_{c28}}{0,98 \gamma_b} + A \frac{f_s}{\gamma_s} \right]$$

Où $N_u = 252,376 \text{ T}$: Pour la pile ;

$N_u = 234,803 \text{ T}$: Pour la culée.

$B_r = \frac{\pi(\phi-1)^2}{4} = 4901,67 \text{ cm}^2$: Section réduite obtenue en retirant 1 cm d'épaisseur de

béton sur toute la périphérie du pieu.

Après calcul, on aura $N_{u \text{ lim}} = 291,98 \text{ T} > N_u$.

La condition est vérifiée.

✓ *Armatures transversales*

Le diamètre des armatures transversales est donné par les deux formules suivantes :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l \text{ Et } \phi_t \leq 12 \text{ mm.}$$

$\phi_l = 20 \text{ mm}$: Diamètre de l'armature longitudinale.

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Leur espacement doit respecter la relation suivante :

$$s_t \leq \min[40\text{cm} ; a + 10 \text{ cm} ; 15\phi_{l \text{ min}}]$$

Où a est la plus petite dimension transversale du pieu. Ici $a = \phi = 0,80 \text{ m}$.

Donc $s_t \leq \min [40 \text{ cm} ; 90 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}]$.

On prend $s_t = 25 \text{ cm}$.

✓ *Longueur de recouvrement*

Elle est donnée par la formule : $l_r = 0,6 \times l_s$

$l_s = \frac{\phi_l}{4} \times \frac{f_s}{\tau_{su}}$: Longueur de scellement droit ou longueur pour l'ancrage total ;

$\tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28}$: La contrainte limite d'adhérence ;

ψ : Coefficient égal à 1 pour les ronds lisses et 1,5 pour les hautes adhérences.

Donc avec $\psi = 1,5$ et $f_{t28} = 2,1$ MPa, on aura $\tau_{su} = 1,89$ MPa ;

$l_s = 106$ cm. C'est-à-dire $l_r = 64$ cm.

Au minimum il faut 3 nappes d'armature transversale dans la zone de recouvrement et prévoir un léger dépassement ($2\phi_1$ environ) des extrémités des barres arrêtées par rapport aux nappes extrêmes.

Chapitre 4. ETUDE DES EQUIPEMENTS

A. LA CHAUSSEE

La largeur de la chaussée est égale à 7m. Cette valeur est déterminée en fonction du trafic.

I. Profil en travers

Comme le pont est un pont droit, le profil en travers sera en forme de toit dont la pente est égale à 2%. La dalle est conçue pour donner elle-même cette pente.

II. Profil en long

Sur les ouvrages d'art, les pentes en profil en long ne doivent pas dépasser 3,5% ni être inférieures à 1%. Pour permettre un écoulement normal des eaux, On prendra une pente de 1% pour le profil en long.

En plus, pour des raisons architecturales, il faut éviter les ponts plats qui donnent toujours l'impression d'être « en cuvette » ; il est recommandé de faire un léger dos d'âne.

D'après l'étude de l'état limite vis-à-vis de la déformation des poutres, on a déjà cette forme grâce aux actions des forces de précontrainte.

III. Revêtement

Comme la dalle de couverture est en béton armé, un revêtement en BBSG 0/10 de 5cm d'épaisseur suffira pour l'imperméabilisation de l'ouvrage. Le type de bitume utilisé est le bitume 50/70.

La mise en œuvre de ce dernier est précédée de la mise en œuvre de la couche d'accrochage. Cette couche a pour but d'assurer la liaison entre la dalle et le BBSG sous l'action d'une force horizontale comme les forces d'accélération, les forces de freinage et les contraintes de traction par flexion sous une charge verticale.

On utilisera l'Emulsion Cationique à Rupture Rapide de classe 65 ou ECR 65 avec un dosage de 300g/m² de bitume. C'est-à-dire $300/0,65 = 462\text{g}$ d'ECR 65 par m² de la dalle. Pour l'exécution, on prendra un dosage de 500g/m².

Selon la norme NF T 65 – 01, les caractéristiques que doit avoir l'ECR 65 sont les suivantes :

- Teneur en eau : 34 à 36% ;
- Pseudo viscosité à 25°C : >6 s ;

B. LES TROTTOIRS

Comme le pont ne se trouve pas au centre ville, la largeur minimum de 1m suffira pour les trottoirs. Sa hauteur est égale à 0,15 m.

Pour permettre l'écoulement des eaux des trottoirs dans les caniveaux, il convient de donner à leur profil transversal une pente de 1,5%.

C. LES GARGOUILLES

Les eaux sont dirigées vers les caniveaux grâce aux pentes qui sont données aux chaussées et aux trottoirs. De là, elles sont entraînées hors de l'ouvrage par des gargouilles.

Les gargouilles sont disposées tous les 10m sur toute la longueur et sur les deux côtés de la chaussée. Le diamètre intérieur des tuyaux doit être d'au moins 10 cm.

Elles sont inclinées d'un angle 45° par rapport à l'horizontal et la section supérieure est fermée par une plaque perforée.

D. LES GARDE CORPS

Les gardes corps seront composés :

- D'une main-courant ou lisse. C'est la barre horizontale la plus haute ;
- De trois sous-lisses. Ce sont les barre horizontales intermédiaires ;
- Des montants principaux, également espacés et scellés dans le tablier tous les 2,40m.

Les gardes corps auront une hauteur de 1m à partir des faces supérieures des trottoirs.

E. LE REMBLAI D'ACCES ET CHAUSSEE SUR REMBLAI

Comme son nom l'indique, ce remblai assure le raccordement entre le pont et les deux extrémités de la route que ce dernier va relier.

Ce remblai, taluté d'une pente 1/1, a une hauteur de 6m sur une longueur égale à 20m.

Les matériaux utilisés sont :

- Remblai : Limon latéritique ;
- Couche de fondation : GCNT 0/31⁵ d'épaisseur égale à 20 cm ;
- Couche de base : GCNT 0/31⁵ d'épaisseur égale à 15 cm ;
- Couche de roulement : BBSG 0/10

L'imprégnation est réalisée avec l'Emulsion Cationique à Rupture Moyenne ou ECM60 à raison d'un dosage de 1,3Kg/m².

Selon la norme NF T 65 – 01, les caractéristiques que doit avoir l'ECM 60 sont les suivantes :

- Teneur en eau : 39 à 41% ;
- Pseudo viscosité à 25°C : < 18 s ;

La couche d'accrochage est réalisée avec l'ECR 65.

F. DALLE DE TRANSITION

I. Rôle

La présence des murs de la culée rend difficile le compactage des remblais. Evidemment, quand la compacité n'est pas atteinte, les tassements se favorisent. C'est là qu'intervient la dalle de transition. En effet, elle est destinée à atténuer ces tassements en répartissant les charges vers les remblais.

II. Pré dimensionnement

- Le corbeau d'appui est placé à 50 cm de l'arase supérieur du mur garde grève ;
- Comme la dalle de transition est placée entre les deux murs en retour de la culée, donc sa longueur est prise égale à 7,42 m ;
- Elle est directement coulée sur un béton de propreté, dosé à 250Kg/m^3 , avec une épaisseur constante de 30 cm ;
- Sa largeur est donnée en fonction de la hauteur du remblai par la formule suivante :

$$l = \text{Inf} [6\text{m} ; \text{sup}(3\text{m} ; 0,6H)]$$

Avec $H = 6\text{ m}$: Hauteur du remblai sous la dalle.

Par suite, on a $l = 3,6\text{ m}$.

La dalle de transition est fixée sur le corbeau par des goujons tous les 1,5 m.

III. Ferrailage

Dans la pratique, la dalle de transition est armée par de treillis de T12 avec une maille de $20\text{ cm} \times 20\text{ cm}$.

G. CONCLUSION

Les règles BAEL et BPEL sont utilisées pour le dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage. Des hypothèses, sur les matériaux et sur les structures, sont nécessaires pour la simplification des calculs.

Le tablier est composé de trois poutres principales isostatiques en BP et d'une dalle en de recouvrement en BA. L'ensemble se repose sur des appuis, pile et culées, en BA et transmet les charges vers ces derniers par l'intermédiaire des appareils d'appuis en élastomère fretté placés en dessous de chaque extrémités des poutres.

L'ouvrage se repose sur des pieux de 20 m de longueur qui assure l'ancrage, la répartition et la transmission des charges vers le sol.

Finalement, des équipements sont nécessaires pour assurer la durabilité de l'ouvrage.

*Partie 4. EVALUATION FINANCIERE ET IMPACTS
ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET*

Chapitre 1. EVALUATION DU PROJET

A. PHASAGES DES TRAVAUX

Phase 1 :

C'est la phase d'installation de chantier et des travaux préparatoires. Elle comprend :

- L'amenée d'engins et des matériels ;
- La construction des ouvrages auxiliaires : Bureau, magasin, atelier, aire de stockage, piste d'accès au carrière, gîte et emprunts.

Phase 2 :

C'est la phase de réalisation des appuis.

✓ *Constructions des culées :*

- Forage des pieux ;
- Confections des semelles de liaison ;
- Confections des différents murs ;
- Confections des sommiers ;
- Mise en place des appareils d'appuis.

✓ *Constructions des piles :*

- Excavation du sol ;
- Mise en place des palplanches ;
- Forages des pieux ;
- Confection de la semelle de liaison ;
- Confections des colonnes ;
- Confection du chevêtre ;
- Mise en place des appareils d'appuis.

Phase 3 :

C'est la phase de réalisation de la superstructure.

✓ *Poutre*

- Coffrages des poutres préfabriquées ;
 - Réalisation du ferrailage et mise en place des conduits des câbles ;
 - Bétonnage de la poutre ;
 - Mise en tension et ancrage de la première famille des câbles de précontrainte
- au 7^{ème} jour ;
- Cachetage des ancrages ;
 - Transport puis mise en place des poutres préfabriquées.

✓ *Entretoises*

- Coffrages des entretoises ;
- Ferrailage de l'entretoise ;
- Bétonnage sur place.

✓ *Hourdis*

- Confections des prédalles ;
- Mise en place des prédalles ;
- Ferrailage du hourdis ;
- Bétonnage ;
- Mise en tension et ancrage de la deuxième famille des câbles à 28 jours d'âge du béton des poutres ;
- Bétonnage définitif

Phase 4 :

C'est la phase de finition des appuis.

- Mises en œuvre des enrochements contre l'affouillement ;
- Exécution des remblais derrière les culées ;
- Mise en place de la dalle de transition.

Phase 5 :

C'est la phase de mise en place des équipements.

- Revêtement du tablier : mise en œuvre de la couche d'accrochage et mise en œuvre de la couche de revêtement en BBSG ;
- Fixation des garde corps et les tuyaux des gargouilles ;
- Implantations des panneaux de signalisation.

Phase 6 :

C'est la phase de finition.

- Nettoyage de chantier ;
- Réception provisoire ;
- Repli de chantier.

B. CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DES DEBOURSES

Le coefficient de majoration des déboursés K est donné par la formule suivante :

$$K = \frac{\left(1 + \frac{A_1}{100}\right) \times \left(1 + \frac{A_2}{100}\right)}{1 - \frac{A_3}{100} \left(1 + \frac{A_4}{100}\right)}$$

Avec $A_1 = a_1 + a_2 + a_3 + a_4$;

$$A_2 = a_5 + a_6 + a_7 + a_8;$$

$$A_3 = a_9;$$

$$T: \text{TVA} = 20\%.$$

Calcul de A_1 :

Ce sont les frais généraux proportionnels au déboursé. A_1 est composé de:

- a_1 : Frais d'agence et patente : assurance véhicule, téléphones,... On prend $a_1 = 3\%$;
- a_2 : Frais de chantier : Salaire, frais de déplacement, logement de chantier, visite de chantier,... On prend $a_2 = 6\%$;
- a_3 : Frais d'étude et de laboratoire : Frais de laboratoire au titre des essais de convenance et de contrôle, frais de conception et de plan,... On prend $a_3 = 1\%$;
- a_4 : Assurance : C'est la responsabilité civile. On prend $a_4 = 1\%$.

D'où, on trouve $A_1 = 11\%$

Calcul de A_2 :

Ce sont les bénéfices bruts et frais financier proportionnel au prix de revient. A_2 est composé de :

- a_5 : Bénéfices et impôts sur le bénéfice. On prend $a_5 = 20\%$;
- a_6 : Aléas techniques (modification technique, évacuation d'accident,...). On prend $a_6 = 1\%$;
- a_7 : Aléas de révision de prix (Tient compte la variation de prix pendant la durée d'exécution). On prend $a_7 = 1\%$;
- a_8 : Frais généraux. On prend $a_8 = 1\%$.

D'où, on trouve $A_2 = 23\%$.

Calcul de A_3 :

Ce sont les frais proportionnels aux prix de règlement avec TVA. On a $A_2 = a_9$.

Avec $a_9 = 1\%$ est le frais de siège. C'est à dire que l'entreprise n'est pas une entreprise locale.

Après calcul, on trouve $K = 1,4$.

C. DEVIS QUANTITATIF

Le but est de déterminer les quantités des matériaux nécessaires pour la construction.

Pour le cas des armatures des éléments en BA, on détermine le poids des aciers à partir des résultats de calcul des ferraillages dans l'étude technique. En effet, connaissant le poids au mètre linéaire de chaque acier HA, on peut calculer le poids des aciers dans un élément de l'ouvrage. Pour les câbles, le poids au mètre linéaire est égal à 8,87kg et la longueur de chaque câble est donnée par le tableau n°59 de la page 129.

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 105 : Quantité des matériaux

DESIGNATIONS			UNITES	QUANTITES
ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE	Equipements	Garde corps	ml	180
		Gargouille	ml	12,6
		Appareils d'appuis	U	12
	Revêtement du tablier	ECR 65 (Dosage: 0,5 Kg/m ²)	T	0,315
		Revêtement BBSG 6/10	T	72,45
	Hourdis	Béton Q350	m ³	162
		Acier HA	Kg	24999,308
		Coffrage	m ²	43,2
	Entretoises	Béton Q350	m ³	31,248
		Acier HA	Kg	1475,589
		Coffrage	m ²	228,48
	Poutres préfabriquées	Béton Q400	m ³	190,35
		Acier HA	Kg	12225,112
		Armature de précontrainte	Kg	17099,48
		Coffrage	m ²	1984,86
ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE	Dalle de transition	Béton Q250	m ³	2,821
		Béton Q350	m ³	16,02
		Acier HA	Kg	599,06
		Goujon	U	10
		Coffrage	m ²	14,4
	Sommier	Béton Q350	m ³	17,28
		Acier HA	Kg	425,248
		Coffrage	m ²	51,52
	Mur garde grève	Béton Q350	m ³	10,575
		Acier HA	Kg	1585,372
		Coffrage	m ²	84,05
	Mur en retour	Béton Q350	m ³	6,225
		Acier HA	Kg	489,122
		Coffrage	m ²	51,758
	Mur de front	Béton Q350	m ³	44,1
		Acier HA	Kg	1691,843
		Coffrage	m ²	110,6

Tableau 105 : Quantité des matériaux (suite)

DESIGNATIONS			UNITES	QUANTITES
ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE	Semelles de liaison des pieux sous culées	Béton Q400	m ³	80
		Béton Q250	m ³	2
		Acier HA	Kg	5818,58
		Coffrage	m ²	136
	Pieux sous culées	Forage	m ³	80,425
		Béton Q400	m ³	80,425
		Acier HA	Kg	1563,315
	Chevêtre	Béton Q350	m ³	8,32
		Acier HA	Kg	415,235
		Coffrage	m ²	25,28
	Colonnes	Béton Q400	m ³	14,507
		Acier HA	Kg	640,848
		Coffrage	m ²	72,533
	Semelles de liaison des pieux sous pile	Béton Q400	m ³	42,75
		Béton Q250	m ³	2,138
		Acier HA	Kg	3422,694
		Coffrage	m ²	70,75
	Pieux sous pile	Forage	m ³	60,319
		Béton Q400	m ³	60,319
		Acier HA	Kg	2344,973
Chaussée		Couche de roulement: BBSG 6/10	T	12,88
		Couche de base: GCNT 0/31 ⁵	m ³	27
		Couche de fondation: GCNT 0/31 ⁵	m ³	36
		ECM 60 (Dosage: 1,3 kg/m²)	T	0,234
		ECR 65 (Dosage: 0,5 Kg/m²)	T	0,07
		Remblais	m ³	1639,242
		Engazonnement	m ²	442,8
Enrochement			m ³	51

D. SOUS DETAILS DES PRIX

On va faire quelques sous détails des prix pour déterminer les prix unitaires des éléments.

Ce prix unitaire est donné par la formule suivante :

$$PU = K \frac{D}{R}$$

Où $K = 1,4$: Coefficient des déboursés ;

D : Total des déboursés ;

R : Rendement journalier.

Tableau 106 : Sous détail de prix du béton Q250

Prix N°	207								
Désignations	Béton Q250								
Rendement R	25,5	m ³ /j							
Composante des prix			Coûts directs			Dépenses directs			Total [Ar]
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
Matériels	Outillages	Fft	1	Fft	1	98 000,00	98 000,00		
	Pervibrateur	Mj	6	j	1	52 000,00	312 000,00		
	Bétonnière	Mj	1	j	1	100 000,00	100 000,00		
	Camion benne	Mj	1	j	1	125 000,00	125 000,00		
Total matériel									635 000,00
Main d'œuvre	Chauffeur	Hj	1	H	8	800,00		6 400,00	
	Opérateur	Hj	2	H	8	750,00		12 000,00	
	Chef labo	Hj	1	H	2	1 000,00		2 000,00	
	Opérateur labo	Hj	2	H	3	750,00		4 500,00	
	Chef de chantier	Hj	1	H	1	950,00		950,00	
	Chef d'équipe	Hj	1	H	8	700,00		5 600,00	
	Manœuvre	Hj	10	H	8	400,00		32 000,00	
Total main d'œuvre									63 450,00
Matériaux	Ciment	Kg	250	Kg	6375	600,00			3825000,00
	Gravillon	m ³	0,85	m ³	22	35 000,00			758625,00
	Sable	m ³	0,45	m ³	11	25 000,00			286875,00
	Eau	L	125	L	3188	50,00			159375,00
Total matériaux									5 029 875,00
Total des déboursés D									5 728 325,00
K									1,4
PU = K× D/R									314 496,27

Tableau 107 : Sous détail de prix du béton Q350

Prix N°	205								
Désignations	Béton Q350								
Rendement R	25,5	m ³ /j							
Composante des prix			Coûts directs			Dépenses directes			Total [Ar]
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
Matériels	Outillages	Fft	1	Fft	1	98 000,00	98 000,00		
	Pervibrateur	Mj	6	j	1	52 000,00	312 000,00		
	Bétonnière	Mj	1	j	1	100 000,00	100 000,00		
	Camion benne	Mj	1	j	1	125 000,00	125 000,00		
Total matériel									635 000,00
Main d'œuvre	Chauffeur	Hj	1	H	8	800,00		6 400,00	
	Opérateur	Hj	2	H	8	750,00		12 000,00	
	Chef labo	Hj	1	H	2	1 000,00		2 000,00	
	Opérateur labo	Hj	2	H	3	750,00		4 500,00	
	Chef de chantier	Hj	1	H	1	950,00		950,00	
	Chef d'équipe	Hj	1	H	8	700,00		5 600,00	
	Manœuvre	Hj	10	H	8	400,00		32 000,00	
Total main d'œuvre									63 450,00
Matériaux	Ciment	Kg	350	Kg	8925	600,00			5 355 000,00
	Gravillon	m ³	0,85	m ³	22	35 000,00			758 625,00
	Sable	m ³	0,45	m ³	11	25 000,00			286 875,00
	Eau	L	175	L	4463	50,00			223 125,00
Total matériaux									6 623 625,00
						Total des déboursés D			7 322 075,00
						K			1,4
						PU = K× D/R			401 996,27

