



**UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS**



*Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme
d'Ingénieur en Bâtiment et Travaux Publics*

***ETUDE DE LA RECONSTRUCTION DU PONT DE
MAHAJAMBA SUR LA RN6 AU PK 30+850***



Présenté par : ANDRIANTSIRESY Toky Tojolalaina

Sous la direction de Monsieur RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina

Date de soutenance : 15 décembre 2012

Promotion 2011



**UNIVERSITE D'ANTANANARIVO
ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE D'ANTANANARIVO
DEPARTEMENT BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS**



*Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme
d'Ingénieur en Bâtiment et Travaux Publics*

***ETUDE DE LA RECONSTRUCTION DU PONT DE
MAHAJAMBA SUR LA RN6 AU PK 30+850***



Présenté par : ANDRIANTSIRESY Toky Tojolalaina

Membres du jury :

Président : Monsieur RAZAFINJATO Victor

Encadreur : Monsieur RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina

Examineurs : Monsieur RAJOELINANTENAINA Solofo

Madame RAVAOHARISOA Lalatiana

Madame RAJAONARY Veroniaina

Promotion 2011

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 ET ENVIRONNEMENT DU PROJET

Chapitre 1 : Généralités sur le projet

Chapitre 2 : Etude socio-économique de la zone d'influence

Chapitre 3 : Etude du trafic

PARTIE II : ETUDES PRELIMINAIRES

Chapitre 1 : Etude hydrologique

Chapitre 2 : Etude hydraulique

Chapitre 3 : Etude géotechnique

Chapitre 4 : Comparaison des variantes

PARTIE III : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

Chapitre 1 : Construction par encorbellement

Chapitre 2 : Règles et hypothèses de calcul

Chapitre 3 : Etude de la superstructure

Chapitre 4 : Etude de l'infrastructure

Chapitre 5 : Etude des équipements

PARTIE III : 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

Tables des matières

REMERCIEMENTS

Je ne saurais présenter ce travail sans rendre gloire à Dieu pour sa bonté et sa fidélité, de m'avoir donné la force, le courage et la santé durant la réalisation de ce mémoire de fin d'étude.

Ma vive gratitude s'exprime tout particulièrement à Monsieur ANDRIANARY Philippe Antoine, Professeur, Directeur de l'École Supérieure Polytechnique d'Antananarivo, qui m'a donné l'opportunité de suivre mes études supérieures au sein de l'établissement.

Ma profonde reconnaissance va à Monsieur RANDRIATSIMBAZAFY Andrianirina, Chef de Département Bâtiment et Travaux Publics au sein de l'ESPA et rapporteur de ce présent mémoire, qui s'est toujours efforcé de trouver la meilleure voie pour nous, lors de notre formation ;

Mes sincères remerciements s'adressent à tous les membres de Jury, pour le temps que vous avez consacré, pour l'estimation de la valeur et la correction de ce travail ;

Je joins à ce témoignage de reconnaissance tous nos Enseignants et Personnels de l'École Supérieure Polytechnique d'Antananarivo pour le dévouement exemplaire dont ils ont manifesté durant ces cinq années d'étude pour notre réussite.

Ma très grande considération sera naturellement à mes parents, à mes trois sœurs pour leur amour et leur soutien. Je reconnais les sacrifices que ces longues années ont représentés et je les remercie d'avoir appuyé mes choix et d'avoir toujours su m'encourager.

Mes pensées particulières vont à l'endroit de ma famille, mes amis et mes collègues pour leur aide et appui. Qu'ils trouvent dans ces lignes tous mes remerciements.

Et que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce présent mémoire trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude. MERCI à tous !

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1: INFRASTRUCTURES SANITAIRES PUBLIQUES	9
TABLEAU 2: INFRASTRUCTURES SANITAIRES PRIVEES DANS LES SOUS-PREFECTURES.....	10
TABLEAU 3: PERSONNEL SOIGNANT DU SECTEUR PUBLIC DANS LES SOUS-PREFECTURES.....	11
TABLEAU 4: PERSONNEL SOIGNANT DU SECTEUR PRIVE	11
TABLEAU 5: REPARTITION DES SUPERFICIES DE CULTURES VIVRIERES PAR SPECULATION	15
TABLEAU 6: NOMBRE DES INFRASTRUCTURES PUBLIQUES.....	25
TABLEAU 7: NOMBRE DES INFRASTRUCTURES PRIVEES	25
TABLEAU 8: REPARTITION DES PERSONNELS SOIGNANTS PAR CATEGORIE (PUBLICS)	26
TABLEAU 9: REPARTITION DES PERSONNELS SOIGNANTS PAR CATEGORIE (PRIVES)	26
TABLEAU 10: CATEGORIES DE VEHICULES.....	36
TABLEAU 11: CLASSIFICATION DES VEHICULES SELON LE COMPTAGE AUTOMATIQUE.....	37
TABLEAU 12: RESULTATS DE COMPTAGE AUTOMATIQUE DU PK 25+400 AU PK 91+500	38
TABLEAU 13: PREVISION DU TRAFIC	39
TABLEAU 14: DONNEES DU BASSIN VERSANT	43
TABLEAU 15: PLUIES MAXIMALES DE 24H (MM) - REGION DE MAMPIKONY	44
TABLEAU 16: ESTIMATION DU DEBIT DE CRUE EN FONCTION DE LA HAUTEUR H 24H ET DE LA PERIODE DE RETOUR T	44
TABLEAU 17: VALEUR DU DEBIT Q_{50} EN FONCTION DE LA HAUTEUR H	46
TABLEAU 18: PROFIL GEOTECHNIQUE DU SITE.....	56
TABLEAU 19: RESULTATS DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE.....	58
TABLEAU 20: CLASSIFICATION DES SOLS PAR PLESSIMETRE	59
TABLEAU 21: VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE K_p	60
TABLEAU 22: EXTRAIT DE RESULTAT DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE	61
TABLEAU 23: CHOIX DE LA COURBE POUR LE CALCUL DU FROTTEMENT UNITAIRE Q_s	63
TABLEAU 24: DETERMINATION DE Q_s	64
TABLEAU 25: RATIO DES ARMATURES	66
TABLEAU 26: MASSES VOLUMIQUES DES MATERIAUX	66
TABLEAU 27: PRIX UNITAIRES DES MATERIAUX.....	67
TABLEAU 28: DEVIS QUANTITATIF DU PONT EN BP DE TYPE VIPP	76
TABLEAU 29: DEVIS QUANTITATIF SOMMAIRE DU PONT EN BP DE TYPE VIPP	76
TABLEAU 30: LARGEUR DES MEMBRURES D'UNE POUTRE EN ACIER.....	78
TABLEAU 31: VALEURS NOMINALES DE LIMITE D'ELASTICITE F_y	79
TABLEAU 32: DEVIS QUANTITATIF DU PONT MIXTE ACIER-BETON	83
TABLEAU 33: DEVIS QUANTITATIF SOMMAIRE DU PONT MIXTE ACIER-BETON	83
TABLEAU 34: SECTION DES DEUX VOUSOIRS SUR PILE ET A LA CLE.....	90
TABLEAU 35: DEVIS QUANTITATIF DU PONT BP CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS.....	95
TABLEAU 36: DEVIS ESTIMATIF SOMMAIRE DU PONT BP CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS	95
TABLEAU 37 : AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES VARIANTES	96

TABLEAU 38: ÉVALUATION DES CRITERES POUR LE CHOIX DE VARIANTE	97
TABLEAU 39: CINEMATIQUE DE CONSTRUCTION D'UN VOUSOIR COURANT	103
TABLEAU 40: CLASSIFICATION DES PONTS.....	109
TABLEAU 41: PROCEDES GENERAUX DE CONSTRUCTION	116
TABLEAU 42: EFFORT DU AU POIDS PROPRE D'UN DEMI - FLEAU.....	122
TABLEAU 43: EFFORT DU AUX SURCHARGES REPARTIES DE CHANTIER DANS UN DEMI - FLEAU	122
TABLEAU 44: EFFORT DU A LA SURCHARGE CONCENTREE DE CHANTIER ET DE L'EQUIPAGE MOBILE	123
TABLEAU 45: MOMENTS FLECHISSANTS AGISSANT SUR LE DEMI-FLEAU A L'ELS	123
TABLEAU 46 : MOMENT D'INERTIE I	125
TABLEAU 47 : CARACTERISTIQUES DE LA SECTION DES VOUSOIRS SUR PILE ET A LA CLE.....	125
TABLEAU 48 : VALEURS DU NOMBRE DE CABLES DE FLEAU EN CHAQUE POINT DE CALCUL.....	130
TABLEAU 49: ÉTUDE DES CABLES DE FLEAU EN ELEVATION	133
TABLEAU 50 : COEFFICIENTS DE SOUPLESSE POUR CHAQUE TRAVEE	138
TABLEAU 51 : ROTATIONS D'EXTREMITE DE CHAQUE TRAVEE POUR CALCUL DU MOMENT MINIMAL AU NIVEAU DE LA CLE DE LA TRAVEE DE RIVE C0 - P1 DU A LA SURCHARGE A(L)	153
TABLEAU 52 : ROTATIONS D'EXTREMITE DE CHAQUE TRAVEE POUR CALCUL DU MOMENT MAXIMAL AU NIVEAU DE LA CLE DE LA TRAVEE DE RIVE C0 - P1 DU A LA SURCHARGE A(L)	154
TABLEAU 53: ROTATIONS D'EXTREMITE DE CHAQUE TRAVEE POUR CALCUL DU MOMENT MINIMAL AU NIVEAU DE LA CLE DE LA TRAVEE CENTRALE P1– P2 DU A LA SURCHARGE A(L)	154
TABLEAU 54 : ROTATIONS D'EXTREMITE DE CHAQUE TRAVEE POUR CALCUL DU MOMENT MAXIMAL AU NIVEAU DE LA CLE DE LA TRAVEE CENTRALE P1 – P2 DU A LA SURCHARGE A(L).....	155
TABLEAU 55 : ROTATIONS D'EXTREMITE DE CHAQUE TRAVEE POUR CALCUL DU MOMENT MINIMAL AU NIVEAU DE LA CLE DE LA TRAVEE DE RIVE C0 - P1 DU A LA SURCHARGE A(T)	156
TABLEAU 56 : ROTATIONS D'EXTREMITE DE CHAQUE TRAVEE POUR CALCUL DU MOMENT MAXIMAL AU NIVEAU DE LA CLE DE LA TRAVEE DE RIVE C0 - P1 DU A LA SURCHARGE A(T)	157
TABLEAU 57: ROTATIONS D'EXTREMITE DE CHAQUE TRAVEE POUR CALCUL DU MOMENT MINIMAL AU NIVEAU DE LA CLE DE LA TRAVEE CENTRALE P1– P2 DU A LA SURCHARGE A(T)	157
TABLEAU 58 : ROTATIONS D'EXTREMITE DE CHAQUE TRAVEE POUR CALCUL DU MOMENT MAXIMAL AU NIVEAU DE LA CLE DE LA TRAVEE CENTRALE P1 – P2 DU A LA SURCHARGE A(T).....	158
TABLEAU 59 : ROTATIONS D'EXTREMITE DE CHAQUE TRAVEE POUR CALCUL DU MOMENT MAXIMAL DU AUX EQUIPEMENTS DU TABLIER	160
TABLEAU 60 : FLECHE, CONTREFLECHE ET ALLURE DU DEMI – FLEAU EN CONSOLE A VIDE	170
TABLEAU 61 : AJUSTEMENT ANGULAIRE A DONNER A L'EQUIPAGE MOBILE	171
TABLEAU 62: PERTES DE TENSION PAR RECU D'ANCRAGE	173
TABLEAU 63: PERTE DE TENSION PAR FROTTEMENT	174
TABLEAU 64: TENSIONS PROBABLES APRES PERTES DE TENSIONS INSTANTANEEES.....	176
TABLEAU 65 : PERTES DE TENSION DUES AU RETRAIT	177
TABLEAU 66: TENSIONS DUES A LA RELAXATION DES CABLES	178
TABLEAU 67: PERTES DE TENSION DIFFEREES TOTALES	179
TABLEAU 68: PERTES DE TENSION FINALES DANS CHAQUE CABLE.....	179
TABLEAU 69: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES DIFFERENTS VOUSOIRS.....	181