Tableau 108 : Sous détail de prix du béton Q400

Prix N°	202									
Désignations	Béton Q400									
Rendement R	25,5	m³/j								
Composante des prix			Coûts directs			Dépenses directs			Total [Ar]	
Désignation		U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériel	MO		Matériaux
Matériels	Outillages	Fft	1	Fft	1	98 000,00	98 000,00			
	Pervibrateur	Mj	6	j	1	52 000,00	312 000,00			
	Bétonnière	Mj	1	j	1	100 000,00	100 000,00			
	Camion benne	Mj	1	j	1	125 000,00	125 000,00			
Total matériel										635 000,00
Main d'œuvre	Chauffeur	Hj	1	H	8	800,00		6 400,00		
	Opérateur	Hj	2	H	8	750,00		12 000,00		
	Chef labo	Hj	1	H	2	1 000,00		2 000,00		
	Opérateur labo	Hj	2	H	3	750,00		4 500,00		
	Chef de chantier	Hj	1	H	1	950,00		950,00		
	Chef d'équipe	Hj	1	H	8	700,00		5 600,00		
	Manœuvre	Hj	10	H	8	400,00		32 000,00		
Total main d'œuvre										63 450,00
Matériaux	Ciment	Kg	400	Kg	10200	600,00			6120000,00	
	Gravillon	m³	0,85	m³	22	35 000,00			758625,00	
	Sable	m³	0,45	m³	11	25 000,00			286875,00	
	Eau	L	200	L	5100	50,00			255000,00	
Total matériaux										7 420 500,00
						Total des déboursés D			8 118 950,00	
						K			1,4	
						PU = K× D/R			445 746,27	

Tableau 109 : Sous détail de prix de la couche d'imprégnation

Prix N°	403									
Désignation	ECM 60									
Rendement R	2	T/j								
Composante des prix			Coûts directs				Dépenses directs			Total [Ar]
Désignation		U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
Matériels	Outillages	Fft	1	Fft	1	40 000,00	40 000,00			
	Balayeuse	U	1	j	0,5	45 000,00	22 500,00			
	Répandeuse	U	1	j	0,5	25 000,00	12 500,00			
Total matériel										75 000,00
Main d'œuvre	Chef de chantier	Hj	1	H	2	950,00		1 900,00		
	Chef d'équipe	Hj	1	H	4	700,00		2 800,00		
	Manœuvre	Hj	8	H	8	400,00		25 600,00		
	Conducteur d'engin	Hj	2	H	4	1 000,00		8 000,00		
Total main d'œuvre										38 300,00
Matériaux	ECM 60	T	1	T	2	1 550 000,00			3 100 000,00	
Total matériaux										3 100 000,00
						Total des déboursés D				3 213 300,00
						K				1,4
						PU = K× D/R				2 249 310,00

Tableau 110 : Sous détail de prix de la couche d'accrochage

Prix N°	402									
Désignation	ECR 65									
Rendement R	2	T/j								
Composante des prix			Coûts directs				Dépenses directes			Total [Ar]
Désignation		U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
Matériels	Outillages	Fft	1	Fft	1	40 000,00	40 000,00			
	Balayeuse	U	1	j	0,5	45 000,00	22 500,00			
	Répandeuse	U	1	j	0,5	25 000,00	12 500,00			
Total matériel										75 000,00
Main d'œuvre	Chef de chantier	Hj	1	H	2	950,00		1 900,00		
	Chef d'équipe	Hj	1	H	4	700,00		2 800,00		
	Manœuvre	Hj	8	H	8	400,00		25 600,00		
	Conducteur d'engin	Hj	2	H	4	1 000,00		8 000,00		
Total main d'œuvre										38 300,00
Matériaux	ECR 65	T	1	T	2	1 600 000,00			3 200 000,00	
Total matériaux										3 200 000,00
						Total des déboursés D				3 313 300,00
						K				1,4
						PU = K× D/R				2 319 310,00

Prix N°	203								
Désignation	Acier HA								
Rendement R	3500	Kg/j							
Composante des prix			Coûts directs				Dépenses directs		
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	Total [Ar]
Matériels	Outillages	Fft	1	Fft	1	70 000,00	70 000,00		
Total matériel									70 000,00
Façonnage									
Main d'œuvre	Chef de chantier	Hj	1	H	2	950,00		1 900,00	
	Chef d'équipe	Hj	1	H	4	700,00		2 800,00	
	OS	Hj	5	H	8	500,00		20 000,00	
	Manœuvre	Hj	5	H	8	400,00		16 000,00	
	Montage								
	Chef d'équipe	Hj	1	H	4	700,00		2 800,00	
	Ferrailleur	Hj	4	H	8	550,00		17 600,00	
	Manœuvre	Hj	10	H	8	400,00		32 000,00	
Total main d'œuvre									93 100,00
Matériaux	Acier	Kg	1	Kg	3500	2 500,00		8 750 000,00	
	Fil recuit	m³	0,06	m³	210	230,00		48 300,00	
Total matériaux									8 798 300,00
Total des déboursés D									8 961 400,00
K									1,4
PU = K x D/R									3 584,56

E. BORDEREAU DETAILS ESTIMATIF

Le cout du projet est donné par le tableau suivant :

Tableau 111 : BDE du projet

N° DE PRIX	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU [Ar]	Montant [Ar]
100	INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER				
101	Installation de chantier	Fft	1	190 650 800,00	190 650 800,00
104	Repli de chantier	Fft	1	100 750 800,00	100 750 800,00
TOTAL INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					291 401 600,00
200	INFRASTRUCTURES ET SUPERSTRUCTURES				
201	Pieux sous culée	Forage	m³	80,425	14 698 473,00
202		Béton Q400	m³	80,425	35 849 143,76
203		Acier HA	Kg	1563,315	5 603 796,42
201	Pieux sous pile	Forage	m³	60,319	11 023 900,44
202		Béton Q400	m³	60,319	26 886 969,26
203		Acier HA	Kg	2344,973	8 405 696,42
202	Semelle sous culée	Béton Q400	m³	80	35 659 701,60
203		Acier HA	Kg	5818,58	20 857 049,12
204		Coffrage	m²	136	69 965 608,00
205	Mur de front	Béton Q350	m³	44,1	17 728 035,51
203		Acier HA	Kg	1691,843	6 064 512,74
204		Coffrage	m²	110,6	56 898 501,80
205	Mur en retour	Béton Q350	m³	6,225	2 502 426,78
203		Acier HA	Kg	489,122	1 753 287,16
204		Coffrage	m²	51,758	26 627 058,37

Tableau 111 : BDE du projet (suite)

N° DE PRIX	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU [Ar]	Montant [Ar]
205	Mur garde grève	Béton Q350	m ³	10,575	401 996,27
203		Acier HA	Kg	1585,372	3 584,56
204		Coffrage	m ²	84,05	514 453,00
205	Sommier	Béton Q350	m ³	17,28	401 996,27
203		Acier HA	Kg	425,248	3 584,56
204		Coffrage	m ²	51,52	514 453,00
202	Semelle sous pile	Béton Q400	m ³	42,75	445 746,27
203		Acier HA	Kg	3422,694	3 584,56
204		Coffrage	m ²	70,75	514 453,00
202	Colonnes	Béton Q400	m ³	14,507	401 996,27
203		Acier HA	Kg	640,848	3 584,56
204		Coffrage	m ²	72,533	514 453,00
205	Chevêtre	Béton Q350	m ³	8,32	401 996,27
203		Acier HA	Kg	415,235	3 584,56
204		Coffrage	m ²	25,28	514 453,00
202	Poutres préfabriquées	Béton Q400	m ³	190,35	401 996,27
203		Acier HA	Kg	12225,112	3 584,56
206		Acier de précontrainte	Kg	17099,48	25 230,00
204		Coffrage	m ²	1984,86	514 453,00
205	Entretoises	Béton Q350	m ³	31,248	401 996,27
203		Acier HA	Kg	1475,589	3 584,56
204		Coffrage	m ²	228,48	514 453,00
205	Hourdis	Béton Q350	m ³	162	401 996,27
203		Acier HA	Kg	24999,308	3 584,56
204		Coffrage	m ²	43,2	514 453,00
205	Dalle de transition	Béton Q350	m ³	16,02	401 996,27
203		Acier HA	Kg	599,06	3 584,56
204		Coffrage	m ²	14,4	514 453,00
207	Béton Q250	m ³	6,959	314 496,27	2 188 579,54
TOTAL INFRASTRUCTURES ET SUPERSTRUCTURES					2 122 568 567,12
300	EQUIPEMENTS				
301	Garde corps	ml	180	61 742,00	11 113 560,00
302	Gargouilles	ml	12,6	17 015,00	214 389,00
303	Goujons	U	10	6 200,00	62 000,00
304	Appareils d'appuis	U	12	135 830,00	1 629 960,00
305	Signalisations	Fft	1	4 580 450,00	4 580 450,00
TOTAL EQUIPEMENT					17 600 359,00

Tableau 111 : BDE du projet (suite)

N° DE PRIX	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU [Ar]	Montant [Ar]
400	CHAUSSEE ET REVETEMENT DU TABLIER				
401	Revêtement EDC 0/12 ⁵	T	85,33	455 234,00	38 845 117,22
402	ECR 65	T	0,385	2 319 310,00	892 934,35
403	ECM 60	T	0,234	2 249 310,00	526 338,54
404	GCNT 0/31 ⁵	m ³	63	252 645,00	15 916 635,00
405	Remblais	m ³	1639,242	35 368,00	57 976 711,06
406	Engazonnements	m ²	442,8	1 000,00	442 800,00
TOTAL CHAUSSEE ET REVETEMENT DU TABLIER					114 600 536,17
500	ENROCHEMENTS	m ³	51	52 546,00	2 679 846,00
TOTAL HTVA					2 889 375 068,67
TVA 20%					577 875 013,73
TOTAL TTC					3 467 250 082,41

Arrêté ce présent devis estimatif à la somme de : « TROIS MILLIARDS QUATRE CENT SOIXANTE SEPT MILLIONS DEUX CENT CINQUANTE MILLE QUATRE VINGT DEUX VIRGULE QUARANTE ET UN ARIARY » (Ar 3 467 250 082,41).

Le prix au mètre linéaire est égal à trente huit million cinq cent vingt cinq mille virgule quatre vingt onze Ariary (Ar 38 525 000,91/ml).

Chapitre 2. ETUDE DE RENTABILITE DE L'INVESTISSEMENT

Pour permettre de prendre les décisions d'investissement, la théorie micro-économique étudie les valeurs des paramètres suivants :

- La VAN ou Valeur Actuelle Nette ;
- Le TIR ou Taux Interne de Rentabilité ;
- Le DRCI ou Délai de Récupération des Capitaux investis ;
- L'IP ou Indice de Probabilité.

Les règles de décision sont les suivantes :

- Le projet peut être adopté si la VAN est positif ou nul ;
- Le projet peut être adopté si le TIR est supérieur au taux d'actualisation ;
- Le projet peut être adopté si l'IP est supérieur à 1.

A. DETERMINATION DE LA VAN

La VAN est donné par la formule suivante :

$$VAN = \sum_{p=1}^n F_p (1+i)^{-p} - I$$

En supposant que l'ouvrage sera amorti dans les 20 ans, on a :

$n = 20$ ans;

$F_p = R_n - A$: Cash-flow net. Il représente les flux de trésoreries des années 1 à n ;

$R_n = \text{Recettes} - \text{Dépenses}$: Bénéfice net ;

A : Amortissement

i : Taux d'actualisation qui dépend du taux directeur de la Banque centrale et au taux d'inflation. Cette valeur est prise égale à 10% ;

$F_p (1+i)^{-p}$: Cash-flow net actualisé;

$I = \text{Ar } 3\,467\,250\,082,41$: Investissement initial.

I. Recettes

On va étudier la rentabilité de l'investissement avec les recettes totales annuelles du District où se trouve le pont. C'est à dire le District de Taolagnaro.

Cette valeur est estimée à Ar 600 500 000,00.

Le taux de croissance du revenu annuel du District est estimé à 5%.

II. Dépenses

A part le coût d'exécution du projet, le District devra dépenser quelques sommes pour l'entretien de l'ouvrage.

Pour un pont en BP bien conçu, cet entretien n'est nécessaire que tous les 10 ans. Le coût de l'entretien est prise égal à 4% de la recette du projet, avec un taux de croissance de 5% tous les 10 ans.

La dépense du District est estimée à 3% de la recette annuelle.

III. Amortissement

Comme le projet est supposé amorti dans les 20 ans, donc le taux d'amortissement est égal 5%.

D'où, l'amortissement annuel est : $A = \frac{3467250082,41}{20} = 173362504,12 \text{ Ar}$

Tableau 112 : Recettes annuelles du District de Taolagnaro

ANNEE	RECETTE [Ar]
1	600 500 000,00
2	630 525 000,00
3	662 051 250,00
4	695 153 812,50
5	729 911 503,13
6	766 407 078,28
7	804 727 432,20
8	844 963 803,81
9	887 211 994,00
10	931 572 593,70
11	978 151 223,38
12	1 027 058 784,55
13	1 078 411 723,78
14	1 132 332 309,97
15	1 188 948 925,46
16	1 248 396 371,74
17	1 310 816 190,32
18	1 376 356 999,84
19	1 445 174 849,83
20	1 517 433 592,32

Tableau 113 : Dépenses annuelles du District de Taolagnaro

ANNEE	DEPENSE ANNUELLE [Ar]	COUT D'ENTRETIEN [Ar]	DEPENSE ANNUELLE TOTALE [Ar]
1	18 015 000,00	0,00	18 015 000,00
2	18 915 750,00	0,00	18 915 750,00
3	19 861 537,50	0,00	19 861 537,50
4	20 854 614,38	0,00	20 854 614,38
5	21 897 345,09	0,00	21 897 345,09
6	22 992 212,35	0,00	22 992 212,35
7	24 141 822,97	0,00	24 141 822,97
8	25 348 914,11	0,00	25 348 914,11
9	26 616 359,82	0,00	26 616 359,82
10	27 947 177,81	37 262 903,75	65 210 081,56
11	29 344 536,70	0,00	29 344 536,70
12	30 811 763,54	0,00	30 811 763,54
13	32 352 351,71	0,00	32 352 351,71
14	33 969 969,30	0,00	33 969 969,30
15	35 668 467,76	0,00	35 668 467,76
16	37 451 891,15	0,00	37 451 891,15
17	39 324 485,71	0,00	39 324 485,71
18	41 290 710,00	0,00	41 290 710,00
19	43 355 245,49	0,00	43 355 245,49
20	45 523 007,77	62 560 488,88	108 083 496,65

Tableau 114 : Calcul de la VAN

Année	Résultat net R _n [Ar]	Amortissement [Ar]	Cash-flow F _p [Ar]	Coeff d'actualisation (1+i) ^{-p}	Valeur actualisée de revenus [Ar]
1	582 485 000,00	173 362 504,12	409 122 495,88	0,9091	371 929 541,71
2	611 609 250,00	173 362 504,12	438 246 745,88	0,8264	362 187 393,29
3	642 189 712,50	173 362 504,12	468 827 208,38	0,7513	352 236 820,72
4	674 299 198,13	173 362 504,12	500 936 694,00	0,6830	342 146 502,29
5	708 014 158,03	173 362 504,12	534 651 653,91	0,6209	331 976 612,32
6	743 414 865,93	173 362 504,12	570 052 361,81	0,5645	321 779 697,01
7	780 585 609,23	173 362 504,12	607 223 105,11	0,5132	311 601 465,96
8	819 614 889,69	173 362 504,12	646 252 385,57	0,4665	301 481 507,35
9	860 595 634,18	173 362 504,12	687 233 130,05	0,4241	291 453 933,72
10	866 362 512,14	173 362 504,12	693 000 008,02	0,3855	267 181 502,67
11	948 806 686,68	173 362 504,12	775 444 182,56	0,3505	271 788 455,37
12	996 247 021,01	173 362 504,12	822 884 516,89	0,3186	262 196 366,50
13	1 046 059 372,06	173 362 504,12	872 696 867,94	0,2897	252 789 196,95
14	1 098 362 340,67	173 362 504,12	924 999 836,55	0,2633	243 581 367,19
15	1 153 280 457,70	173 362 504,12	979 917 953,58	0,2394	234 584 567,12
16	1 210 944 480,58	173 362 504,12	1 037 581 976,46	0,2176	225 808 068,85
17	1 271 491 704,61	173 362 504,12	1 098 129 200,49	0,1978	217 259 008,08
18	1 335 066 289,84	173 362 504,12	1 161 703 785,72	0,1799	208 942 637,13
19	1 401 819 604,34	173 362 504,12	1 228 457 100,22	0,1635	200 862 552,27
20	1 409 350 095,67	173 362 504,12	1 235 987 591,55	0,1486	183 721 679,80
				TOTAL	5 555 508 876,31
				I [Ar]	3 467 250 082,41
				VAN [Ar]	2 088 258 793,90

B. TAUX DE RENTABILITE INTERNE

Le TRI est le taux d'actualisation qui annule la VAN.

Soit x = TRI, x est tel que :

$$TRI = \{x / \sum_{p=1}^n F_p (1+x)^{-p} - I = 0\}$$

Le TRI est obtenu soit en résolvant l'équation précédente soit en faisant une interpolation entre deux valeurs de i (taux d'actualisation) correspondant aux deux valeurs de VAN de signe contraire. Le TRI est compris entre ces deux bornes. En effet :

Pour i = 16%, VAN = 66 599 292,18 Ar

Pour i = 16,40%, VAN = - 156 718 700,10 Ar

Après interpolation, on trouve TRI = 16,29%.

C. DELAI DE RECUPERATION DES CAPITAUX INVESTIS

Le DRCI est le temps à partir duquel les capitaux investis sont récupérés.

En cumulant le cash-flow net actualisé, on montre que l'investissement est compris entre le cash-flow de la dixième année et celui de la onzième année.

Après interpolation, on a : DRCI = 10,785 ans.

Soit DRCI = 10 ans, 9 mois et 13 jours.

D. INDICE DE PROBABILITE

L'IP permet de donner un indice de création de valeur. Il est égal à la somme des flux actualisés rapporté à l'investissement initial.

$$IP = \frac{\sum_{p=1}^n F_p (1+i)^{-p}}{I}$$

Après calcul, on trouve IP = 1,60.

C'est-à-dire que l'investissement génère 1,60 Ariary par Ariary investi et crée 0,60 Ariary par Ariary investi.

E. RECAPITULATION ET CONCLUSION

On a :

- VAN = 2 628 051 767,27 Ar > 0 ;
- TIR = 16,29% > i = 10% ;
- IP = 1,60 > 1 ;
- DRCI = 10 ans, 9 mois et 13 jours.

D'après les règles de décision précédentes (Voir page 216), on peut dire que le projet est rentable.

Chapitre 3. ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

A. INTRODUCTION

La construction des infrastructures, (les ouvrages d'arts, les routes, les bâtiments), est prise comme l'une des clés de développement pour notre pays. Pourtant, une telle activité est une menace pour l'environnement biophysique et humaine. Actuellement, les problèmes environnementaux de Madagasikara sont la dénaturation, la dégradation et même la destruction de l'écosystème.

Pour assurer une meilleure intégration des considérations environnementales au développement et une meilleure utilisation des ressources et des territoires, l'Etat Malagasy procède à l'approbation de la loi portant Charte de l'Environnement Malagasy (Article 10 de la loi N° 90 - 033 du 21 décembre 1990, modifiée par la loi N° 97 – 012 du 06 juin 1997 et N° 2004 – 015 du 19 août 2004) et à l'application du Décret relatif à la Mise en Compatibilité des Investissements avec l'Environnement ou décret MECIE (Décret N° 99 – 954 du 15 décembre 1999 modifié par le décret N° 2004 – 167 du 03 février 2004).

Cette loi implique une obligation pour les projets d'investissements publics ou privés susceptibles de porter atteinte à l'environnement d'être soumis soit à une Etude d'Impact Environnemental (E.I.E.), soit à un Programme d'Engagement Environnemental (P.R.E.E.), selon la nature technique, l'importance de ces projets et la sensibilité de leurs milieux d'implantation. Quand au décret MECIE, il fixe les règles et les procédures à suivre pour la mise en œuvre d'une étude d'impacts environnementaux.