TABLEAU 70 : CONTRAINTES NORMALES EN [MPa] DANS LES FIBRES EXTREMES DES VOUSSOIRS	186
TABLEAU 71 : EFFORTS TRANCHANTS DANS LA SECTION DU VOUSSOIR AU NIVEAU DE LA CULEE	189
TABLEAU 72 : EFFORTS TRANCHANTS DANS LA SECTION DU VOUSSOIR DE CLAVAGE DE LA TRAVEE DE RIVE	190
TABLEAU 73 : EFFORTS TRANCHANTS DANS LA SECTION DU VOUSSOIR COURANT V7	191
TABLEAU 74 : EFFORTS TRANCHANTS DANS LA SECTION DU VOUSSOIR SUR PILE	193
TABLEAU 75: VALEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DES COEFFICIENTS DE MAJORATIONS.....	202
TABLEAU 76: MOMENT SOUS POIDS PROPRE DU HOURDIS SUPERIEUR CENTRAL	203
TABLEAU 77: MOMENTS ABAQUES SOUS SURCHARGE B_c DU HOURDIS SUPERIEUR CENTRAL.....	205
TABLEAU 78: MOMENTS D'INERTIE DE CHAQUE ELEMENT DES DEUX MODELES CADRES.....	209
TABLEAU 79 : LONGUEUR L_i DE CHAQUE BARRE DANS LES DEUX MODELES CADRES.....	209
TABLEAU 80: MOMENTS CADRE DES DEUX SECTIONS	211
TABLEAU 81: MOMENTS CADRE + ABAQUE DES DEUX SECTIONS	212
TABLEAU 82: MOMENTS FINAUX SOLLICITANT LES DEUX SECTIONS A L'ELU	212
TABLEAU 83 : MOMENTS FINAUX SOLLICITANT LES DEUX SECTIONS A L'ELS.....	213
TABLEAU 84: M ET N PAR RAPPORT A L'AXE DE LA PILE D'UN FLEAU POUR L'ETUDE DE LA STABILITE.....	224
TABLEAU 85: VALEURS DE M ET N DURANT LES PHASES TEMPORAIRES ET ACCIDENTELLES	225
TABLEAU 86: DIMENSIONS DES APPAREILS D'APPUIS	232
TABLEAU 87: COEFFICIENT DE SOUPLESSE DES COLONNES	233
TABLEAU 88: COEFFICIENT DE SOUPLESSE DU CHEVETRE.....	234
TABLEAU 89: COEFFICIENT DE SOUPLESSE DES APPAREILS D'APPUIS	234
TABLEAU 90: COEFFICIENT DE SOUPLESSE D'UNE PILE.....	234
TABLEAU 91: COEFFICIENT DE SOUPLESSE DES CULEES	234
TABLEAU 92: DISTRIBUTION DES EFFORTS DE FREINAGE ENTRE APPUIS	235
TABLEAU 93: DISTRIBUTION DES EFFORTS DUS AU RETRAIT, AU FLUAGE ET A LA VARIATION DE TEMPERATURE	236
TABLEAU 94: ROTATIONS D'EXTREMITES POUR $P=1$ SUR LA TRAVEE DE RIVE GAUCHE	238
TABLEAU 95: ROTATIONS D'EXTREMITES POUR $P=1$ SUR LA TRAVEE CENTRALE	239
TABLEAU 96: ROTATIONS D'EXTREMITES POUR SURCHARGE $A(L)$ SUR TOUTE LA LONGUEUR DU TABLIER.....	240
TABLEAU 97: EFFORT TRANCHANT POUR CHAQUE TRAVEE DU A LA SURCHARGE $A(L)$	240
TABLEAU 98: ROTATIONS D'EXTREMITES POUR SURCHARGE $A(T)$ SUR TOUTE LA LONGUEUR DU TABLIER.....	241
TABLEAU 99: EFFORT TRANCHANT POUR CHAQUE TRAVEE DU A LA SURCHARGE $A(T)$	241
TABLEAU 100 : ROTATIONS D'EXTREMITES POUR GRADIENT THERMIQUE $\Delta\theta = 6^\circ\text{C}$	241
TABLEAU 101 : EFFORT TRANCHANT POUR CHAQUE TRAVEE DU AU GRADIENT THERMIQUE	242
TABLEAU 102 : EFFORT TRANCHANT POUR CHAQUE TRAVEE DU A L'EFFET HYPERSTATIQUE DU FLUAGE	242
TABLEAU 103 : EFFORT TRANCHANT POUR CHAQUE TRAVEE DU A L'EFFET HYPERSTATIQUE DU CABLE ECLISSE A LA TRAVEE CENTRALE	242
TABLEAU 104 : EFFORT TRANCHANT POUR CHAQUE TRAVEE DU A L'EFFET HYPERSTATIQUE DU CABLE EXTERIEUR	243
TABLEAU 105: CHARGES ET SURCHARGES MAXIMALES POUR UN APPAREIL D'APPUI DE CHAQUE CULEE ET PILE .	243
TABLEAU 106: EFFORT SOLLICITANT UN APPAREIL D'APPUI	244
TABLEAU 107: EFFORTS MAXIMAUX SOLLICITANT UN APPAREIL D'APPUI.....	244
TABLEAU 108 : ROTATIONS AUX APPUIS POUR CHAQUE PILE OU CULEE.....	246