B. DEFINITIONS

iv. L'environnement

D'après la charte de l'environnement Malagasy, c'est l'ensemble des milieux naturels et artificiels y compris les milieux humains et les facteurs sociaux et culturels qui intéressent le développement.

v.L'Impact

C'est la différence entre le changement d'une valeur d'état suite à des actions et le changement de cette même valeur sans actions. Il y aura donc des impacts positifs et des impacts négatifs.

C. ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET

C'est une étude qui détermine les impacts sur l'environnement d'une activité donnée en donnant leurs sources, leurs importances et les mesures d'atténuation ou de compensation permettant d'assurer l'intégrité de l'environnement dans le développement.

I. Description du projet

La description est basée sur les travaux prévus, les ressources et les énergies utilisées par le projet. Cette description donne des idées sur les sources des impacts et les impacts correspondants.

1. Les travaux prévus

Le projet peut être divisé en 4 phases : la phase préparatoire, la phase d'exécution, la phase de fermeture et la phase d'exploitation.

a. Phase préparatoire

C'est la phase d'installation de chantier qui implique les travaux suivants :

- Recrutement des ouvriers ;
- Transport des matériels (engins, concasseurs, broyeurs, grus, les lots d'outillages,...) par des camions ;
- Terrassements : décapages des couvertures végétales, remblayages, déblayages, évacuations des terres excédentaires ;
- Installation des centrales enrobées
- Installation des centrales à bétons ;
- Installation des concasseurs, broyeurs, cribleurs, et autre machine nécessaire sur chantier ;
- Construction des voies d'accès.

b. Phase de construction

C'est une phase de réalisation des travaux qui implique les tâches suivantes :

- Exploitation des carrières : extraction des matériaux rocheux par des explosifs, foisonnement des sols meubles par des engins, extraction des sables de rivière ;
- Traitements des matériaux : concassages, broyages, criblages ;
- Transport des matériaux vers les lieux de stockage ou les lieux d'utilisation ;
- Déviation partielle du cours d'eau ;
- Mise en place des rideaux de palplanches ;
- Pompages ;
- Forages des pieux pour l'appui intermédiaire et les deux culées ;
- Réalisation des semelles de liaison des têtes des pieux ;
- Réalisation des piles : coffrages, mise en place des armatures, coulages des bétons ;

- Confection des chevêtres : coffrages, mise en place des armatures, bétonnages ;
- Confection des culées ;
- Mise en place des appareils d'appuis ;
- Mise en œuvre des éléments de la superstructure ;
- Revêtement du tablier : préparation de l'enrobé, transport, réalisation de la couche d'accrochage, épandages, réglages, compactages ;
- Réalisation des remblais d'accès ;
- Confection des dalles de transition ;
- Réalisation des gargouilles, corniches, gardes corps.

c. Phase de fermeture

C'est la phase de finition de chantier qui implique les travaux d'évacuation des terres excédentaires, évacuations des déchets de chantier, libération des personnels et ouvriers recrutés pendant le projet.

d. Phase d'exploitation

C'est la phase d'utilisation de l'ouvrage.

2. Les ressources utilisées par le projet

a. Les matériaux de construction

Comme matériaux de construction on peut citer les différents types de graviers, les liants hydrauliques et hydrocarbonés, les aciers, les câbles,... Ces matériaux proviennent des carrières, usines ou des centrales de préparation, ensuite ils sont transportés par des engins vers les lieux d'entreposage. Les quantités de ces matériaux sont prévues dans le chapitre qui traite l'évaluation du projet.

b. Les ressources naturelles

Ce sont les ressources physiques (sols, eaux), les ressources biologiques (bois) et les ressources humaines (main d'œuvre, personnels,...).

3. L'énergie utilisée

L'énergie la plus utilisée pendant la réalisation du projet est l'énergie obtenue par la combustion des carburants. C'est-à-dire l'énergie nécessaire pour le fonctionnement des engins, machines,... qui ont des moteurs à combustion.

II. Le milieu récepteur

La situation initiale de la zone d'insertion du projet sur les plans écologiques, socio-économiques et culturels est détaillée dans le chapitre 2 (Etudes socio-économiques des zones d'influences) de la partie I. En outre, d'après les caractéristiques techniques des travaux prévus, les composantes environnementales susceptibles d'être touchées par le projet sont : les milieux physiques (sol, eau, air), les milieux biologiques (la faune et la flore) et les milieux humains (la vie sociale, économique, sanitaire et culturelle).

III. Analyse des impacts

1. Identification des impacts

Cette identification se fait par confrontation des composantes du milieu récepteur aux éléments de chaque phase du projet. En effet, par phase du projet, en tenant compte les technologies d'exécutions, les matériels utilisés, les ressources utilisées et les composantes du milieu récepteur, on peut décrire les sources des impacts et les impacts correspondants.

Les résultats de la confrontation sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

a. Phase préparatoire

Pendant la phase préparatoire, l'identification des impacts environnementaux du projet sur les différents milieux est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 115 : Identification des impacts environnementaux sur les différents milieux pendant la phase préparatoire

SOURCES	IMPACTS		
	MILIEUX PHYSIQUES	MILIEUX BIOLOGIQUES	MILIEUX HUMAINS
-Recrutement des ouvriers			-Création d'emploi; -Apparition des conflits entre ouvriers.
- Transports et circulation des engins	-Emission de gaz et des poussières dans l'atmosphère		-Accentuation des bruits; -Risque d'accident routier et accident de travail; -Gêne à la circulation; -Dégradation des routes existantes.
- Terrassements	-Diminution de précipitation par diminution d'évaporation et transpiration végétale; -Risque d'érosion; -Pollution de l'air.	-Destruction des ouvertures végétales; -Migration forcée ou disparition des animaux dépendants des couvertures végétales.	-Risque d'accident de travail; -Santé menacée des ouvriers et des riverains; -Nuisance sonore.

b. Phase de construction

Pendant la phase de construction, l'identification des impacts environnementaux du projet sur les différents milieux est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 116 : Identification des impacts environnementaux sur les différents milieux pendant la phase de construction

SOURCES	IMPACTS		
	MILIEUX PHYSIQUES	MILIEUX BIOLOGIQUES	MILIEUX HUMAINS
-Campement des ouvriers			-Propagation des maladies sexuellement transmissibles.
-Exploitation des carrières.	-Erosion et déstabilisation du sol; -Pollution de l'air.	-Perturbation des couvertures végétales; -Migration forcée ou disparition des animaux dépendants des couvertures végétales.	-Risque d'accident de travail; -Santé menacée des ouvriers; -Trop de bruits.
-Extraction des sables de rivière.	-Perturbation de l'écoulement; -Pollution de l'eau.	-Perturbation des animaux aquatiques.	-Risque d'accident de travail.
-Concassages, broyages, criblages.	-Pollution de l'air.		-Trop de bruit; -Santé menacée des ouvriers; -Risque d'accident de travail.
-Transport des matériaux.	-Emission de gaz et de poussière dans l'atmosphère.		-Risque d'accident de circulation; -Gêne à la circulation; -Dégradation des routes existantes.
-Déviation du cours d'eau.	-Pollution de l'eau; -Perturbation de l'écoulement; -Risque d'affouillement.	-Perturbation des animaux aquatiques.	
-Forage des pieux.	-Pollution de l'eau; -Perturbation de l'écoulement; -Risque d'affouillement.	-Perturbation des animaux aquatiques.	
-Préparation et mise en œuvre des bétons.			-Santé menacée des ouvriers: atteinte cutanée et autre pathologie (asthme,...).
-Réalisation des semelles, piles et culées.	-Perturbation de l'écoulement; -Risque d'affouillement.	-Perturbation des animaux aquatiques.	-Risque d'accident de travail.
-Réalisation des éléments de la superstructure.			-Risque d'accident de travail.
-Préparation et mise en œuvre des produits noirs.	-Pollution du sol; -Contamination des nappes phréatiques et des eaux de surface; -Emission de fumée contenant des substances nocives dans l'atmosphère.		-Santé menacée des ouvriers: irritation du nez, de la gorge, de la peau et des tissus respiratoires, augmentation de l'état de fatigue, des céphalées, des nausées, des troubles de sommeil, -Bronchite, asthme,... -Risque d'accident: brûlure due à la température de mise en œuvre.

c. Phase de fermeture

L'identification des impacts environnementaux du projet dans la phase de fermeture est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 117 : Identification des impacts environnementaux sur les différents milieux pendant la phase de fermeture

SOURCES	IMPACTS		
	MILIEUX PHYSIQUES	MILIEUX BIOLOGIQUES	MILIEUX HUMAINS
-Evacuation des terres excédentaires et des déchets de chantier.	-Pollution du sol; -Pollution de l'eau; -Pollution de l'air.		-Atteinte à la santé des habitants.
-Libération des ouvriers			-Remise en chômage des ouvriers.

d. Phase d'exploitation

L'identification des impacts environnementaux du projet dans la phase de d'exploitation est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 118 : Identification des impacts environnementaux du projet dans la phase d'exploitation

SOURCES	IMPACTS		
	MILIEUX PHYSIQUES	MILIEUX BIOLOGIQUES	MILIEUX HUMAINS
-Circulation			-Risque d'accident routier; -Désenclavement des zones d'influence; -Augmentation de débouché; -Augmentation de production.

2. Évaluation des impacts

La méthode d'évaluation est l'analyse multicritère dont l'intensité, la durée et l'étendue sont les critères à prendre en compte. L'intensité peut être faible, moyenne ou forte. La durée peut être temporaire, moyenne ou permanent. L'étendue peut être locale, régionale ou généralisée.

Ces critères sont en suite notés suivant le tableau suivant :

Tableau 119 : Evaluation des impacts par l'analyse multicritère

CRITERES		NOTES
Intensité	Faible	1
	Moyenne	2
	Forte	3
Durée	Temporaire	1
	Moyenne	2
	Permanent	3
Etendue	Locale	1
	Régionale	2
	Généralisée	3

On peut déterminer l'importance de chaque impact en faisant un score additif. Si la valeur en score additif est inférieure ou égale à 4, l'impact est à importance mineure. Pour une valeur entre 5 et 7, on a un impact d'importance moyenne. L'importance est majeure si la somme donne un score supérieur ou égal à 8.

Ainsi, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 120 : Résultats d'évaluation des impacts

IMPACTS	INTENSITE	NOTE	DUREE	NOTE	ETENDUE	NOTE	Σ(notes)	IMPORTANCE
-Création d'emploi et apparition des conflits entre ouvriers.	Faible	1	Moyenne	2	locale	1	4	Mineure
-Diminution de précipitation par diminution d'évaporation et transpiration végétale.	Faible	1	Moyenne	2	Régionale	2	5	Moyenne
-Erosion et déstabilisation du sol	Moyenne	2	Moyenne	2	locale	1	5	Moyenne
-Pollution du sol	Faible	1	Temporaire	1	locale	1	3	Mineure
-Perturbation de l'écoulement de la rivière.	Faible	1	Temporaire	1	locale	1	3	Mineure
-Affouillement	Faible	1	Temporaire	1	locale	1	3	Mineure
-Pollution de l'eau.	Moyenne	2	Moyenne	2	locale	1	5	Moyenne
-Contamination des nappes phréatiques et des eaux de surface	Faible	1	Temporaire	1	locale	1	3	Mineure
-Pollution de l'air	Moyenne	2	Moyenne	2	locale	1	5	Moyenne
-Migration forcée ou disparition des animaux dépendant des couvertures végétales	Faible	1	Moyenne	2	locale	1	4	Mineure
-Perturbation des animaux aquatiques	Faible	1	Temporaire	1	locale	1	3	Mineure
-Destruction des couvertures végétales	Moyenne	2	Moyenne	2	locale	1	5	Moyenne
-Accident de travail	Forte	3	Moyenne	2	locale	1	6	Moyenne
-Accident routier	Moyenne	2	Moyenne	2	locale	1	5	Moyenne
-Atteinte à la santé des travailleurs	Moyenne	2	Moyenne	2	locale	1	5	Moyenne
-Bruits	Moyenne	2	Moyenne	2	locale	1	5	Moyenne
-Circulation gênée	Faible	1	Moyenne	2	locale	1	4	Moyenne
-Propagation des maladies sexuellement transmissible	Moyenne	2	Moyenne	2	locale	1	5	Moyenne
-Remise en chômage des ouvriers	Faible	1	Moyenne	2	locale	1	4	Mineure

3. Les différentes mesures à prendre

Les actions ou les mesures appropriées pour prévenir, supprimer, réduire, compenser les impacts négatifs sont données par le tableau suivant :

Tableau 121 : Mesures à prendre pour atténuer les impacts négatifs

IMPACTS	IMPORTANCE	MESURES
-Création d'emploi et apparition des conflits entre ouvriers.	Mineure	-Respecter les conditions de travail; -Respecter les droits des ouvriers; -Uniformiser la salaire des ouvriers.
-Diminution de précipitation par diminution d'évaporation et transpiration végétale.	Moyenne	-Reboisement des terrains déboisés ou des terrains indiqués par les autorités locales.
-Erosion et déstabilisation du sol	Moyenne	-Disposer des plans d'extraction; -Disposer des plans de fermeture et d'aménagement pour chaque carrière; -Exécuter les travaux pendant la saison sèche;
-Pollution du sol et l'eau	Mineure	-Disposer des plans de gestion des déchets; -Evacuer les déchets sur les indiqués par les autorités locales et agréer par la mission de contrôle.
-Affouillement	Mineure	-Effectuer les travaux pendant la saison sèche; -Effectuer les travaux sans perturbation de l'écoulement de la rivière.
-Contamination des nappes phréatiques et des eaux de surface	Mineure	-Disposer des plans d'urgences opérationnels en cas de déversement accident; -Eviter les zones perméables, proches des cours d'eau lors de l'implantation de l'unité de abricotin des produits noirs.
-Pollution de l'air	Moyenne	-Utiliser des engins en bon état; -Limiter la vitesse des engins; -Choisir des carrières en aval, par rapport à la direction du vent, des habitant; -Eviter de travailler pendant la période du vent.
-Migration forcée ou disparition des animaux dépendant des couvertures végétales	Mineure	-Déplacement et protection de animaux endémique et en danger.
-Destruction des couvertures végétales	Moyenne	-Implanter toutes les installations en dehors des zones boisées; -Disposer des plans de reboisement.

Tableau 121 : Mesures à prendre pour atténuer les impacts négatifs (suite)

IMPACTS	IMPORTANCE	MESURES
-Accident de travail	Moyenne	<ul style="list-style-type: none"> -Formation et information des travailleurs sur les risques; -Assurer le bon fonctionnement et la mise en place correcte des engins et machines de traitement des matériaux; -Assurer la protection individuelle en portant un casque, des chaussures de sécurité, des lunettes de protection, des gants; tenue de travail, gilet de visibilité avec bande retro réfléchissante; -Installer les pictogrammes de sécurité; -Disposer des plans de sauvetage en cas d'accident; -Disposer un médecin de chantier.
-Accident routier et circulation gênée	Moyenne	<ul style="list-style-type: none"> -Disposer des agents de circulation; -Information des publics sur le projet; -Disposer ou choisir un tracé autre que le tracé utilisé par les publics; -Eviter le transport durant les heures de pointes; -Limiter la vitesse de circulation.
-Atteinte à la santé des travailleurs	Moyenne	<ul style="list-style-type: none"> -Port de masque, combinaison, gants, obligatoire, lunettes obligatoire; -Eviter tout contact avec la peau et yeux pendant la préparation des produits noirs et des bétons; -Réduire les risques d'inhalation; -Prendre une douche après chaque travail.
-Bruits	Moyenne	<ul style="list-style-type: none"> -Port de casque antibruit; -Utiliser des engins en bon état; -Eviter de travailler pendant les heures de repos.
-Propagation des maladies sexuellement transmissible	Moyenne	<ul style="list-style-type: none"> -Information des travailleurs et des habitants; -Distribution gratuit des préservatifs

D. CONCLUSION

D'après l'évaluation financière et l'étude de rentabilité, l'investissement égal à Ar 3 467 250 082,41 pour la reconstruction du pont de Fanjahira, au PK 478 + 100 de la RNS 13, est rentable du point de vue microéconomique.

Pourtant, une telle construction a des impacts négatifs sur l'environnement. Des mesures d'atténuation de ces impacts sont données par l'étude d'impacts environnementaux du projet. Toutes fois, il est nécessaire d'avoir un programme de surveillance et de suivi pour s'assurer que le promoteur respecte l'application des mesures d'atténuation des impacts négatifs et pour vérifier la validité et l'efficacité des hypothèses d'atténuation.

CONCLUSION GENERALE

Arrivé au terme de ce mémoire quelques remarques s'imposent :

- La considération des différents paramètres de calcul, l'optimisation économique, la considération architecturale et les contraintes naturelles rendent difficile la conception d'un pont ;

- En outre, il est évident que les études techniques nécessitent la disponibilité des données récentes et précises pour avoir des résultats fiables qui assurent la pérennité de l'ouvrage. Pourtant, à Madagasikara, comme tous les pays en voie de développement, ces données sont datées de plusieurs années ou n'existent même pas à cause de l'insuffisance des matériels et des infrastructures des services qui en sont responsables.

En faisant une comparaison entre les problématiques de la Région Anosy et les rôles d'une route sur le développement, on peut dire que la reconstruction du pont de Fanjahira est nécessaire pour l'épanouissement de la Région.

Parmi les trois variantes proposées, celle en béton précontraint à poutre sous chaussée isostatique a été retenue à cause de ses avantages.

En parlant de l'étude technique, la réalisation de ce mémoire de fin d'étude nous a permis de voir en détail les différentes étapes de la conception d'un pont en BP à poutre sous chaussée et nous a renforcées la connaissance sur la précontrainte.

Le coût de ce projet est estimé à Ar 3 467 250 082,41, soit Ar 38 525 000,91/ml.

Pour la mise en compatibilité des investissements avec l'environnement, des mesures d'atténuations sont à prendre pour minimiser les impacts négatifs du projet sur l'environnement.

Espérons que la reconstruction définitive de ce pont soit faite le plus tôt possible, et qu'elle va réellement contribuer à l'épanouissement et au développement de la Région Anosy et du pays tout entier.