TABEAU 109 : VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI	246
TABEAU 110: VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE DANS LE SENS TRANSVERSAL	248
TABEAU 111: VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE DANS LE SENS LONGITUDINAL	249
TABEAU 112: VALEURS DES CHARGES APPLIQUEES SUR LA COLONNE ET CHEVETRE A L'ELS	250
TABEAU 113: VALEURS DES CHARGES APPLIQUEES SUR LA COLONNE ET CHEVETRE A L'ELU	250
TABEAU 114: COEFFICIENTS DE RIGIDITE DE CHAQUE POUTRE	251
TABEAU 115: VALEURS DES MOMENTS D'ENCASTREMENT TRANSMIS A L'ELS	251
TABEAU 116: VALEURS DES MOMENTS DANS CHAQUE POUTRE A L'ELS POUR LE 1 ^{ER} CAS	252
TABEAU 117: VALEURS DES MOMENTS DANS CHAQUE POUTRE A L'ELU POUR LE 1 ^{ER} CAS	252
TABEAU 118: EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELS ET A L'ELU POUR LE 1 ^{ER} CAS	252
TABEAU 119: VALEURS DES MOMENTS DANS CHAQUE POUTRE A L'ELS POUR LE 2 ^{EME} CAS	253
TABEAU 120: VALEURS DES MOMENTS DANS CHAQUE POUTRE A L'ELU POUR LE 2 ^{EME} CAS	253
TABEAU 121: EFFORTS TRANCHANTS DU CHEVETRE A L'ELS ET A L'ELU POUR LE 2 ^{EME} CAS	253
TABEAU 122: SOLLICITATIONS A CONSIDERER POUR LE MUR GARDE GREVE	263
TABEAU 123: SOLLICITATIONS A CONSIDERER POUR LE MUR EN RETOUR	265
TABEAU 124: POIDS PROPRE DES ELEMENTS DE LA CULEE	268
TABEAU 125: SOLLICITATION DU MUR DE FRONT	270
TABEAU 126: VALEURS DE P_i ET D_i	277
TABEAU 127: VALEURS DE V_i ET H_i	279
TABEAU 128 : QUANTITE DES MATERIAUX	287
TABEAU 129 : SOUS DETAILS DES PRIX DU BETON Q250	290
TABEAU 130 : SOUS DETAILS DES PRIX DU BETON Q 350	291
TABEAU 131 : SOUS DETAILS DES PRIX DU BETON Q400	292
TABEAU 132 : SOUS DETAILS DES PRIX DE LA COUCHE D'IMPREGNATION	293
TABEAU 133 : SOUS DETAILS DES PRIX DE LA COUCHE D'ACCROCHAGE	294
TABEAU 134 : SOUS DETAILS DES PRIX DES ACIERS HA	295
TABEAU 135 : DQE DU PROJET	296
TABEAU 136 : VALEURS DES PARAMETRES POUR LA DETERMINATION DE LA VAN	301
TABEAU 137 : CALCUL DE LA VAN	302
TABEAU 138: IDENTIFICATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX SUR LES DIFFERENTS MILIEUX PENDANT LA PHASE PREPARATOIRE	307
TABEAU 139 : IDENTIFICATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX SUR LES DIFFERENTS MILIEUX PENDANT LA PHASE DE CONSTRUCTION	308
TABEAU 140 : IDENTIFICATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX SUR LES DIFFERENTS MILIEUX PENDANT LA PHASE DE FERMETURE	309
TABEAU 141 : IDENTIFICATION DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX SUR LES DIFFERENTS MILIEUX PENDANT LA PHASE D'EXPLOITATION	309
TABEAU 142 : EVALUATION DES IMPACTS PAR L'ANALYSE MULTICRITERE	310
TABEAU 143 : RESULTATS D'EVALUATION DES IMPACTS	311
TABEAU 144 : MESURES A PRENDRE POUR ATTENUER LES IMPACTS NEGATIFS	312

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 : LOCALISATION DU PROJET	4
FIGURE 2: PHOTOS AERIENNES DE L'ANCIEN PONT	5
FIGURE 3: REPARTITION ETHNIQUE DE LA POPULATION	8
FIGURE 4: SECTION D'ECOULEMENT DE LA RIVIERE.....	45
FIGURE 5: COURBE DE TARAGE.....	47
FIGURE 6 : PROTECTION DES PILES.....	54
FIGURE 7: SCHEMA DE CALCUL DE P_{LE}	60
FIGURE 8: COURBES DONNANT LE FROTTEMENT LATERAL UNITAIRE LIMITE	62
FIGURE 9 : PONT EN BETON PRECONTRAIT A POUTRE SOUS CHAUSSEE.....	65
FIGURE 10 : PONT MIXTE ACIER – BETON	65
FIGURE 11 : PONT EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF.....	65
FIGURE 12 : TRAVEE DE CALCUL.....	68
FIGURE 13: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE EN ACIER	77
FIGURE 14: COUPE TRANSVERSALE D'UN VOUSOIR POUR LES PONTS COURANTS	84
FIGURE 15 : CAISSON UNICELLULAIRE	85
FIGURE 16 : CAISSON A TROIS AMES	85
FIGURE 17: STRUCTURE EN BI-CAISSON	85
FIGURE 18 : POUTRE CAISSON UNICELLULAIRE A SECTION VARIABLE.....	86
FIGURE 19 : SCHEMA DE PRINCIPE DE LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT.....	100
FIGURE 20: VUES LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE DE SYSTEME B_C	111
FIGURE 22: DISPOSITIONS POUR LA SURCHARGE B_R	112
FIGURE 21: DISPOSITIONS POUR LA SURCHARGE B_E	112
FIGURE 23 : CONSTRUCTION DU FLEAU SUR LA 1 ^{ERE} PILE P_1	117
FIGURE 24 : CLAVAGE DE LA TRAVEE DE RIVE GAUCHE $C_0 - P_1$ ET REALISATION DU FLEAU SUR LA 2 ^{EME} PILE P_2	117
FIGURE 25 : CLAVAGE DE LA TRAVEE DE RIVE DROITE $P_2 - C_3$	118
FIGURE 26 : CLAVAGE DE LA TRAVEE CENTRALE $P_1 - P_2$	118
FIGURE 27: CABLES MIS EN ŒUVRE SUR LES PONTS COURANTS	119
FIGURE 28 : CABLES DE FLEAU EN ELEVATION.....	120
FIGURE 29 : CHARGES DE CHANTIER A CONSIDERER POUR LES JUSTIFICATIONS EN CONSTRUCTION D'UN FLEAU	120
FIGURE 30 : EFFORT DU AU POIDS PROPRE D'UN DEMI - FLEAU	121
FIGURE 31 : EFFORT DU AUX SURCHARGES REPARTIES DE CHANTIER DANS UN DEMI - FLEAU	122
FIGURE 32 : EFFORT DU A LA SURCHARGE CONCENTREE DE CHANTIER ET DE L'EQUIPAGE MOBILE	123
FIGURE 33: SECTION TRANSVERSALE DU VOUSOIR SUR PILE	124
FIGURE 34 : DECOUPAGE EN VOUSOIR COURANT	127
FIGURE 35 : EFFORT DU AU POIDS DE L'EQUIPAGE MOBILE ET DU CLAVAGE.....	128
FIGURE 36 : EMBLACEMENT DES CABLES DE FLEAU DANS LE VOUSOIR SUR PILE.....	130
FIGURE 37 : ANCRAGE D'UN CABLE DE FLEAU AU NIVEAU DU GOUSSET POUR UN CABLAGE DE FLEAU CLASSIQUE	131
FIGURE 38 : TRACE D'UN CABLE DE FLEAU D'UN VOUSOIR EN ELEVATION.....	132