BIBLIOGRAPHIE

- [I]. Arivony Jonah RANDRIANIRINA : « HYDRAULIQUE APPLIQUEE » - Institut de Formation d'Entreprises, Année 2004 ;
- [II]. Fascicule n°62 – Titre I – Section I : « REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTIONS EN BETON ARME SUIVANT LA METHODE DES ETATS LIMITES » - BAEL 91 révisé 99 – Avril 1999 ;
- [III]. Fascicule n°62 – Titre I – Section II : « REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTIONS EN BETON PRECONTRAIT SUIVANT LA METHODE DES ETATS LIMITES – BPEL 91 révisé 99 – Avril 1999 ;
- [IV]. Fascicule n°62 – Titre 5 : « REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES EN GENIE CIVIL » - 188 pages ;
- [V]. Région Anosy : « PLAN REGIONAL DE DEVELOPPEMENT » - 2005 ;
- [VI]. Gérard DEGOUTTE, Paul ROYET : « AIDE MEMOIRE DE MECANIQUE DES SOLS » - Réédition 2005 ;
- [VII]. Jean COURBON : « RESISTANCE DES MATERIAUX : THEORIE DES POUTRES » - 30 pages ;
- [VIII]. Jean COURBON : « RESISTANCE DES MATERIAUX » - Tome 1 - 782 pages ;
- [IX]. Jean COURBON : « RESISTANCE DES MATERIAUX » - Tome 2 – 812 pages ;
- [X]. J. R. ROBINSON : « COURS DE BETON PRECONTRAIT » - Paris 1964, 148 pages
- [XI]. J.-M. Destrac, D. Lefaivre, Y. Maldent, S. Vila : « MEMOTECH GENIE CIVIL » - Collection A. Capliez, Edition CASTELA ;
- [XII]. Ministère des Travaux Publics et de la Météorologie : « GUIDE D'INSPECTION ET D'ENTRETIEN DES OUVRAGES D'ART A MADAGASCAR » - 1998 ;
- [XIII]. NGUYEN VAN TUU : « HYDRAULIQUE ROUTIERE » - BCOM, 1981 ;
- [XIV]. Olivier GAGLIARDINI : « COURS DE BETON ARME » - IUP Génie Civil et Infrastructures, Grenoble 2004/2005 ;
- [XV]. Réunion d'ingénieur : « COURS DE PONTS » - Paris, Février 1966, 568 pages.
- [XVI]. Robert HOUDAYER : « EVALUATION FINANCIERE DES PROJETS » - Ingénierie de projets et décision d'investissement - 2^{ème} édition ;
- [XVII]. ROBINSON J.R – « COURS DE BETON PRECONTRAIT » DUNOD Paris 1964.
- [XVIII]. SETRA-« APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETE - Bulletin technique n°4 » – SETRA, 63 pages ;1974

[XIX]. www.genicivil.org

[XX]. www.librecours.org

[XXI]. www.technique-ingenieur.fr

ANNEXES

ANNEXE 1 : VALEUR DE ϕ EN FONCTION DE γ

γ	$\phi(\gamma)$	γ	$\phi(\gamma)$	γ	$\phi(\gamma)$
1	0,25068	18	0,01213	35	0,00621
2	0,11741	19	0,01151	36	0,00602
3	0,07634	20	0,01094	37	0,00585
4	0,05654	21	0,01042	38	0,00570
5	0,04487	22	0,00990	39	0,00556
6	0,03719	23	0,00949	40	0,00544
7	0,03174	24	0,00908	41	0,00531
8	0,02767	25	0,00870	42	0,00518
9	0,02453	26	0,00836	43	0,00506
10	0,02204	27	0,00807	44	0,00492
11	0,02000	28	0,00776	45	0,00482
12	0,01832	29	0,00749	46	0,00473
13	0,01690	30	0,00723	47	0,00461
14	0,01569	31	0,00701	48	0,00449
15	0,01460	32	0,00681	49	0,00446
16	0,01370	33	0,00658	50	0,00433
17	0,01289	34	0,00639		

ANNEXE 2 : TABLE DE PEARSON III

$\gamma \backslash F$	0,001	0,005	0,01	0,02	0,05	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99	0,995	0,999
1	.61-30	.59-23	.61-20	.62-17	.59-13	.61-10	.622-7	.359-5	.593-3	.174-1	.694-1	.266	.580	1.12	1.59	2.09	3.36
2	.65-15	.20-11	.65-10	.209-8	.204-6	.653-5	.209-3	.159-2	.207-1	.121	.264	.605	1.03	1.67	2.20	2.75	4.10
3	.70-10	.149-7	.150-6	.151-5	.321-4	.324-3	.327-2	.127-1	.731-1	.257	.460	.885	1.37	2.08	2.64	3.22	4.62
4	.234-7	.131-5	.742-5	.419-4	.415-3	.235-2	.134-1	.375-1	.145	.397	.646	1.13	1.66	2.41	3.00	3.60	5.04
5	.785-6	.196-4	.785-4	.314-3	.197-2	.790-2	.321-1	.742-1	.227	.537	.821	1.35	1.92	2.71	3.32	3.94	5.41
6	.829-5	.121-3	.385-3	.122-2	.564-2	.181-1	.588-1	.120	.316	.675	.989	1.56	2.16	2.98	3.61	4.25	5.75
7	.452-4	.450-3	.121-2	.327-2	.122-1	.331-1	.923-1	.173	.407	.810	1.15	1.76	2.38	3.23	3.88	4.53	6.06
8	.163-3	.122-2	.290-2	.691-2	.219-1	.530-1	.132	.230	.501	.945	1.31	1.95	2.60	3.47	4.13	4.80	6.36
9	.445-3	.266-2	.576-2	.125-1	.350-1	.772-1	.179	.292	.597	1.07	1.46	2.13	2.80	3.69	4.37	5.05	6.64
10	.100-7	.501-2	.101-1	.202-1	.513-1	.105	.223	.357	.693	1.20	1.61	2.30	3.00	3.91	4.61	5.30	6.91
1.1	.195-2	.847-2	.160-1	.302-1	.708-1	.137	.274	.424	.790	1.33	1.76	2.47	3.19	4.12	4.83	5.53	7.17
1.2	.343-2	.132-1	.236-1	.424-1	.931-1	.172	.328	.494	.888	1.46	1.90	2.64	3.37	4.33	5.05	5.76	7.42
1.3	.556-2	.193-1	.331-1	.569-1	.118	.210	.384	.965	.986	1.58	2.04	2.81	3.55	4.53	5.26	5.99	7.66
1.4	.843-2	.268-1	.443-1	.736-1	.146	.250	.442	.638	1.08	1.71	2.18	2.97	3.73	4.73	5.47	6.21	7.90
1.5	.121-1	.359-1	.574-1	.924-1	.176	.292	.503	.712	1.18	1.83	2.32	3.13	3.91	4.92	5.67	6.42	8.13
1.6	.168-1	.464-1	.723-1	.113	.208	.337	.564	.787	1.28	1.96	2.46	3.28	4.08	5.11	5.87	6.63	8.36
1.7	.224-1	.585-1	.889-1	.136	.242	.383	.628	.863	1.38	2.08	2.59	3.44	4.25	5.29	6.07	6.83	8.58
1.8	.290-1	.720-1	.107	.161	.278	.431	.692	.941	1.48	2.20	2.73	3.59	4.42	5.48	6.26	7.04	8.80
1.9	.367-1	.870-1	.127	.187	.316	.481	.758	1.02	1.58	2.32	2.86	3.74	4.58	5.66	6.45	7.23	9.02
2.0	.454-1	.103	.149	.215	.355	.532	.824	1.10	1.68	2.44	2.99	3.84	4.74	5.83	6.64	7.43	9.23
2.2	.661-1	.141	.196	.279	.438	.638	.961	1.26	1.88	2.68	3.26	4.18	5.06	6.18	7.01	7.81	9.65
2.4	.910-1	.183	.249	.341	.527	.748	1.10	1.42	2.08	2.91	3.52	4.47	5.38	6.53	7.37	8.19	10.1

ANNEXE2 : TABLE DE PEARSON III (suite)

$\gamma \backslash F$	0,001	0,005	0,01	0,02	0,05	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99	0,995	0,999
2.6	.120	.230	.307	.412	.620	.863	1.24	1.58	2.28	3.15	3.77	4.76	5.69	6.86	7.72	8.56	10.5
2.8	.153	.282	.369	.488	.717	.981	1.39	1.75	2.47	3.38	4.03	5.04	5.99	7.19	8.07	8.92	10.8
3.0	.191	.338	.436	.567	.818	1.10	1.54	1.91	2.67	3.62	4.28	5.32	6.30	7.52	8.41	9.27	11.2
3.2	.231	.398	.507	.651	.922	1.23	1.68	2.08	2.87	3.85	4.53	5.60	6.59	7.84	8.74	9.62	11.6
3.4	.276	.461	.581	.738	1.03	1.35	1.84	2.25	3.07	4.08	4.78	5.87	6.89	8.15	9.07	9.97	12.0
3.6	.324	.529	.659	.828	1.14	1.48	1.99	2.42	3.27	4.31	5.02	6.14	7.18	8.47	9.40	10.3	12.3
3.8	.375	.599	.740	.921	1.25	1.61	2.14	2.59	3.47	4.53	5.27	6.41	7.47	8.78	9.72	10.6	12.7
4.0	.429	.672	.823	1.02	1.37	1.74	2.30	2.76	3.67	4.76	5.52	6.68	7.75	9.08	10.0	11.0	13.1
4.2	.485	.748	.910	1.11	1.48	1.88	2.45	2.94	3.87	4.99	5.76	6.95	8.04	9.39	10.4	11.3	13.4
4.4	.545	.827	.999	1.22	1.60	2.02	2.61	3.11	4.07	5.22	6.00	7.21	8.32	9.69	10.7	11.6	13.8
4.6	.607	.908	1.09	1.32	1.72	2.15	2.77	3.28	4.27	5.44	6.24	7.47	8.60	9.99	11.0	12.0	14.1
4.8	.672	.992	1.18	1.42	1.85	2.29	2.93	3.46	4.47	5.67	6.48	7.73	8.88	10.3	11.3	12.3	14.5
5.0	.739	1.08	1.28	1.53	1.97	2.43	3.09	3.63	4.67	5.89	6.72	7.99	9.15	10.6	11.6	12.6	14.8
5.5	.917	1.30	1.53	1.80	2.29	2.79	3.49	4.07	5.17	6.45	7.32	8.64	9.84	11.3	12.4	13.4	15.6
6.0	1.11	1.54	1.79	2.09	2.61	3.15	3.90	4.52	5.67	7.01	7.91	9.27	10.5	12.0	13.1	14.1	16.5
6.5	1.31	1.78	2.05	2.38	2.95	3.52	4.32	4.96	6.17	7.56	8.49	9.91	11.2	12.7	13.8	14.9	17.3
7.0	1.52	2.04	2.33	2.68	3.29	3.89	4.73	5.41	6.67	8.11	9.08	10.5	11.8	13.4	14.6	15.7	18.1
7.5	1.74	2.30	2.61	2.99	3.63	4.27	5.15	5.86	7.17	8.66	9.66	11.2	12.5	14.1	15.3	16.4	18.8
8.0	1.97	2.57	2.91	3.31	3.98	4.66	5.58	6.31	7.67	9.21	10.2	11.8	13.1	14.8	16.0	17.1	19.6
8.5	2.21	2.85	3.20	3.63	4.34	5.04	6.00	6.77	8.17	9.76	10.8	12.4	13.8	15.5	16.7	17.9	20.4
9.0	2.45	3.13	3.51	3.95	4.70	5.43	6.43	7.22	8.67	10.3	11.4	13.0	14.4	16.2	17.4	18.6	21.2
9.5	2.70	3.42	3.82	4.28	5.06	5.83	6.86	7.68	9.17	10.8	12.0	13.6	15.1	16.8	18.1	19.3	21.9
10.0	2.96	3.72	4.13	4.62	5.43	6.22	7.29	8.13	9.67	11.4	12.5	14.2	15.7	17.5	18.8	20.0	22.7
11.0	3.49	4.32	4.77	5.30	6.17	7.02	8.16	9.05	10.7	12.5	13.7	15.4	17.0	18.8	20.1	21.4	24.1
12.0	4.04	4.94	5.43	6.00	6.92	7.83	9.03	9.97	11.7	13.5	14.8	16.6	18.2	20.1	21.5	22.8	25.6
13.0	4.61	5.58	6.10	6.70	7.69	8.65	9.91	10.9	12.7	14.6	15.9	17.8	19.4	21.4	22.8	24.1	27.0
14.0	5.20	6.23	6.78	7.42	8.46	9.47	10.8	11.8	13.7	15.7	17.0	19.0	20.7	22.7	24.1	25.5	28.4
15.0	5.79	6.89	7.48	8.15	9.25	10.3	11.7	12.8	14.7	16.8	18.1	20.1	21.9	24.0	25.4	26.8	29.9
16.0	6.41	7.57	8.18	8.89	10.0	11.1	12.6	13.7	15.7	17.8	19.2	21.3	23.1	25.2	26.7	28.2	31.2
17.0	7.03	8.25	8.89	9.64	10.8	12.8	13.5	14.6	16.7	18.9	20.3	22.5	24.3	26.5	28.0	29.5	32.6

$\chi^2 \backslash F$	0,001	0,005	0,01	0,02	0,05	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99	0,995	0,999
18.0	7.66	8.94	9.62	10.4	11.6	12.8	14.4	15.6	17.7	20.0	21.4	23.6	25.5	27.7	29.3	30.8	34.0
19.0	8.31	9.64	10.3	11.2	12.4	13.7	15.3	16.5	18.7	21.0	22.5	24.8	26.7	29.0	30.6	32.1	35.4
20.0	8.96	10.4	11.1	11.9	13.3	14.5	16.2	17.4	19.7	22.1	23.6	25.9	27.9	30.2	31.8	33.4	36.7
22.0	10.3	11.8	12.6	13.5	14.9	16.2	18.0	19.3	21.7	24.2	25.8	28.2	30.2	32.7	34.4	35.9	39.4
24.0	11.6	13.3	14.1	15.0	16.5	18.0	19.8	21.2	23.7	26.3	28.0	30.5	32.6	35.1	36.8	38.5	42.0
26.0	13.0	14.7	15.6	16.6	18.2	19.7	21.6	23.1	25.7	28.4	30.2	32.7	34.9	37.5	39.3	41.0	44.6
28.0	14.4	16.2	17.2	18.2	19.9	21.5	23.5	25.0	27.7	30.5	32.3	35.0	37.2	39.9	41.8	43.5	47.2
30.0	15.9	17.8	18.7	19.8	21.6	23.2	25.3	26.9	29.7	32.6	34.5	37.2	39.5	42.3	44.2	46.0	49.8
32.0	17.3	19.3	20.3	21.5	23.3	25.0	27.2	28.8	31.7	34.7	36.6	39.4	41.8	44.7	46.6	48.4	52.4
34.0	18.8	20.9	21.9	23.1	25.0	26.8	29.0	30.7	33.7	36.8	38.8	41.7	44.1	47.0	49.0	50.9	54.9
36.0	20.3	22.4	23.5	24.8	26.7	28.6	30.9	32.6	35.7	38.9	40.9	43.9	46.4	49.4	51.4	53.3	57.4
38.0	21.8	24.0	25.1	26.4	28.5	30.3	32.7	34.5	37.7	41.0	43.1	46.1	48.7	51.7	53.8	55.7	59.9
40.0	23.3	25.6	26.8	28.1	30.2	32.1	34.6	36.5	39.7	43.1	45.2	48.3	50.9	54.0	56.2	58.2	62.4
42.0	24.7	27.2	28.4	29.8	33.9	33.9	36.5	38.4	41.7	45.1	47.3	50.5	53.2	56.4	58.5	60.6	64.9
44.0	26.3	28.8	30.1	31.5	33.7	35.7	38.3	40.3	43.7	47.2	49.5	52.7	55.4	58.7	60.9	63.0	67.4
46.0	27.8	30.4	31.7	33.2	35.4	37.6	40.2	42.2	45.7	49.3	51.6	54.9	57.7	61.0	63.2	65.3	69.8
48.0	29.4	32.0	33.4	34.9	37.2	39.4	42.1	44.1	47.7	51.4	53.7	57.1	59.9	63.3	65.6	67.7	72.3
50.0	31.0	33.7	35.0	36.6	39.0	41.2	44.0	46.1	49.7	53.5	55.8	59.2	62.2	65.6	67.9	70.1	74.7
55.0	34.9	37.8	39.2	40.9	43.4	45.7	48.7	50.9	54.7	58.6	61.1	64.7	67.7	71.3	73.7	76.0	80.8
60.0	38.9	41.9	43.5	45.2	47.9	50.3	53.4	55.7	59.7	63.8	66.4	70.1	73.3	77.0	79.5	81.8	86.8
65.0	42.9	46.1	47.7	49.5	52.3	54.9	58.1	60.5	64.7	69.0	71.7	75.5	78.8	82.6	85.2	87.6	92.8
70.0	47.0	50.3	52.0	53.9	56.8	59.5	62.9	65.4	69.7	74.1	76.9	80.9	84.3	88.2	90.9	93.4	98.7
75.0	51.1	54.6	56.3	58.3	61.3	64.1	67.6	70.2	74.7	79.3	82.2	86.3	89.8	93.8	96.6	99.2	105.
80.0	55.2	58.8	60.7	62.7	65.9	68.8	72.4	75.1	79.7	84.4	87.4	91.7	95.3	99.4	102.	105.	111.
85.0	59.3	63.1	65.0	67.2	70.4	73.4	77.2	79.9	84.7	89.6	92.6	97.0	101.	105.	108.	111.	116.
90.0	63.5	67.4	69.4	71.6	75.0	78.1	81.9	84.8	89.7	94.7	97.9	102.	106.	111.	114.	116.	122.
95.0	67.7	71.8	73.8	76.1	79.6	82.7	86.7	89.7	94.7	99.9	103.	108.	112.	116.	119.	122.	128.
100.0	71.9	76.1	78.2	80.6	84.1	87.4	91.5	94.5	99.7	105.	108.	113.	117.	122.	125.	128.	134.

Les valeurs suivies de $-nn$ sont à multiplier par 10^{nn} Tableau donnant $X = ax$

ANNEXE 3 : TABLE DE DISTRIBUTION χ^2 DE PEARSON

χ^2	P	0,9995	0,999	0,995	0,990	0,975	0,95	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005	0,001	0,0005	P	χ^2
1	0,00393	0,0157	0,0393	0,07157	0,10582	0,149642	0,19993	0,26158	0,33442	0,4148	0,5025	0,5985	0,708	1,07	1,64	2,71	3,84	5,02	6,63	7,88	10,8	12,1	1	
2	0,0100	0,0200	0,0400	0,07378	0,10982	0,15985	0,22397	0,29381	0,37454	0,4642	0,5625	0,6695	0,7978	1,10	1,67	2,77	3,92	5,15	6,78	8,16	11,6	13,0	2	
3	0,0153	0,0303	0,0603	0,10153	0,14882	0,20642	0,27423	0,35381	0,44423	0,54423	0,65423	0,77423	0,90423	1,21	1,78	2,88	4,04	5,38	6,94	8,38	11,8	13,3	3	
4	0,0203	0,0403	0,0803	0,12653	0,17982	0,24642	0,32423	0,41381	0,51423	0,62423	0,74423	0,87423	1,01423	1,32	1,90	3,00	4,16	5,59	7,15	8,58	12,1	13,6	4	
5	0,0253	0,0503	0,1003	0,15153	0,21082	0,28042	0,36923	0,46881	0,57823	0,69723	0,82623	0,96523	1,11423	1,42	2,00	3,10	4,26	5,69	7,25	8,68	12,2	13,7	5	
6	0,299	0,381	0,676	0,872	1,24	1,64	2,20	3,07	3,83	4,57	5,35	6,21	7,23	8,56	10,6	12,6	14,4	16,8	18,5	22,5	24,1	6		
7	0,485	0,598	0,989	1,24	1,69	2,17	2,83	3,82	4,67	5,49	6,35	7,28	8,38	9,80	12,0	14,1	16,0	18,5	20,3	24,3	26,0	7		
8	0,710	0,857	1,34	1,65	2,18	2,73	3,49	4,59	5,53	6,42	7,34	8,35	9,52	11,0	13,4	15,5	17,5	20,1	22,0	26,1	27,9	8		
9	0,972	1,15	1,73	2,09	2,70	3,33	4,17	5,38	6,39	7,36	8,34	9,41	10,7	12,2	14,7	16,9	19,0	21,7	23,6	27,9	29,7	9		
10	1,26	1,48	2,16	2,56	3,25	3,94	4,87	6,18	7,27	8,30	9,34	10,5	11,8	13,4	16,0	18,3	20,5	23,2	25,2	29,6	31,4	10		
11	1,59	1,83	2,60	3,05	3,82	4,57	5,58	6,99	8,15	9,24	10,3	11,5	12,9	14,6	17,3	19,7	21,9	24,7	26,8	31,3	33,1	11		
12	1,93	2,21	3,07	3,57	4,40	5,23	6,30	7,81	9,03	10,2	11,3	12,6	14,0	15,8	18,5	21,0	23,3	26,2	28,3	32,9	34,8	12		
13	2,31	2,62	3,57	4,11	5,01	5,89	7,04	8,63	9,93	11,1	12,3	13,6	15,1	17,0	19,8	22,4	24,7	27,7	29,8	34,5	36,5	13		
14	2,70	3,04	4,07	4,66	5,63	6,57	7,79	9,47	10,8	12,1	13,3	14,7	16,2	18,2	21,1	23,7	26,1	29,1	31,3	36,1	38,1	14		
15	3,11	3,48	4,60	5,23	6,26	7,26	8,55	10,3	11,7	13,0	14,3	15,7	17,3	19,3	22,3	25,0	27,5	30,6	32,8	37,7	39,7	15		
16	3,54	3,94	5,14	5,81	6,91	7,96	9,31	11,2	12,6	14,0	15,3	16,8	18,4	20,5	23,5	26,3	28,8	32,0	34,3	39,3	41,3	16		
17	3,98	4,42	5,70	6,41	7,56	8,67	10,1	12,0	13,5	14,9	16,3	17,8	19,5	21,6	24,6	27,4	30,2	33,4	35,7	40,8	42,9	17		
18	4,44	4,90	6,26	7,01	8,23	9,39	10,9	12,9	14,4	15,9	17,3	18,9	20,6	22,8	26,0	28,9	31,5	34,8	37,2	42,3	44,4	18		
19	4,91	5,41	6,84	7,63	8,91	10,1	11,7	13,7	15,4	16,9	18,3	19,9	21,7	23,9	27,2	30,1	32,9	36,2	38,6	43,8	46,0	19		
20	5,40	5,92	7,43	8,26	9,59	10,9	12,4	14,6	16,3	17,8	19,3	21,0	22,8	25,0	28,4	31,4	34,2	37,6	40,0	45,3	47,5	20		
21	5,90	6,45	8,03	8,90	10,3	11,6	13,2	15,4	17,2	18,8	20,3	22,0	23,9	26,2	29,6	32,7	35,5	38,9	41,4	46,8	49,0	21		
22	6,40	6,98	8,64	9,54	11,0	12,3	14,0	16,3	18,1	19,7	21,3	23,0	24,9	27,3	30,8	33,9	36,8	40,3	42,8	48,3	50,5	22		
23	6,92	7,53	9,26	10,2	11,7	13,1	14,8	17,2	19,0	20,7	22,3	24,1	26,0	28,4	32,0	35,2	38,1	41,6	44,2	49,7	52,0	23		
24	7,45	8,08	9,89	10,9	12,4	13,8	15,7	18,1	19,9	21,7	23,3	25,1	27,1	29,6	33,2	36,4	39,4	43,0	45,6	51,2	53,5	24		
25	7,99	8,65	10,5	11,5	13,1	14,6	16,5	18,9	20,9	22,6	24,3	26,1	28,2	30,7	34,4	37,7	40,6	44,3	46,9	52,6	54,9	25		
26	8,54	9,22	11,2	12,2	13,8	15,4	17,3	19,8	21,8	23,6	25,3	27,2	29,2	31,8	35,6	38,9	41,9	45,6	48,3	54,1	56,4	26		
27	9,09	9,80	11,8	12,9	14,6	16,2	18,1	20,7	22,7	24,5	26,3	28,2	30,3	32,9	36,7	40,1	43,2	47,0	49,6	55,5	57,9	27		
28	9,66	10,4	12,5	13,6	15,3	16,9	18,9	21,6	23,6	25,5	27,3	29,2	31,4	34,0	37,9	41,3	44,5	48,3	51,0	56,9	59,3	28		
29	10,2	11,0	13,1	14,3	16,0	17,7	19,8	22,5	24,6	26,5	28,3	30,3	32,5	35,1	39,1	42,6	45,7	49,6	52,3	58,3	60,7	29		
30	10,8	11,6	13,8	15,0	16,8	18,5	20,6	23,4	25,5	27,4	29,3	31,3	33,5	36,3	40,3	43,8	47,0	50,9	53,7	59,7	62,2	30		