FIGURE 39: CABLE DE CONTINUITE INTERIEUR EN TRAVEE DE RIVE	134
FIGURE 40: CABLE DE CONTINUITE INTERIEUR EN TRAVEE COURANTE	134
FIGURE 41 : DETAIL DU CLAVAGE CENTRAL	135
FIGURE 42 : EFFORT DU A L'ENLEVEMENT DE L'EQUIPAGE MOBILE	135
FIGURE 43 : DIAGRAMME DES MOMENTS DUS A L'ENLEVEMENT DE L'EQUIPAGE MOBILE.....	140
FIGURE 44 : EFFORT DU AU POIDS PROPRE DU CLAVAGE.....	140
FIGURE 45 : DIAGRAMME DES MOMENTS DUS AU POIDS PROPRE DE CLAVAGE.....	142
FIGURE 46 : DIAGRAMME DU MOMENT DU A UN GRADIENT THERMIQUE DE 12°C.....	143
FIGURE 47 : DIAGRAMME DU MOMENT DU AU SEUL EFFET HYPERSTATIQUE DES CABLES ECLISSES P1 – P2	145
FIGURE 48 : DETAIL DE LA STRUCTURE EN COURS DE CLAVAGE COTE CULEE C0.....	146
FIGURE 49 : DETERMINATION DES EFFORTS DUS AU CLAVAGE COTE CULEE C0	146
FIGURE 50 : MOMENT FLECHISSANT DU AU CLAVAGE COTE CULEE C0	147
FIGURE 51 : PAIRE DE CABLES DE CONTINUITE INTERIEURS DANS LE VOUSOIR DE CLAVAGE	149
FIGURE 52 : ANCRAGE DE CABLE DE CONTINUITE INTERIEUR DANS LE BOSSAGE D'ANCRAGE DU VOUSOIR COURANT.....	149
FIGURE 53: CABLE DE CONTINUITE EXTERIEUR EN TRAVEE COURANTE	150
FIGURE 54: GEOMETRIE LONGITUDINALE DES CABLES EXTERIEURS	151
FIGURE 55: DETERMINATION DES MOMENTS MINIMAL ET MAXIMAL DUS A LA SURCHARGE ROUTIERE $A(L)$ DANS LES TRAVEES DE RIVE ET DANS LA TRAVEE CENTRALE	152
FIGURE 56 : EFFORT DU AUX EQUIPEMENTS SUR LE TABLIER	160
FIGURE 57 : GEOMETRIE LONGITUDINALE DES CABLES EXTERIEURS DANS LA TRAVEE CENTRALE	163
FIGURE 58 : DIAGRAMME DU MOMENT ISOSTATIQUE DES CABLES EXTERIEURS DANS LA TRAVEE CENTRALE.....	163
FIGURE 59 : GEOMETRIE LONGITUDINALE DES CABLES EXTERIEURS DANS LA TRAVEE C0 - P1	166
FIGURE 60 : DIAGRAMME DU MOMENT ISOSTATIQUE DES CABLES EXTERIEURS DANS LA TRAVEE C0 - P1.....	167
FIGURE 61 : SECTION DE VOUSOIR COURANT DONT LA HAUTEUR DU HOURDIS INFERIEUR VARIE PARABOLIQUEMENT.....	192
FIGURE 62 : ROLE DU HOURDIS INFERIEUR DANS L'ENCASTREMENT DU HOURDIS SUPERIEUR	194
FIGURE 63 : GOUSSET DE REFERENCE	195
FIGURE 64 : HOURDIS SUPERIEUR EN ENCORBELLEMENT	196
FIGURE 65 : CHARGES PERMANENTES DU HOURDIS SUPERIEUR EN ENCORBELLEMENT	196
FIGURE 66 : ROUE DE 6 T SUR LE HOURDIS SUPERIEUR EN ENCORBELLEMENT POUR LE CAS DE ROUTE NATIONALE	197
FIGURE 67 : HOURDIS EN ENCORBELLEMENT SOUS SURCHARGE DE TROTTOIR DE 450 KG/M ²	198
FIGURE 68 : PRINCIPE DE L'ETUDE DU CADRE	201
FIGURE 69 : SCHEMA DE CALCUL DU HOURDIS SUPERIEUR CENTRAL	202
FIGURE 70 : DISPOSITION DES ROUES DU SYSTEME B_c SUR LE HOURDIS SUPERIEUR CENTRAL DE LARGEUR A.....	204
FIGURE 71 : POSITIONS RELATIVES DES EFFORTS CALCULES A L'ENCASTREMENT DU HOURDIS SUPERIEUR CENTRAL (POUR LES ABAQUES) ET DU NŒUD SUPERIEUR DU CADRE MODELISE SUR LEQUEL ON APPLIQUE LES EFFORTS	205
FIGURE 72 : CADRE SOLICITE PAR LES MOMENTS D'ENCASTREMENT ET REACTIONS D'APPUI THEORIQUES DUS AUX POIDS PROPRE DU HOURDIS SUPERIEUR CENTRAL	206
FIGURE 73 : LIGNE D'INFLUENCE DES EFFORTS TRANCHANTS AUX ENCASTREMENTS	207

FIGURE 74 : DEUX MODELES CADRES SOLLICITES PAR LES MOMENTS D'ENCASTREMENT ET REACTIONS D'APPUI THEORIQUES DUS AUX SURCHARGES B_c	207
FIGURE 75 : PORTIQUES POUR L'ETUDE DU CADRE DU VOUSOIR SUR PILE	208
FIGURE 76 : PORTIQUES POUR L'ETUDE DU CADRE DU VOUSOIR A LA CLE.....	208
FIGURE 77 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS POIDS PROPRE DANS LE CADRE DU VOUSOIR SUR PILE	210
FIGURE 78 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS SURCHARGE B_c DANS LE CADRE DU VOUSOIR SUR PILE	210
FIGURE 79 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS POIDS PROPRE DANS LE CADRE DU VOUSOIR A LA CLE	211
FIGURE 80 : DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS SURCHARGE B_c DANS LE CADRE DU VOUSOIR A LA CLE	211
FIGURE 81 : COUPE D'UN VOUSOIR SUR PILE AVEC LES CABLES DE CLOUAGE ET CALES PROVISOIRES	221
FIGURE 82: SITUATION TEMPORAIRE DE CONSTRUCTION A CONSIDERER	223
FIGURE 83: SITUATION ACCIDENTELLE A CONSIDERER	224
FIGURE 84: EFFORT DANS LES CABLES ET REACTIONS D'APPUI	226
FIGURE 85: BASCULEMENT DU FLEAU AVEC SURTENSION DES CABLES.....	226
FIGURE 86: DIMENSION EN PLAN D'UNE CALE ET DE SON BOSSAGE.....	229
FIGURE 87: APPAREIL D'APPUI	232
FIGURE 88 : REPARTITION DE LA SURCHARGE $A(L)$ SUR TOUTE LA LONGUEUR DE LA CHAUSSEE.....	239
FIGURE 89 : REPARTITION DE LA SURCHARGE DE TROTTOIR $A(L)$ SUR TOUTE LA LONGUEUR DU TABLIER.....	240
FIGURE 90 : MODELISATION POUR LE CALCUL DU CHEVETRE ET DE LA COLONNE	249
FIGURE 91 : POUSSEE ET CHARGE D'EXPLOITATION DU REMBLAI SUR LE MUR GARDE GREVE.....	260
FIGURE 92 : DISTRIBUTION DE LA SURCHARGE DE REMBLAI	262
FIGURE 93 : SCHEMA DE CALCUL POUR LE FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE	263
FIGURE 94: MUR EN RETOUR	264
FIGURE 95: SCHEMA DE CALCUL POUR LE FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR SOUS LES CHARGES VERTICALES ..	266
FIGURE 96 : SCHEMA DE CALCUL POUR LE FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR SOUS LES CHARGES HORIZONTALES	267
FIGURE 97 : SCHEMA DE CALCUL POUR LE FERRAILLAGE DU MUR DE FRONT.....	270

LISTE DES ABREVIATIONS

Ar	Ariary
ARM	Autorité Routière de Madagascar
BA	Béton Armé
BAEL	Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites
BDE	Bordereau de Détail Estimatif
BPEL	Béton Précontraint suivant la méthode des Etats Limites
BP	Béton Précontraint
BTP	Bâtiment et Travaux Publics
BV	Bassin Versant
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
CSB	Centre de Santé de Base
CSP	Centre de Sécurité Publique
DRCI	Délai de Récupération de Capital Investi
ECM	Emulsion Cationique à Rupture Moyenne
ECR	Emulsion Cationique à Rupture Rapide
EIE	Etude d'Impacts Environnementaux
ELS	Etats Limites de Service
ELU	Etats Limites Ultimes
EPP	Ecole Primaire Publique
ESPA	Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
FED	Fond d'Entretien pour le Développement
Fft	Forfaitaire
GCNT	Graves Concassées Non Traitées
HA	Haute Adhérence

Hj	Homme jour
HSP	Hauteur Sous Poutre
HTVA	Hors Taxe sur la Valeur Ajoutée
INSTAT	Institut National de la STATistique
IP	Indice de Profitabilité
LI	Ligne d’Influence
LNTPB	Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment
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
RNP6	Route Nationale Primaire n°6
SETRA	Service d’Etude Technique des Routes et Autoroutes
SSD	Service de Santé du District
TBR	Très Basse Relaxation
TRI	Taux de Rentabilité Interne
TTC	Toute Taxe Comprise
TVA	Taxe sur la Valeur Ajoutée
VAN	Valeur Actuelle Nette
VSP	Voussoir Sur Pile

NOTATIONS

Hydraulique :

C	Coefficient de débit
g	Accélération de pesanteur
h	Hauteur de l'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

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
σ_{bu}	Contrainte admissible pour l'état limite ultime de résistance du béton
γ_b	Coefficient de sécurité
$\overline{\sigma_{bc}}$	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
$\overline{\sigma_s}$	Contrainte admissible de l'acier
γ_s	Coefficient de sécurité

Notations minuscules :

a	Are
b	Largeur ou épaisseur d'une section
cm	Centimètre
d	Hauteur utile
e	Excentricité
h	Heure
g	Gramme
ha	Hectare
hab	Habitant
km	Kilomètre
km²	Kilomètre carré
l_f	Longueur de flambement
m	Mètre
m²	Mètre carré
m³	Mètre cube
mm	Millimètre
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
Kg	Kilogramme
MPa	Méga Pascal
M_u	Moment de flexion à l'ELU
M_s	Moment de flexion à l'ELS
T	Tonne
N	Effort normal

V Effort tranchant

Notations en lettres grecques :

Λ Elancement mécanique d'une pièce comprimée

ρ Masse volumique ou rapport de dimension

Δ Variation

Φ Diamètre

Σ Sommation

INTRODUCTION GENERALE

Le désenclavement des différentes régions de Madagascar est indispensable pour le développement durable du pays. En effet, développer c'est aussi communiquer, 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 Malgache s'engage à la réhabilitation de la Route Nationale Primaire numéro 6 ou RNP6 reliant Ambondromamy à Antsiranana.

Pendant l'étude du projet routier, quel que 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 RNP 6, elle traverse la rivière de Mahajamba à proximité du village de Manerinerina au PK 30 + 850. Ainsi l'objet du présent ouvrage est l'étude de la reconstruction du pont de Mahajamba.