ANNEXE 4 : TABLE DE GAUSS

u	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	0,0000	49 601	49 202	48 803	48 405	48 006	47 608	47 210	46 812	46 414
0,1	46 017	45 620	45 224	44 828	44 433	44 038	43 644	43 251	42 858	42 465
0,2	42 074	41 683	41 294	40 905	40 517	40 129	39 743	39 358	38 974	38 591
0,3	38 209	37 828	37 448	37 070	36 693	36 317	35 942	35 569	35 197	34 827
0,4	34 458	34 090	33 724	33 360	32 997	32 636	32 276	31 918	31 561	31 207
0,5	30 854	30 503	30 153	29 806	29 460	29 116	28 774	28 434	28 096	27 760
0,6	27 425	27 093	26 763	26 435	26 109	25 785	25 463	25 143	24 825	24 510
0,7	24 196	23 885	23 576	23 270	22 965	22 663	22 363	22 065	21 770	21 476
0,8	21 186	20 897	20 611	20 327	20 045	19 766	19 489	19 215	18 943	18 673
0,9	18 406	18 141	17 879	17 619	17 361	17 106	16 853	16 602	16 354	16 109
1,0	15 866	15 625	15 386	15 151	14 917	14 686	14 457	14 231	14 007	13 786
1,1	13 567	13 350	13 136	12 924	12 714	12 507	12 302	12 100	11 900	11 702
1,2	11 507	11 314	11 123	10 935	10 749	10 565	10 383	10 204	10 027	9 852
1,3	9 680	9 508	9 338	9 170	9 005	8 842	8 681	8 522	8 365	8 210
1,4	8 057	7 904	7 753	7 604	7 457	7 312	7 169	7 028	6 888	6 750
1,5	6 613	6 475	6 339	6 205	6 073	5 942	5 812	5 684	5 557	5 432
1,6	5 307	5 183	5 061	4 940	4 821	4 703	4 586	4 471	4 357	4 245
1,7	4 135	4 023	3 913	3 804	3 697	3 591	3 487	3 384	3 283	3 183
1,8	3 084	2 986	2 889	2 794	2 699	2 606	2 514	2 423	2 333	2 244
1,9	2 156	2 068	1 981	1 896	1 812	1 730	1 648	1 568	1 488	1 410
2,0	1 334	1 258	1 183	1 109	1 036	9 644	8 973	8 324	7 697	7 092
2,1	6 509	5 926	5 365	4 826	4 309	3 814	3 341	2 890	2 461	2 054
2,2	1 669	1 282	9 111	5 466	1 947	4 456	3 047	1 669	3 223	1 809
2,3	1 418	1 054	6 944	3 400	1 821	3 311	1 821	3 311	1 821	3 311
2,4	1 171	8 190	4 679	1 171	2 669	1 171	2 669	1 171	2 669	1 171
2,5	9 680	6 100	2 579	9 680	6 100	2 579	9 680	6 100	2 579	9 680
2,6	8 057	4 479	9 680	8 057	4 479	9 680	8 057	4 479	9 680	8 057
2,7	6 613	3 035	9 680	6 613	3 035	9 680	6 613	3 035	9 680	6 613
2,8	5 307	1 657	9 680	5 307	1 657	9 680	5 307	1 657	9 680	5 307
2,9	4 135	509	9 680	4 135	509	9 680	4 135	509	9 680	4 135

u	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3,0	13 499	13 062	12 639	12 228	11 829	11 442	11 067	10 703	10 350	10 008
3,1	9 676	9 344	9 026	8 713	8 404	8 100	7 801	7 507	7 219	6 936
3,2	6 871	6 567	6 267	5 971	5 680	5 394	5 113	4 837	4 566	4 299
3,3	4 834	4 568	4 307	4 051	3 799	3 552	3 310	3 073	2 841	2 613
3,4	3 369	3 141	2 918	2 700	2 487	2 279	2 076	1 878	1 685	1 496
3,5	2 326	2 140	1 959	1 783	1 612	1 446	1 285	1 129	9 988	8 752
3,6	1 511	1 350	1 194	1 043	8 976	7 564	6 206	4 902	3 652	2 457
3,7	1 078	9 363	7 999	6 687	5 428	4 222	3 070	1 972	9 377	8 136
3,8	7 234	5 983	4 786	3 644	2 556	1 523	505	407	319	231
3,9	4 806	3 614	2 481	1 408	424	347	271	205	149	93
4,0	3 167	2 035	1 919	1 808	1 702	1 601	1 505	1 414	1 328	1 246
4,1	2 065	1 978	1 894	1 813	1 736	1 664	1 596	1 532	1 472	1 416
4,2	1 346	1 279	1 215	1 155	1 099	1 047	9 99	9 54	9 11	8 70
4,3	8 539	8 127	7 735	7 363	7 011	6 679	6 367	6 075	5 803	5 551
4,4	5 425	5 185	4 950	4 729	4 523	4 331	4 153	3 989	3 839	3 694
4,5	3 397	3 244	3 092	2 952	2 823	2 705	2 598	2 502	2 416	2 340
4,6	2 125	2 033	1 947	1 866	1 790	1 719	1 653	1 592	1 536	1 484
4,7	1 308	1 236	1 172	1 112	1 057	1 006	9 59	9 16	8 76	8 39
4,8	7 983	7 545	7 127	6 729	6 351	5 993	5 655	5 337	5 039	4 761
4,9	4 718	4 358	4 017	3 695	3 393	3 111	2 849	2 607	2 385	2 183

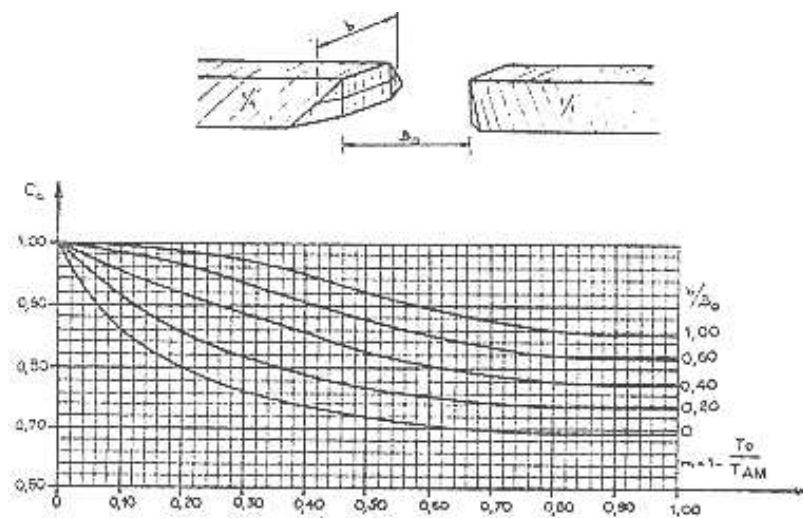
Pour $u < 0$, il suffit de prendre le complément à 1 des valeurs contenues dans le tableau, les nombres de la première colonne désignant alors les valeurs absolues de u .

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

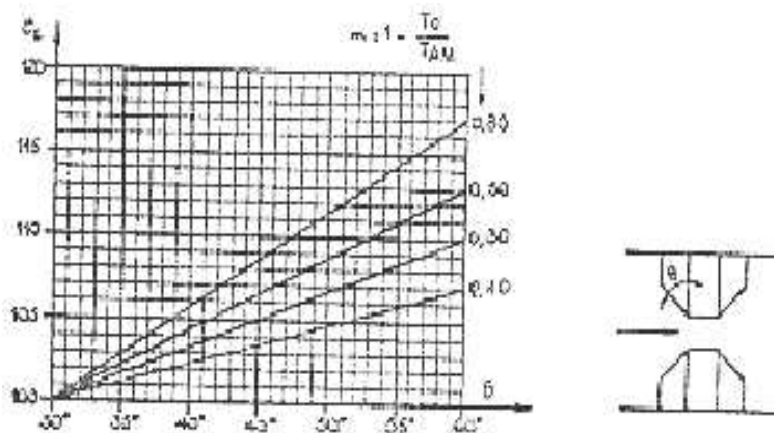
ANNEXE 5 : TABLEAU DONNANT LA VALEUR DE $\delta (2\sigma a/\gamma)$ POUR LA DETERMINATION DES INTERVALLES DE CONFIANCE DANS LA LOI DE PEARSON

P	0,50	0,80	0,90	0,95	0,98	0,99
T	2	5	10	20	50	100
— 2.0	0.7581	0.8083	0.9008	0.9501	0.9800	0.9901
— 1.8	0.7932	0.8102	0.9113	0.9735	1.0173	1.0343
— 1.6	0.8292	0.8170	0.9233	0.9980	1.0578	1.0848
— 1.4	0.8644	0.8308	0.9388	1.0247	1.1018	1.1404
— 1.2	0.8974	0.8531	0.9610	1.0561	1.1504	1.2023
— 1.0	0.9271	0.8849	0.9924	1.0956	1.2065	1.2725
— 0.8	0.9525	0.9260	1.0359	1.1472	1.2743	1.3548
— 0.6	0.9729	0.9758	1.0930	1.2143	1.3591	1.4549
— 0.4	0.9879	1.0332	1.1646	1.3002	1.4661	1.5794
— 0.2	0.9970	1.0964	1.2505	1.4065	1.5998	1.7344
0.0	1.0000	1.1637	1.3495	1.5339	1.7632	1.9251
0.2	0.9970	1.2334	1.4602	1.6816	1.9579	2.1546
0.4	0.9879	1.3038	1.5604	1.8433	2.1836	2.4242
0.6	0.9729	1.3732	1.7082	2.0319	2.4393	2.7337
0.8	0.9525	1.4401	1.8414	2.2304	2.7231	3.0818
1.0	0.9271	1.5032	1.9780	2.4411	3.0326	3.4665
1.2	0.8974	1.5612	2.1160	2.6619	3.3652	3.8852
1.4	0.8644	1.6128	2.2534	2.8904	3.7186	4.3354
1.6	0.8292	1.6572	2.3885	3.1241	4.0399	4.8145
1.8	0.7932	1.6935	2.5197	3.3612	4.4769	5.3198
2.0	0.7580	1.7209	2.6455	3.5996	4.8768	5.8485

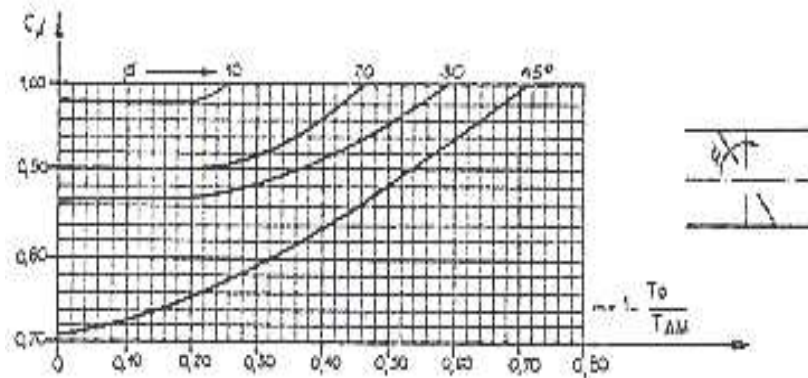
ANNEXE 6 : ABAQUES POUR LA DETERMINATION DU COEFFICIENT DE DEBIT



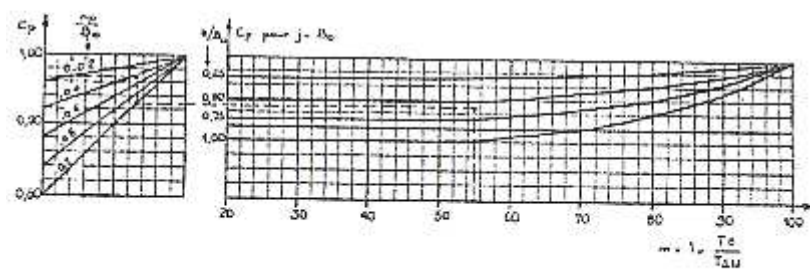
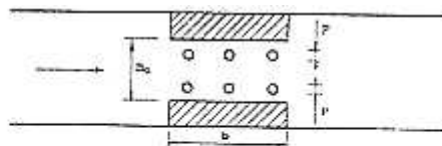
Influence de la contraction



Influence de l'angle d'ouverture

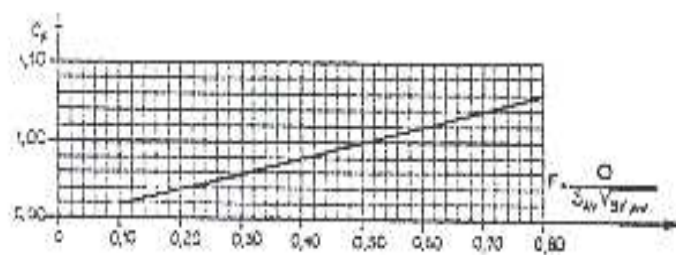


Influence du biais

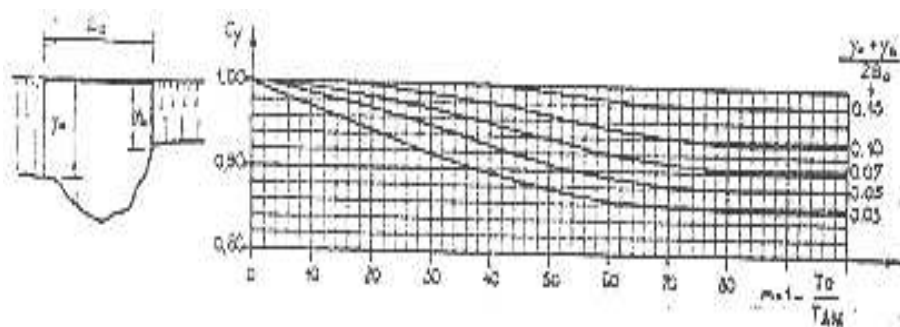


(Exemple : pour $m = 0.55$, $\frac{b}{a_0} = 0.60$, $\frac{p}{a_0} = 0.50 \rightarrow C_p = 0.865$)

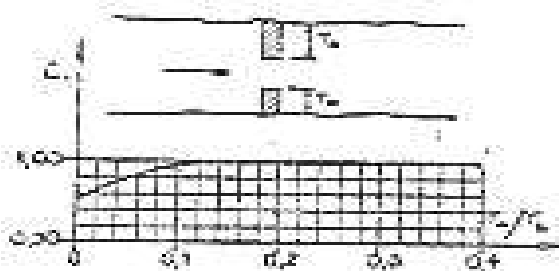
Influence de la présence des piles rondes



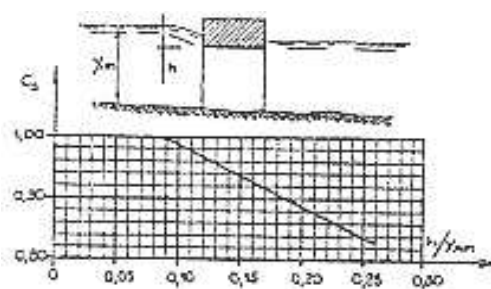
Influence du nombre de FROUDE



Influence de la profondeur relative d'eau (talus 1/1)