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, géotechnique, 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 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 I : ETUDE SOCIO ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE ET ENVIRONNEMENT DU PROJET

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LE PROJET

A. QUELQUES REPERES SUR MADAGASCAR

Madagascar est un pays d'Afrique. C'est une île de l'océan Indien dont les caractéristiques sont les suivantes :

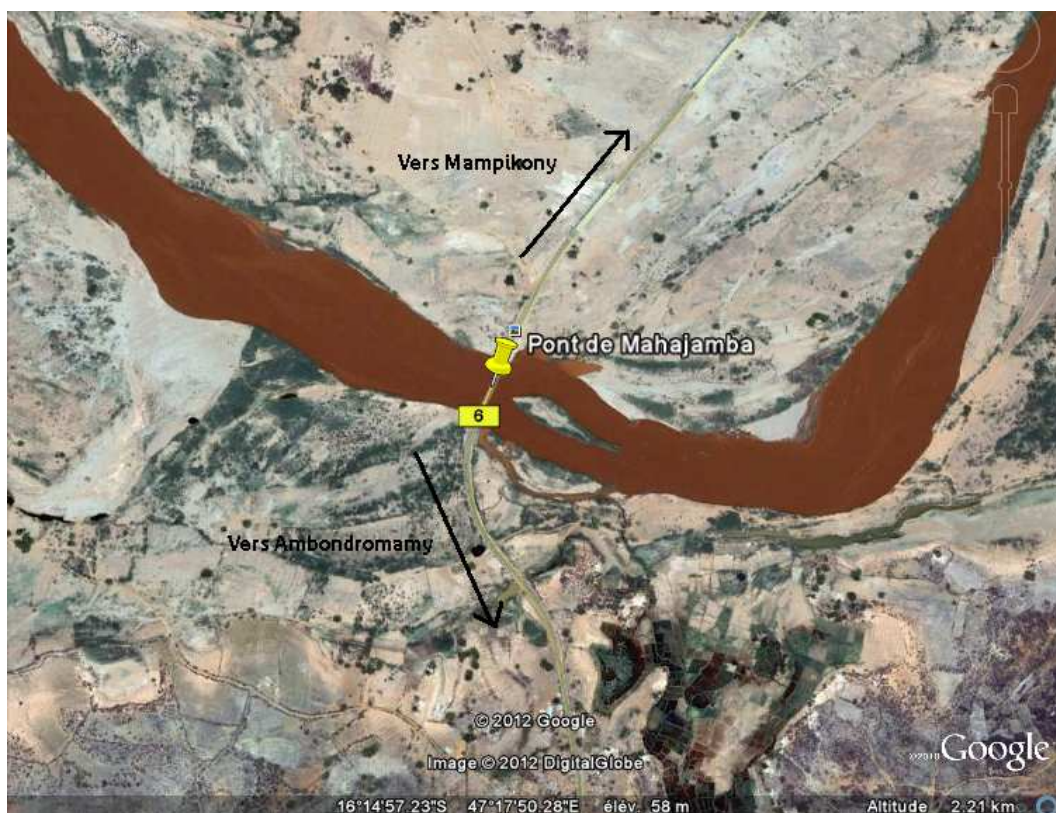
- Superficie : 587041 km² ;
- Longueur : 1500 km ;
- Largeur : 600 km ;
- Altitude maximale : 2879 m ;
- Climat : tropical avec une saison chaude et humide (Novembre à Avril) et une saison sèche et fraîche (Mai à Novembre) ;
- Capitale : Antananarivo (2 millions d'habitants) ;
- Population : 22 585 517 habitants (juillet 2011) ;
- Langues officielles : Malgache et Français.

B. CONTEXTES DU PROJET

Bien que les voies maritimes et aériennes desservent les diverses localités de la Grande Ile, les transports routiers occupent une place prépondérante dans la vie économique de Madagascar, compte tenues de ses spécificités : souplesse dans son utilisation et accessibilité aux publics.

C. LOCALISATION DU PROJET

Le projet est situé au PK 30 + 850 traversant la rivière de Mahajamba à proximité du village de Manerinerina sur la RN6 reliant Ambondromany à Antsiranana (figure 1).



Source : Google Earth

Figure 1 : Localisation du projet

D. DESCRIPTION DU PROJET

C'est une reconstruction du pont reliant les deux rives de la rivière de Mahajamba. Le nouveau pont sera à double voie de 210 m de longueur.

E. DESCRIPTION ET CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE EXISTANT

Le pont existant, désigné sur la figure 2, est un pont dalle à une seule voie de 150 m de portée, et de 3,50 m de large. L'ouvrage repose sur 6 piles intermédiaires. La conséquence du débordement des eaux et de variation du lit de la rivière Mahajamba a favorisé le déversement de la dernière rangée de pile intermédiaire, suite au déferlement de l'eau à ce niveau et l'emportement par les crues du remblai d'accès côté Mampikony.

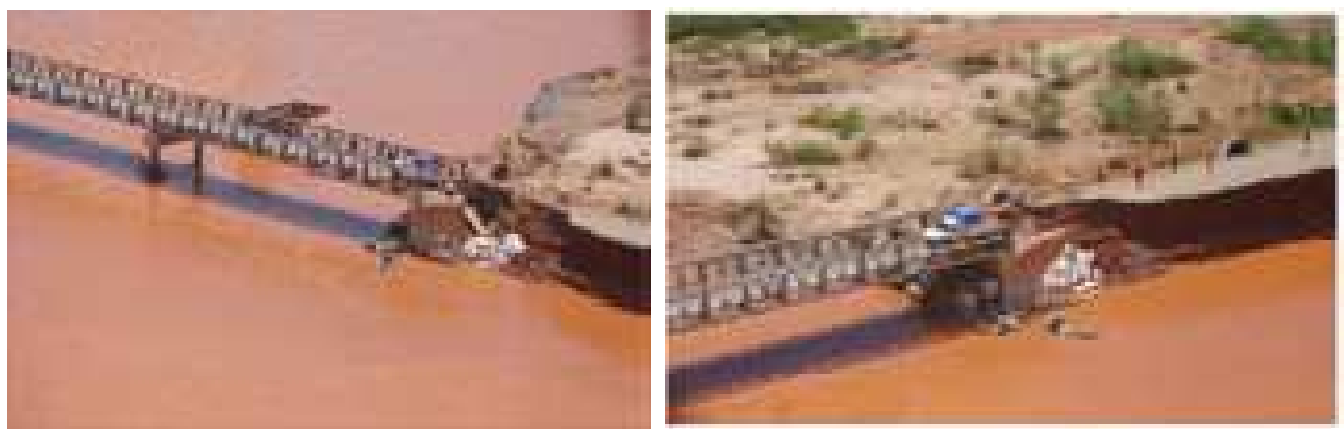


Figure 2: Photos aériennes de l'ancien pont

F. 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 suite de construction des infrastructures. En effet, le coût de la construction diminue avec le coût du transport pour accéder aux infrastructures sanitaires et scolaires les plus proches ;
- Réduction de l'insécurité par augmentation des zones de couverture des gendarmes et polices ;
- Augmentation des productions par leur facilité d'évacuation;
- Amélioration du tourisme ;
- Amélioration de l'exploitation des ressources naturelles.