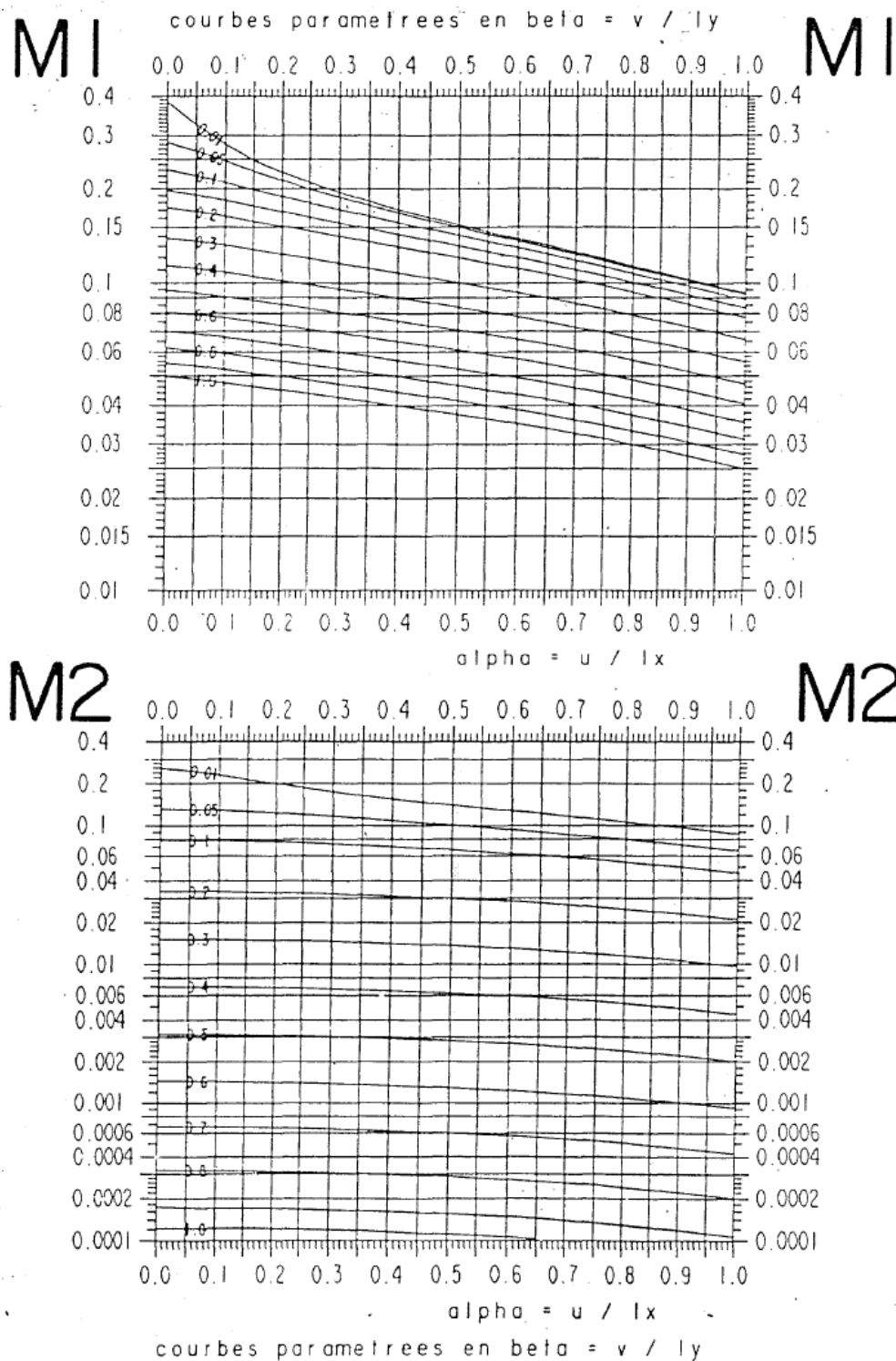
Influence de l'excentrement



Influence de la submersion

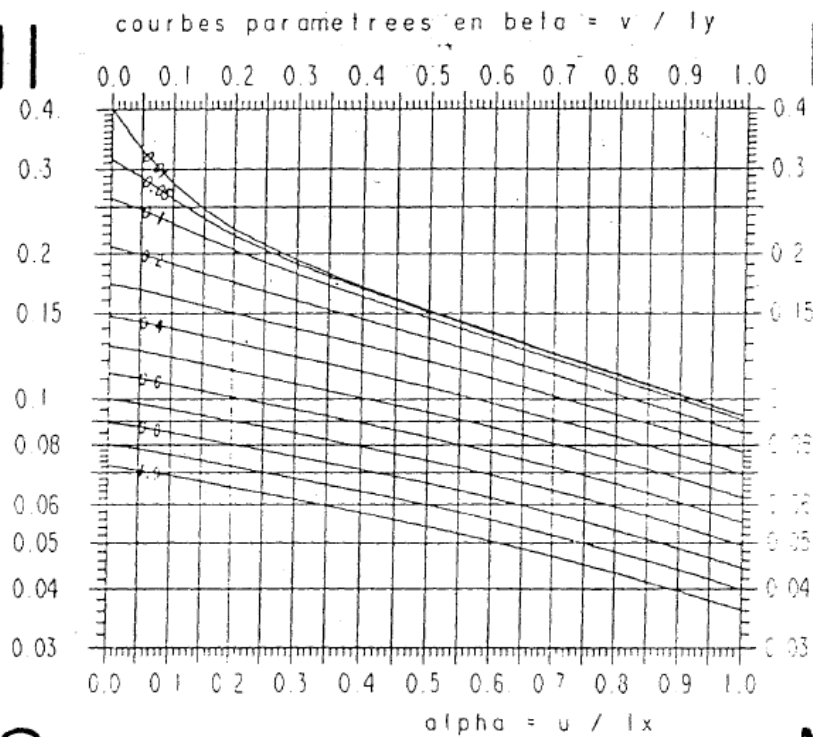
ANNEXE 7 : ABAQUE DE PIGEAUD

$$\rho = I_x / I_y = 0.2$$



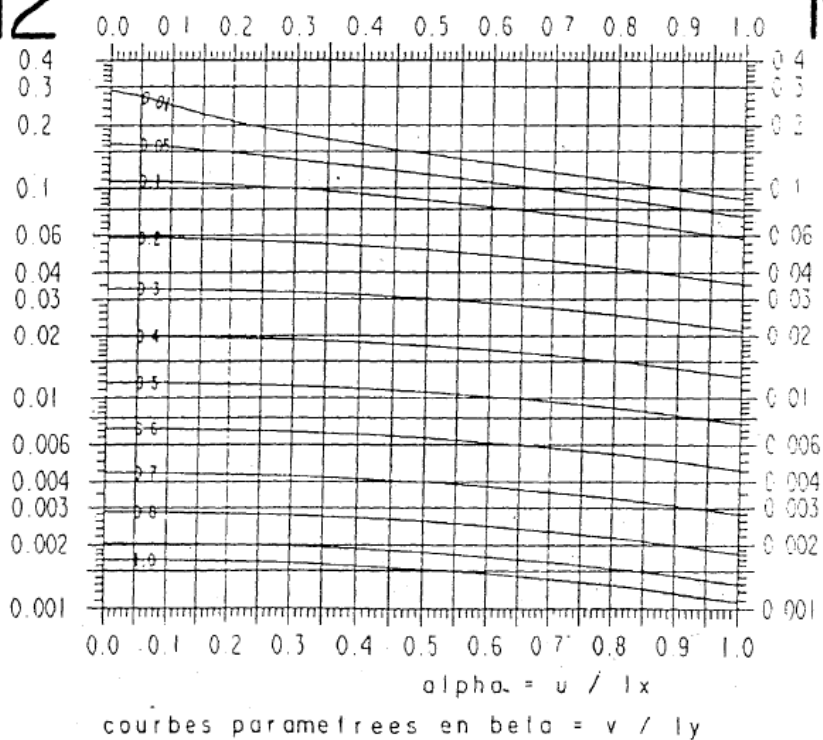
$$\rho = I_x / I_y = 0.3$$

M1



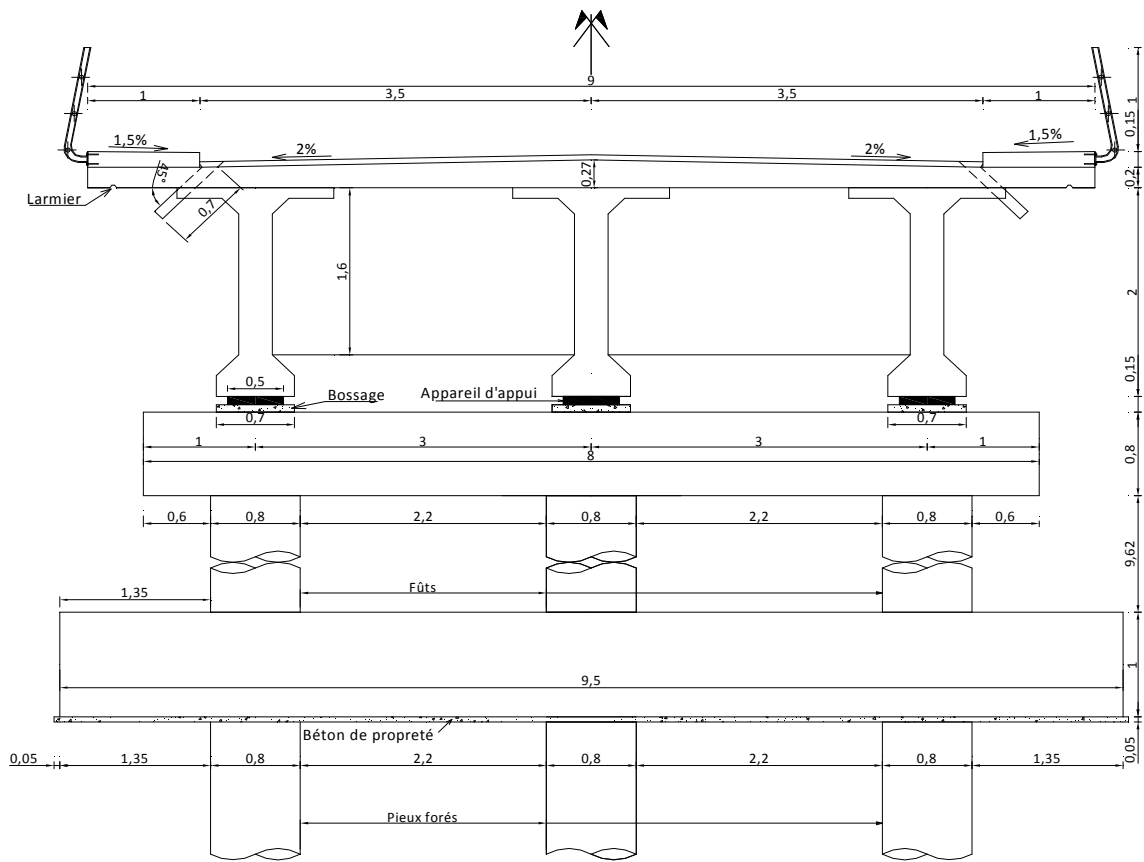
M1

M2

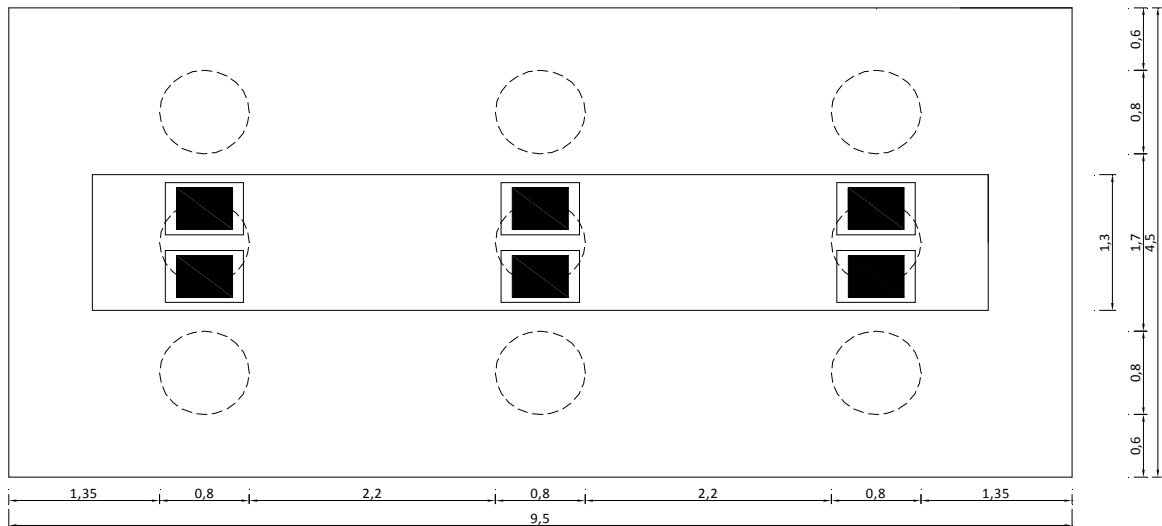


M2

ANNEXE 8 : PLAN DIVERS

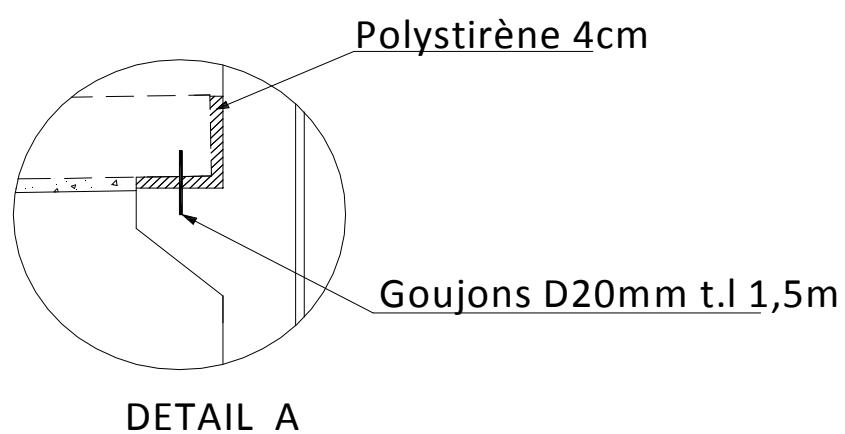
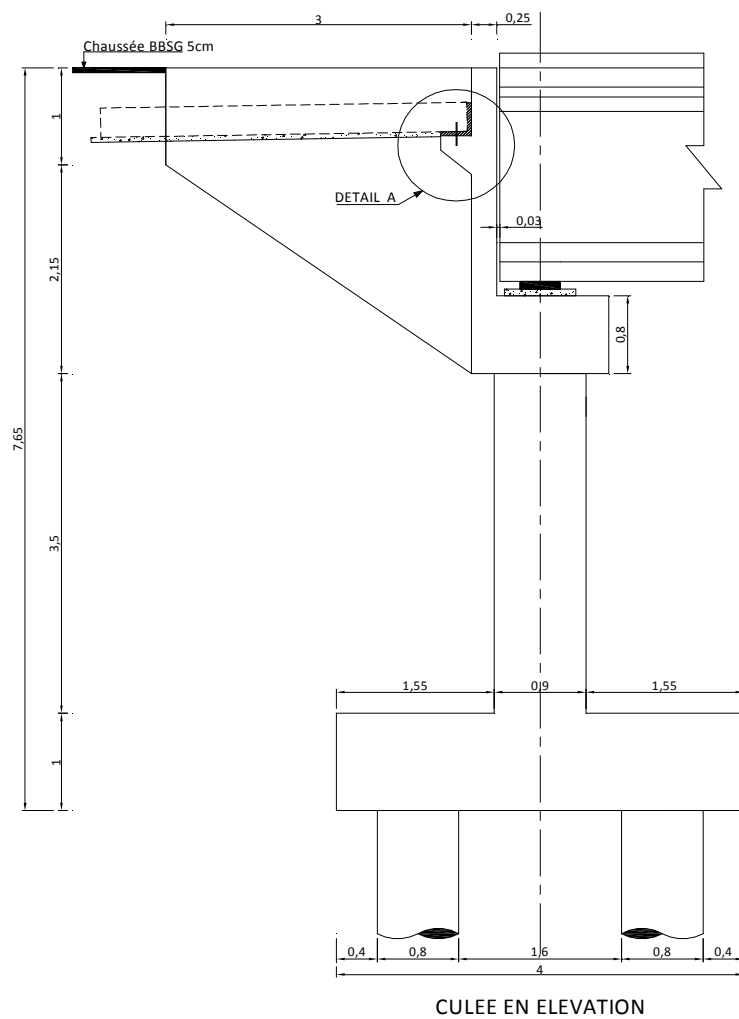


COUPE TRANSVERSALE SUR PILE

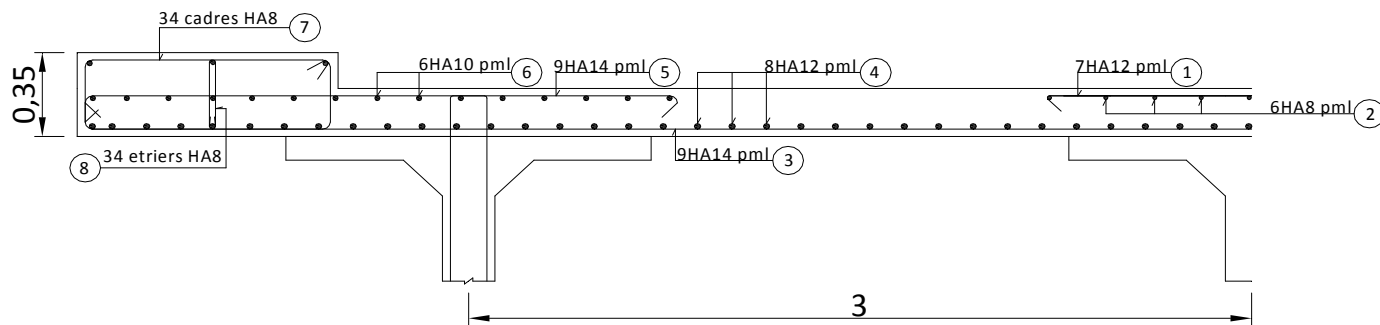


VUE EN PLAN PILE

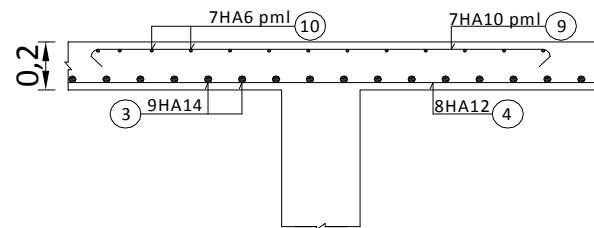




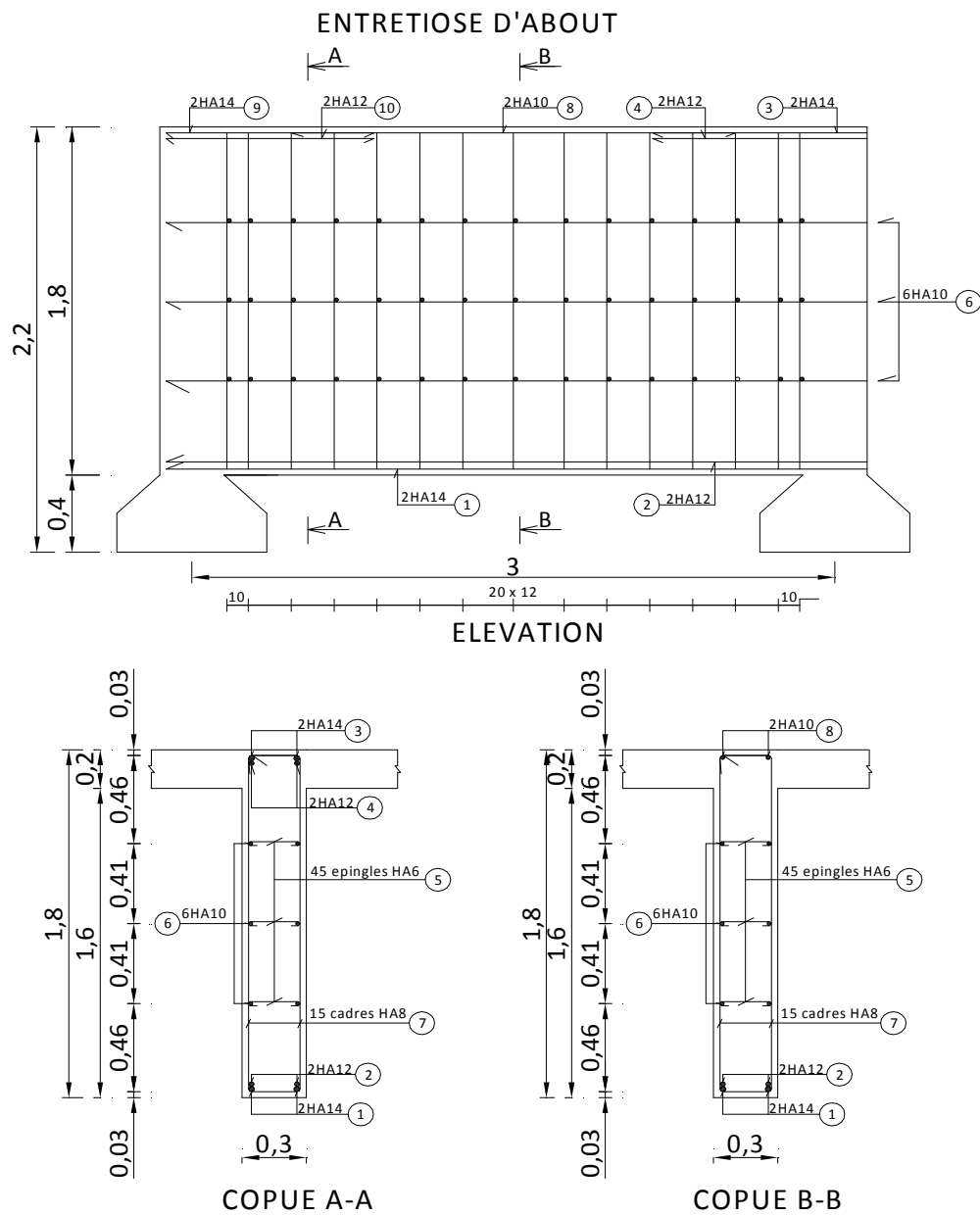
FERRAILLAGE DE LA DALLE



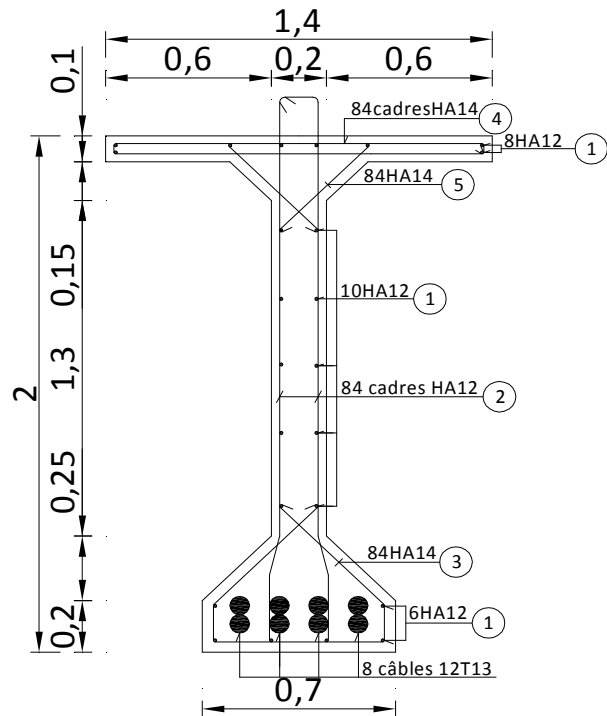
Coupe transversale



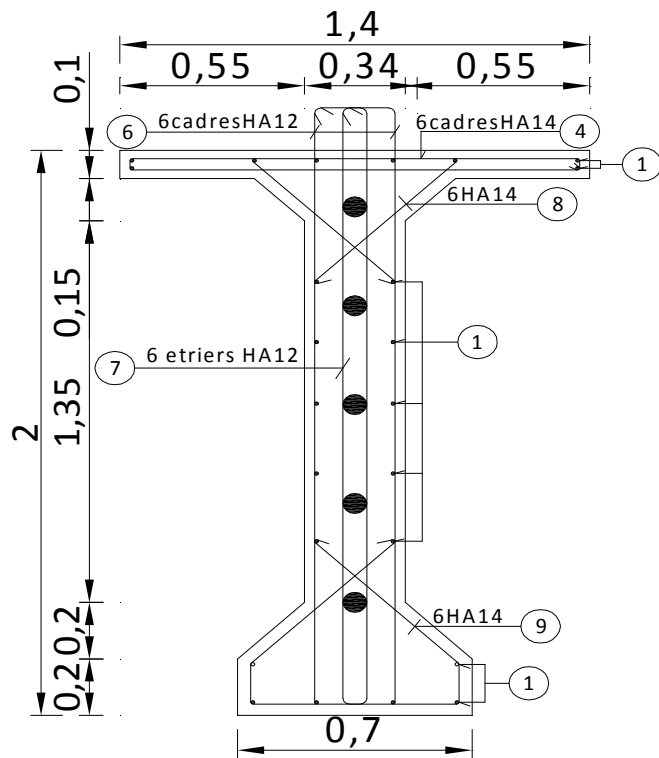
Coupe longitudinale



POUTRE PRINCIPALE

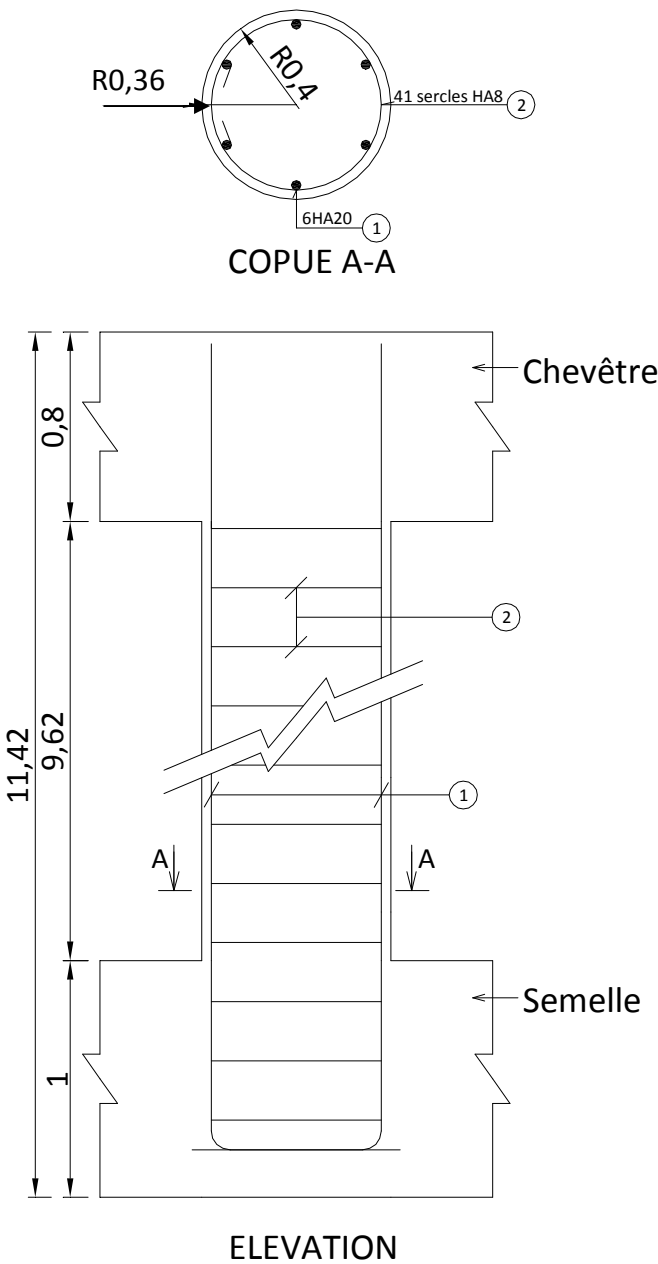


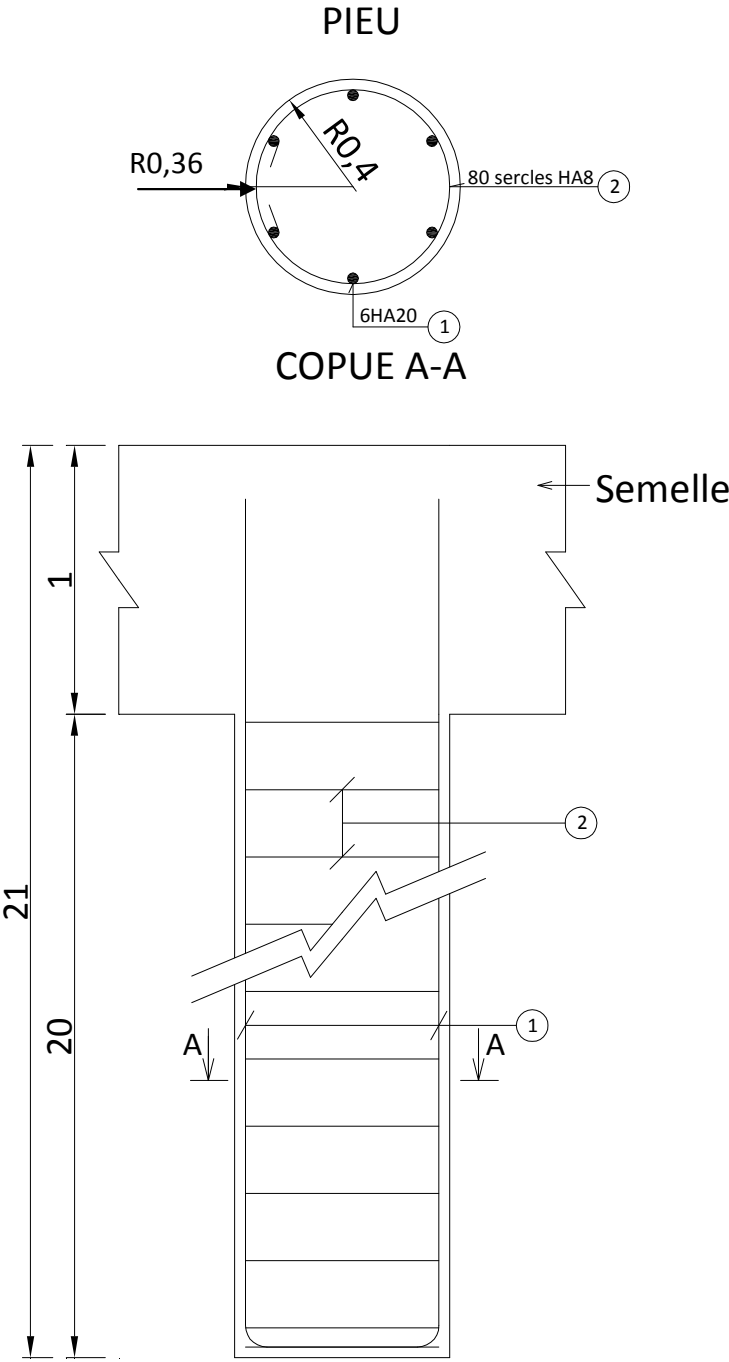
SECTION MEDIANE

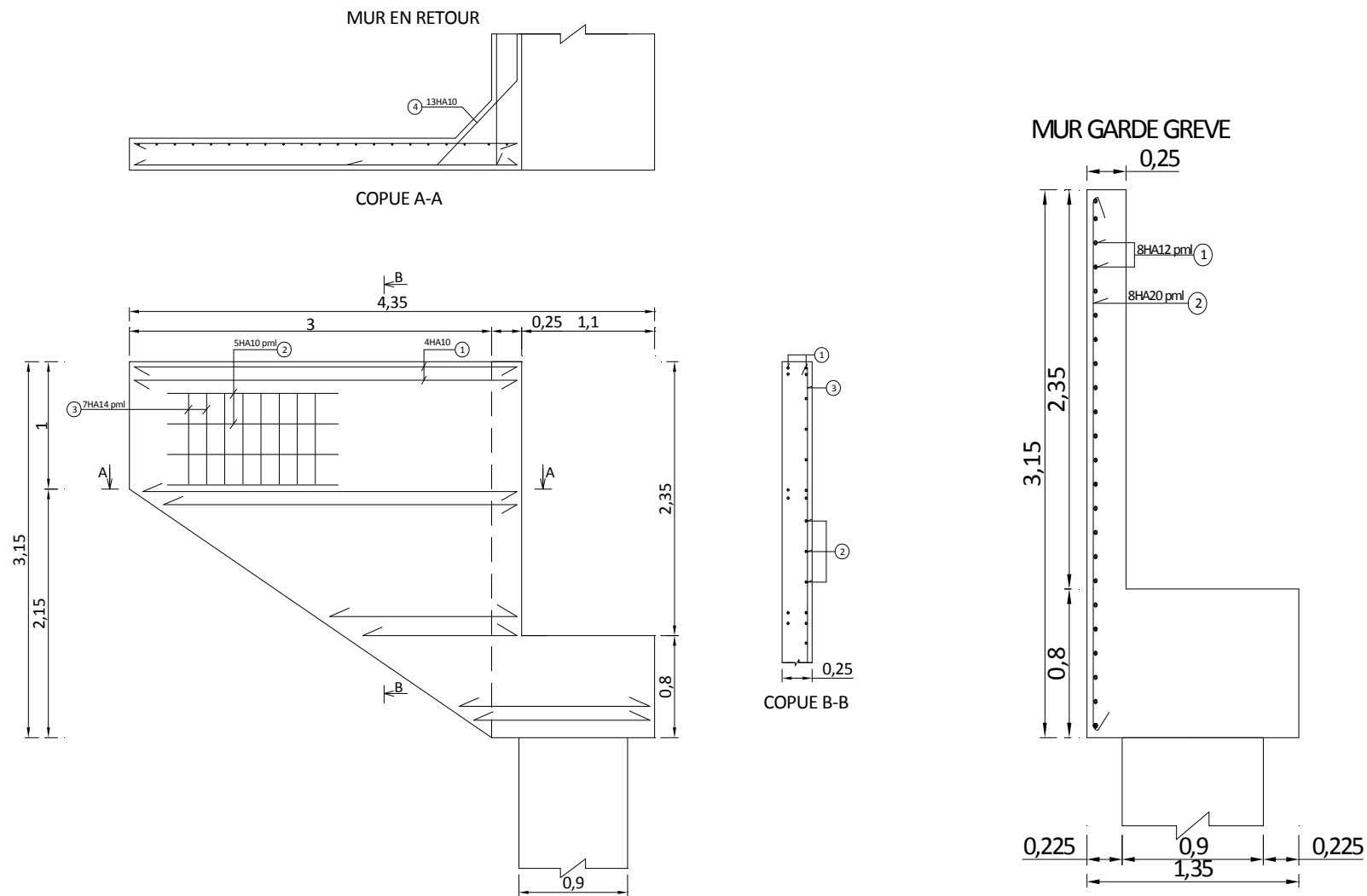


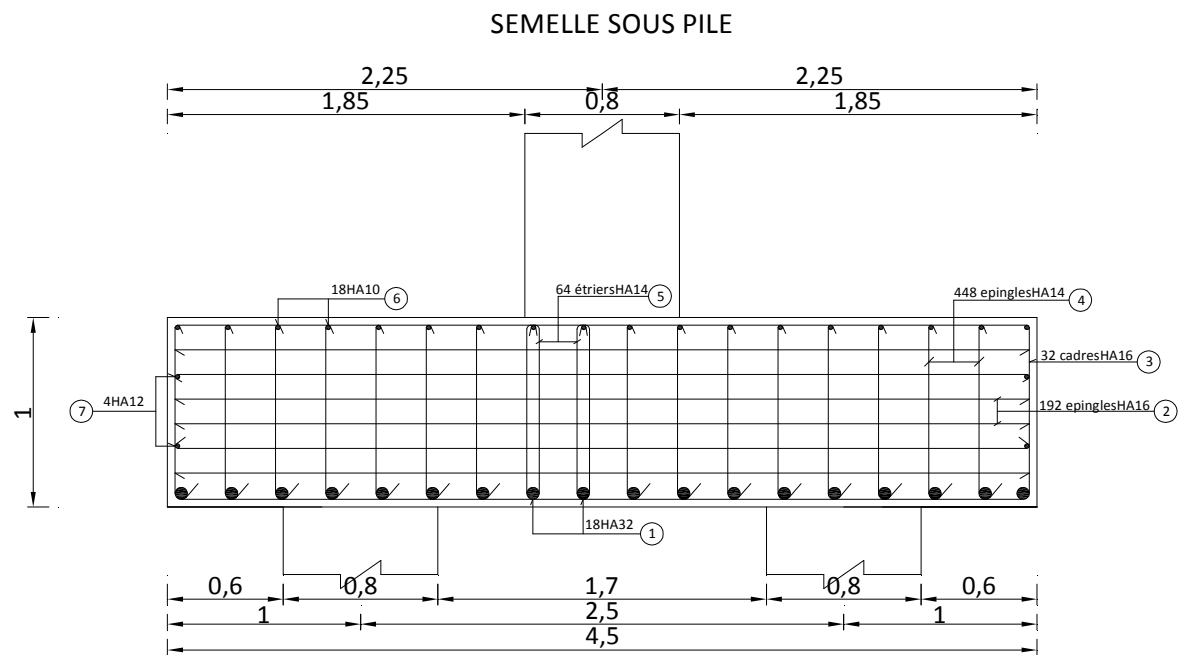
SECTION D'ABOUT

FERRAILLAGE DES COLONNES









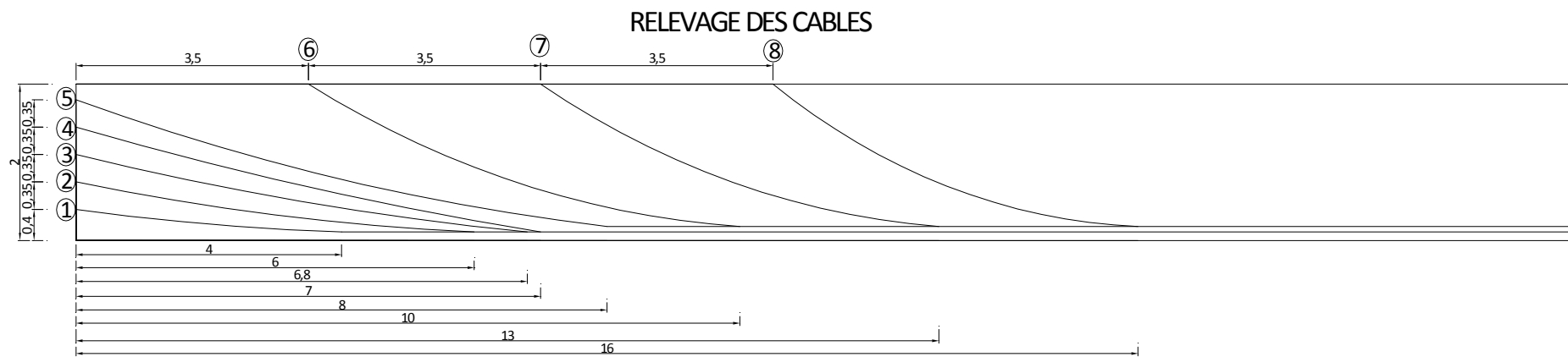


TABLE DES MATIERES

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES ABREVIATIONS

NOTATIONS

LISTE DES ANNEXES

INTRODUCTION GENERALE 1

PARTIE 1. ETUDE MONOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE 1

CHAPITRE 1. GENERALITES SUR LE PROJET 2

A. CONTEXTE DU PROJET 2

B. LOCALISATION DU PROJET 2

C. DESCRIPTION DU PROJET 2

D. L'OUVRAGE EXISTANT 3

E. LES EFFETS ATTENDUS DU PROJET 3

CHAPITRE 2. ETUDE MONOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE 4

A. DEFINITION 4

B. DELIMITATION DE LA ZONE D'INFLUENCE 4

C. LA REGION ANOSY 4

I. Localisation de la Région 4

II. Organisation administrative 4

III. Milieu physique 5

1. Relief et paysage 5

a. Les massifs montagneux 5

b. Les côtes 5

2. Géologie 5

3. Climat 5

a. Température 5

b. Pluviométrie 5

c. Vent 6

d. Cyclones 6

4. Sol et végétation 6

a. Sols 6

b. Végétations 6

IV. Milieux humain et social 7

1. Population et démographie de la Région Anosy 7

a. Effectif et évolution 7

b. Croissance démographique 7

c. Composition et répartition 8

2.	Services sociaux	8
a.	Santé.....	8
b.	Enseignement et éducation.....	10
c.	Infrastructures culturelles	11
d.	Divers aspects culturels notoires.....	11
e.	Services de sécurité	12
3.	Secteurs économiques.....	12
a.	Agriculture	12
b.	L'Elevage.....	15
c.	La pêche	15
d.	Les ressources minières.....	16
e.	Industrie et artisanat	17
4.	Les problématiques de la Région	17
CHAPITRE 3.	ETUDE DU TRAFIC	18
A.	OBJECTIF.....	18
B.	METHODE DE COMPTAGE	18
I.	Comptage manuel.....	18
II.	Comptage automatique	18
C.	CLASSIFICATION DES VEHICULES.....	18
I.	Classification selon le comptage automatique	18
II.	Classification selon la méthode manuelle.....	19
D.	PREVISION DU TRAFIC	20
I.	Résultat du comptage manuel	20
II.	Estimation du trafic.....	21
1.	Principes	21
a.	Méthode statistique	21
b.	Méthode de croissance exponentielle	21
E.	CONCLUSION	22
PARTIE 2.	ETUDES PRELIMINAIRES	2
CHAPITRE 1.	ETUDE HYDROLOGIQUE.....	23
A.	CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT DE L'OUVRAGE.....	23
B.	ESTIMATION DU DEBIT DE CRUE DU PROJET	23
I.	Principe général de la méthode statistique	23
II.	Les lois statistiques	25
1.	Loi de PEARSON III	26
2.	Loi de GUMBEL	26
3.	Loi de FRECHET	27
4.	Récapitulation.....	27
III.	Test de validité d'un ajustement.....	28
1.	Généralité	28
2.	Principe du test de χ^2	28