CHAPITRE II : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE

A. DEFINITION

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

B. DELIMITATION DE LA ZONE D'INFLUENCE

D'après la localisation du projet, le pont se trouve sur la RNP6 reliant les villes d'Ambondromamy et d'Antsiranana en passant par la ville d'Antsohihy. De ce fait, les zones d'influences sont les régions Sofia et Diana.

C. REGION SOFIA

La Région Sofia se trouve sur la côte Nord-Ouest de Madagascar. Elle appartient à la province de Mahajanga. S'étendant entre 14° et 17° latitude Sud et 47° et 49° longitude Est, elle constitue un vaste territoire couvrant une superficie de 52 504 km² soit environ 8,5 % de la Grande île et 33,4 % de la province. Antsohihy, le chef-lieu de la Région, se trouve à 440 km environ de Mahajanga, sur la RNP6 qui va vers Antsiranana. Les caractéristiques de la Région sont :

- Chef-lieu : Antsohihy ;
- Province d'appartenance : Mahajanga ;
- Districts composants la Région : Antsohihy, Port-Bergé (Boriziny-Vaovao), Mandritsara, Analalava, Befandriana-Avaratra, Béalalana, Mampikony ;
- Superficie : 50 100 km² ;
- Estimation de la population (en 2004) : 940678 habitants ;
- Densité démographique : 18,8 habitants/km² ;
- Régions limitrophes : Diana, Sava, Analanjirofo, Alaotra-Mangoro, Betsiboka, Boeny.

I. Population et démographie

1. Effectif

La projection de recensement Général (RGPH) mentionne que la Région Sofia compte, en 2005, avec un taux de croissance moyenne de 2,8 %, aux environs de 985 000 habitants qui représentent 49,6 % de la population totale de la province de Mahajanga (2 085 000) habitants et classe la Région au 6^{ème} rang en termes de population.

La densité moyenne de la population est de 15,4 habitants au km². Cette population est inégalement répartie dans l'ensemble de la Région. La plus forte concentration se trouve à Antsohihy (capitale régionale) avec 21,2 habitants au km² et la plus faible se trouve à Analalava : 8,4 habitants au km².

2. Taux de natalité, de mortalité et d'accroissement naturel

Le taux de natalité de 3,9 % est inférieur à celui de la natalité nationale qui est de 4,5 % en 1990 (Enquête Dirasset) et de 4,33 % en 1992 (Enquête Nationale Démographique et Sanitaire).

Le taux de mortalité est de 0,6 % (la moyenne nationale est de 1,53 % en 1992). Il peut signifier simplement que les décès n'ont pas été déclarés aux agents du RGPH.

3. Composition et répartition

La Région Sofia est caractérisée par une population très jeune, car plus de 45 % de la population ont moins de 15 ans. Ce qui traduit une réelle expansion démographique qui est due essentiellement à la forte fécondité que connaît la zone. La charge familiale est assez pesante : 7 personnes par ménage en moyenne.

a. Population urbaine et rurale

Un déséquilibre spatial de population est observé entre l'Est et l'Ouest, l'Ouest littoral étant plus peuplé que l'Est. Le taux d'urbanisation, qui est de 9,15 %, est assez faible. En réalité, il n'y a pas de véritable ville. Seuls les chefs-lieux des Districts d'Antsohihy, de Mandritsara et de Befandriana présentent des taux d'urbanisation supérieurs à 10 %. Il est à noter que la seule activité florissante dans les villes est le commerce.

b. Composition ethnique

Sofia est une Région pluriethnique. Toutes les ethnies y sont présentées avec une forte domination des Tsimihety. Presque 70 % de la population sont constituées de Tsimihety, sauf à Analalava où la majorité des habitants est constituée plutôt par des pêcheurs Sakalava. Les originaires du Sud-Est et du Sud sont beaucoup plus nombreux dans les Districts producteurs de cultures industrielles tels que Mampikony et Port-Bergé.

Les gens venant des Hautes Terres, à part ceux qui s'occupent des petits commerces, préfèrent les zones de basses plaines favorables à la riziculture et aux cultures maraîchères. 25 % de la population de Bealanana sont formées de Sihanaka, de Merina et de Betsileo. La figure 3 qui suit montre la répartition ethnique de la population.

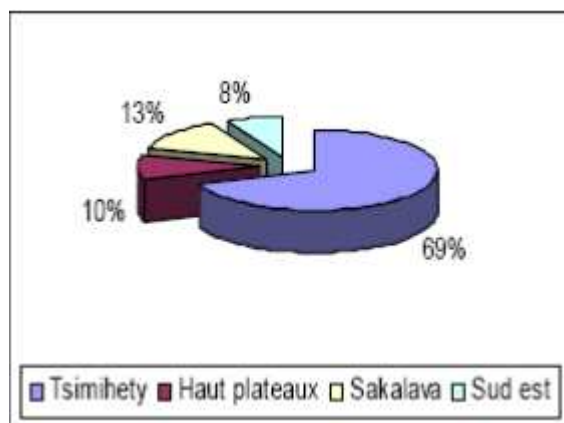


Figure 3: Répartition ethnique de la population

4. Les mouvements de peuplement

Depuis quelques décennies, il existe une migration définitive des Tsimihety en direction de l'Ouest, dans les Districts d'Antsohihy, de Port-Bergé et de Mampikony (plus de 70 %).

On signale une migration temporaire des jeunes pour les travailleurs saisonniers dans le Sud (dans les labandes). En ce qui concerne la migration à l'extérieur de la Région, Sofia est à la fois une zone de départ et une zone d'accueil de populations ethniquement très variées. Des migrants originaires des Hautes-Terres centrales (Betsileo - Merina - Sihanaka), du Sud-Est (Antaisaka – Antandroy) sont enregistrés dans les zones de cultures d'exportation. Il existe aussi des migrations des jeunes pour les ports de Mahajanga et pêcheries, dans les plaines de Marovoay et des Hautes Terres pour la Région Sava.

II. Services sociaux

1. Santé

Depuis 1993, la couverture sanitaire de la Région Sofia est assez faible. Elle n'est assurée qu'à 8