3.	Jugement des différentes lois par le test de χ^2 :	28
a.	Test de la loi de PEARSON III	29
b.	Test de la loi de GUMBEL.....	29
c.	Test de la loi de FRECHET	30
d.	Récapitulation et conclusion	31
IV.	Intervalle de confiance et conclusion sur la loi de probabilité retenue	31
CHAPITRE 2.	ETUDE HYDRAULIQUE	33
A.	OBJECTIFS.....	33
B.	CHOIX DE L'EMPLACEMENT	33
C.	DETERMINATION DE LA HAUTEUR NATURELLE DE L'EAU	33
D.	SURELEVATION DU NIVEAU DE L'EAU	36
I.	Perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont.....	36
1.	Détermination du coefficient de contraction : C_c	36
2.	Détermination du coefficient dû aux conditions d'entrée : C_E	37
3.	Détermination coefficient dû au biais θ : C_θ	37
4.	Détermination du coefficient dû à la présence des piles : C_p	37
5.	Détermination du coefficient dépendant du nombre de FROUDE : C_F	37
6.	Détermination du coefficient dû à l'influence de la profondeur relative d'eau au droit du pont : C_y	37
7.	Détermination du coefficient dû à l'excentrement du pont par rapport au champ d'écoulement majeur : C_x	38
8.	Détermination du coefficient dû à la submersion éventuelle du pont : C_s	38
II.	Calcul de la hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en amont.....	38
III.	Perte de charge par frottement	38
E.	TIRANT D'AIR	39
F.	COTE MINIMUM DE L'INTRADOS	39
G.	ETUDE DES AFFOUILLEMENTS.....	39
I.	Généralités.....	39
II.	Profondeur d'affouillement normal : H_N	40
III.	Profondeur d'affouillement due à la réduction de section du cours d'eau : H_R	40
IV.	Profondeur d'affouillement local : H_L	40
V.	Protections des piles et culées contre les affouillements	41
1.	Protection des piles	41
2.	Protection des culées.....	42
H.	Récapitulation	42
CHAPITRE 3.	PROPOSITION ET COMPARAISON DES VARIANTES	43
A.	GENERALITES.....	43
B.	HYPOTHESES ET DONNEES POUR LA COMPARAISON DES VARIANTES	44
I.	Ratios des armatures	44
II.	Masses volumiques des matériaux	44
III.	Prix unitaires	44
IV.	Surcharges d'exploitation	45
V.	Condition de travail des pieux.....	45

VI.	Combinaison d'action	45
C.	ESTIMATION DES VARIANTES	46
I.	Variante N°1	46
1.	Prédimensionnements	46
a.	Superstructure :	46
b.	Infrastructure	48
•	Pile :	48
•	Culées :	48
•	Pieux sous piles:	49
•	Pieux sous culées :	50
2.	Récapitulations :	50
3.	Estimations	51
II.	Variante N°2 :	51
1.	Prédimensionnements	51
a.	Superstructure	51
b.	Infrastructure	53
•	Piles	53
•	Culées	54
•	Pieux sous piles:	55
•	Pieux sous culées :	55
2.	Récapitulation :	56
3.	Estimations	56
III.	Variante N°3 :	57
1.	Prédimensionnements	57
a.	Superstructure	57
b.	Infrastructure	59
•	Culée :	59
•	Pieux sous culées :	59
2.	Récapitulation	60
3.	Estimation	60
D.	ANALYSE DES VARIANTES	60
E.	CHOIX MULTICRITERE	61
F.	CONCLUSION	62
PARTIE 3.	ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE	23
CHAPITRE 1.	REGLES ET HYPOTHESES DE CALCUL	63
A.	NOTION DE PRECONTRAINTE	63
I.	Définitions et principes	63
II.	Mode de réalisation de la précontrainte	63
1.	Pré – tension	63
2.	Post – tension	63
B.	REGLES DE CALCUL	64

I.	Les états limites	64
1.	Etats limites ultimes ou ELU	64
2.	Etats limites de service ou ELS.....	65
II.	Actions et combinaisons d'actions.....	65
1.	Actions	65
a.	Les actions permanentes	65
b.	Les actions variables.....	65
c.	Les actions accidentelles	66
2.	Combinaisons d'actions	66
a.	Combinaisons d'actions à considérer pour les ELU	66
•	Situation durable ou transitoire	66
•	Situation accidentelle	67
b.	Combinaisons d'actions pour les ELS.....	67
III.	Système de surcharge	68
1.	Système de surcharge A(I) :	68
2.	Système de surcharge B.....	68
a.	Système : B_c	68
b.	Système : B_e	68
c.	Système : B_r	69
IV.	Coefficient de majoration dynamique ou CMD	69
C.	HYPOTHESES ET DONNEES POUR LES CALCULS	69
I.	Hypothèses sur la résistance des matériaux.....	69
II.	Hypothèses sur les règles BAEL et BPEL.....	70
III.	Caractéristiques des matériaux à prendre en compte pour le calcul.....	70
1.	Bétons.....	70
a.	Béton armé.....	70
b.	Béton précontraint	71
2.	Aciers d'armatures.....	71
a.	Armature de béton armé et armature passive	71
b.	Armature de précontrainte	72
CHAPITRE 2.	ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE	73
A.	CALCUL DE LA DALLE	73
I.	Hourdis central :.....	73
1.	Dimensions de la dalle	73
2.	Détermination du Coefficient de Majoration Dynamique δ	73
3.	Détermination des sollicitations	73
a.	Calcul des moments fléchissant	74
•	Moments sous charges permanentes	74
•	Moments sous surcharges d'exploitation	74
b.	Calcul des efforts tranchants.....	80
•	Efforts tranchants sous charges permanentes	81
•	Efforts tranchants sous surcharges B	81

II.	Hourdis en console	82
1.	Calcul des moments fléchissant.....	82
a.	Moments sous charges permanentes	82
b.	Moments sous surcharges d'exploitation.....	83
2.	Calcul des efforts tranchants	84
a.	Effort tranchant sous charges permanentes	84
b.	Effort tranchant sous surcharges d'exploitation	85
III.	Sollicitations de calcul.....	85
IV.	Calcul des armatures.....	86
1.	Armature du hourdis central	86
a.	Acier sur appuis : sens de I_x	86
b.	Acier en travée : sens de I_x	87
c.	Acier sur appuis : sens de I_y	87
d.	Acier en travée : sens de I_y	88
e.	Disposition constructive	88
2.	Armatures du hourdis consol.....	89
V.	Vérification de la contrainte tangentielle	89
VI.	Vérification du poinçonnement de la dalle	89
B.	PREDALLE	90
I.	Calcul des sollicitations	90
1.	Calcul du moment fléchissant.....	90
2.	Calcul des efforts tranchants	91
3.	Calcul des armatures	91
C.	CALCUL DES ENTRETOISES.....	91
I.	Entretoises d'abouts	91
1.	Dimensions	91
2.	Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes	91
a.	Moments fléchissants.....	92
b.	Efforts tranchants.....	93
3.	Calcul des sollicitations dues aux charges d'exploitation	93
a.	Coefficient de majoration dynamique	93
b.	Moments fléchissants.....	93
c.	Efforts tranchants	95
4.	Sollicitations de calcul des entretoises d'about.....	96
5.	Calcul des armatures	97
a.	Armature longitudinale	97
b.	Vérification de la contrainte tangentielle dans le béton	98
c.	Calcul des armatures d'âme	98
d.	Armatures de peau.....	98
e.	Armature de montage	99
II.	Entretoises intermédiaires	99
1.	Dimensions	99

2.	Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes	99
a.	Moments fléchissants.....	99
b.	Efforts tranchants.....	100
3.	Calcul des sollicitations dues aux charges d'exploitation	100
a.	Coefficient de majoration dynamique	100
b.	Moments fléchissants.....	100
c.	Efforts tranchants.....	101
4.	Sollicitations de calcul des entretoises intermédiaires.....	101
5.	Calcul des armatures	102
a.	Armatures longitudinales	102
b.	Vérification de la contrainte tangentielle dans le béton	102
c.	Calcul des armatures d'âme	103
d.	Armature de peau et de montage.....	103
e.	Disposition constructive	104
D.	ETUDE DE LA POUTRE PRINCIPALE	105
I.	Dimensions des poutres.....	105
II.	Calcul des actions.....	106
1.	Phase de mise en tension	106
2.	Phase d'exploitation	106
a.	Charges permanentes.....	106
b.	Surcharges d'exploitation.....	106
III.	Coefficient de répartition transversale ou CRT	107
1.	Calcul du CRT par la méthode de la compression excentrée	107
a.	Hypothèse de la méthode	107
b.	Principe de la méthode	108
c.	Traçage de la LI de R_i	108
IV.	Calcul des sollicitations	110
1.	LI des efforts	110
2.	Sollicitations dues aux charges permanentes	112
3.	Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation	113
a.	Moments fléchissants.....	113
b.	Efforts tranchants	115
V.	Combinaison d'action	116
VI.	Vérification de la section du béton	117
1.	Détermination du centre de gravité de la section	118
2.	Détermination du moment d'inertie de la poutre par rapport à l'axe passant par son centre de gravité	119
VII.	Calcul de la force de précontrainte P	121
1.	Section sous critique.....	121
2.	Section sur critique	121
VIII.	Détermination du nombre d'armature de précontrainte	122
1.	Nombre total des câbles	122

2.	Nombre de câbles de la première famille	123
3.	Nombre de câble de la deuxième famille	124
IX.	Tracé des câbles	124
1.	Relevage des câbles	124
2.	Dispositions constructive	124
3.	Tracé des câbles	126
4.	Tracé du câble équivalent	129
X.	Calcul des pertes et chutes de tension	129
1.	Perte de tension instantanées	129
a.	Perte de tension par recul d'ancrage	130
b.	Perte de tension par frottement	130
c.	Pertes de tension par déformation instantanée du béton	134
d.	Tension probable dans un câble après pertes instantanées	135
2.	Pertes de tension différées	144
a.	Pertes de tension dues au retrait	144
b.	Pertes de tension dues à la relaxation des câbles	144
c.	Pertes de tension dues au fluage du béton	145
XI.	Vérification des pertes de tension	151
XII.	Justification des contraintes normales à l'ELS	151
1.	Section de référence pour le calcul des contraintes normales	151
a.	Section nette	151
b.	Section homogénéisée	152
2.	Définition des phases de justification	155
3.	Calcul des contraintes normales	156
a.	Contraintes normales dans le béton dues aux forces de précontrainte	156
b.	Contraintes normales dans le béton dues aux effets des actions extérieures	156
c.	Contrainte normale admissible	156
XIII.	Justification des contraintes tangentielles à l'ELS	159
1.	Vérification de la section d'about	160
2.	Vérification de la section d'arrêt du câble n°6 (x=3,5m)	161
3.	Vérification de la section d'arrêt du câble n°7 (x=7 m)	161
4.	Vérification de la section d'arrêt du câble n°8 (x=10,5m)	162
XIV.	Ferrailage passif longitudinal	163
XV.	Etat limite de service vis-à-vis des déformations	163
1.	Calcul des flèches et contre flèches	163
a.	Flèche due aux charges permanentes	163
b.	Flèche due à la force de précontrainte (contre flèche)	164
c.	Flèche due aux surcharges d'exploitations	164
d.	Allure du tablier en service à vide	164
e.	Allure du tablier en service en charge	164
f.	Vérification de la deuxième condition de confort	165
2.	Calcul et vérification des rotations	165

a.	Rotation due aux charges permanentes.....	165
b.	Rotation due aux forces de précontrainte.....	165
c.	Rotation due aux surcharges d'exploitation.....	165
d.	Rotation résultante	165
XVI.	Vérification de la résistance à la rupture de la section médiane soumise à la flexion en phase d'exploitation	165
1.	Détermination de la position de l'axe neutre	166
2.	Capacité portante de la section	166
XVII.	Justification de la résistance vis-à-vis des sollicitations tangentielles à l'ELU.....	167
1.	Minimum d'armatures transversales.....	167
2.	Justification des armatures transversales.....	167
3.	Vérification des bielles de béton	168
CHAPITRE 3.	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	169
A.	CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	169
B.	CHOIX DU TYPE D'APPUI	169
C.	ETUDE DES APPAREILS D'APPUIS.....	170
I.	Dimensionnement des appareils d'appuis	171
II.	Distribution des efforts horizontaux aux appuis	171
1.	Effort de freinage.....	172
a.	Calcul des coefficients de souplesse de chaque appui	172
•	Coefficient de souplesse de la pile :	172
•	Coefficient de souplesse de la culée :	173
b.	Distributions des efforts de freinage	173
2.	Efforts dus au retrait, au fluage et à la variation de température	174
III.	Vérification des appareils d'appuis	175
1.	Descente des charges	175
2.	Vérification des appareils d'appui	176
a.	Vérification de la condition de non glissement	176
b.	Vérification de l'épaisseur des frettes	176
c.	Vérification des contraintes	176
D.	ETUDE DE LA PILE	178
I.	Détermination des efforts appliqués à la pile :	178
1.	Efforts verticaux :	178
2.	Efforts horizontaux :	179
II.	Dimensionnement du chevêtre	179
1.	Détermination des sollicitations	179
2.	Détermination des armatures	180
•	Armature longitudinale	181
•	Armature de peau	181
•	Vérification de l'effort tranchant	181
III.	Dimensionnement de la colonne	182
1.	Calcul des efforts	182

2.	Longueur de flambement	182
3.	Elancement	182
4.	Détermination des armatures	182
•	Armature longitudinale	182
•	Armature transversale	183
IV.	Dimensionnement de la semelle sous pile.....	183
1.	Descente des charges	183
2.	Disposition constructive	184
a.	Distance entre axe des pieux.....	184
b.	Hauteur utile des armatures tendues.....	184
c.	Etat limite ultime de la compression de la bielle.....	184
d.	Etat limite de cisaillement du béton.....	184
e.	Etat limite de résistance	184
E.	Etude de la culée	185
I.	Mur garde grève	185
1.	Dimensions	185
2.	Les sollicitations	186
a.	La poussée de terre	186
b.	Poussée due aux surcharges de remblai	187
c.	Force de freinage.....	188
3.	Calcul des armatures	188
II.	Mur en retour	189
1.	Dimensions	189
2.	Sollicitations.....	189
a.	Sollicitations dues aux charges verticales.....	190
b.	Sollicitations dues aux charges horizontales	190
3.	Calculs des armatures.....	190
a.	Armature équilibrant le moment dû aux charges verticaux.....	190
b.	Armature équilibrant le moment dû aux charges horizontales.....	191
III.	Mur de front	192
1.	Les sollicitations	192
a.	La poussée de terre	192
b.	Les poids propres.....	192
c.	Réaction du tablier	193
d.	Réaction due au freinage, au retrait et au fluage du béton	193
2.	Détermination des armatures du mur de front	193
IV.	Dimensionnement de la semelle sous culée	194
1.	Descente des charges	194
2.	Disposition constructive	195
a.	Nombre de pieux sous semelle	195
b.	Distance entre axe des pieux.....	195
3.	Hauteur utile des armatures tendues.....	195

4.	Etat limite ultime de la compression de la bielle	195
a.	Au niveau de la base du mur de front	195
b.	Au niveau de la tête du pieu.....	195
5.	Etat limite de cisaillement du béton	196
6.	Etat limite de résistance	196
F.	ETUDE DES PIEUX	197
I.	Résultat de l'essai pressiométrique	197
II.	Calcul de la charge limite Q_i	198
1.	Calcul de la portance limite sous la pointe Q_{pu}	198
a.	Facteur de portance k_p	199
b.	Pression limite nette équivalente P_{le}	200
2.	Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_{fu}	201
3.	Calcul de la charge limite totale Q_i	203
4.	Ferraillage des pieux.....	203
a.	Descente des charges	203
b.	Calcul des armatures	203
CHAPITRE 4.	ETUDE DES EQUIPEMENTS.....	206
A.	LA CHAUSSEE.....	206
I.	Profil en travers.....	206
II.	Profil en long.....	206
III.	Revêtement.....	206
B.	LES TROTTOIRS	206
C.	LES GARGOUILLES.....	207
D.	LES GARDE CORPS	207
E.	LE REMBLAI D'ACCES ET CHAUSSEE SUR REMBLAI.....	207
F.	DALLE DE TRANSITION.....	208
I.	Rôle	208
II.	Pré dimensionnement.....	208
III.	Ferraillage	208
G.	CONCLUSION	208
PARTIE 4.	EVALUATION FINANCIERE ET IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET	209
CHAPITRE 1.	EVALUATION DU PROJET	209
A.	PHASAGES DES TRAVAUX.....	209
B.	CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DES DEBOURSES	210
C.	DEVIS QUANTITATIF	211
D.	SOUS DETAILS DES PRIX.....	213
E.	BORDEREAU DETAILS ESTIMATIF	218
CHAPITRE 2.	ETUDE DE RENTABILITE DE L'INVESTISSEMENT	221
A.	DETERMINATION DE LA VAN.....	221
I.	Recettes	221
II.	Dépenses.....	221

III. Amortissement	222
B. TAUX DE RENTABILITE INTERNE	224
C. DELAI DE RECUPERATION DES CAPITAUX INVESTIS.....	224
D. INDICE DE PROBABILITE	225
E. RECAPITULATION ET CONCLUSION	225
CHAPITRE 3. ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX	226
A. INTRODUCTION	226
B. DEFINITIONS.....	226
IV. L'environnement.....	226
V. L'impact	226
C. ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET	226
I. Description du projet	227
1. Les travaux prévus	227
a. Phase préparatoire	227
b. Phase de construction	227
c. Phase de fermeture	228
d. Phase d'exploitation	228
2. Les ressources utilisées par le projet	228
a. Les matériaux de construction	228
b. Les ressources naturelles.....	228
3. L'énergie utilisée.....	228
II. Le milieu récepteur	229
III. Analyse des impacts.....	229
1. Identification des impacts.....	229
a. Phase préparatoire	229
b. Phase de construction	229
c. Phase de fermeture	230
d. Phase d'exploitation	231
2. Evaluation des impacts	231
3. Les différentes mesures à prendre	233
D. CONCLUSION	234
CONCLUSION GENERALE	235
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXES	
TABLE DES MATIERES	

Nom : NAHARY
Prénoms : Harilala Hobitina
Adresse : Lot 1118 – G – 204 Mahazoarivo ANTSIRABE 110
Tél : +261 33 08 222 99
E-mail : narylalah@yahoo.fr



TITRE :

**« CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA RECONSTRUCTION DU PONT DE
FANJAHIRA SUR LA RNS 13 AU PK 478 + 100 »**

Nombre de pages : 235
Nombre de figure : 51
Nombre de tableaux : 121

RESUME

Le pont de Fanjahira assure un rôle non négligeable dans le développement de la Région Anosy.

Le pont existant est un pont métallique de type Warren en état de corrosion avancé. Par souci d'avoir un ouvrage plus robuste et plus adapté au site, on a choisi la variante en béton précontraint.

Les éléments en béton armé sont dimensionnés en utilisant les règles BAEL 91 révisé 99. L'utilisation des règles BPEL 91 révisé 99 permet aussi de dimensionner les poutres principales qui sont en béton précontraint. Les éléments de fondation sont calculés selon les règles définies dans le fascicule 62 Titre V du CCTG.

Tous les calculs sont faits sous EXCEL.

Mots clés : Pont, Béton armé, Béton précontraint, Pieu
Directeur du mémoire : Monsieur RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina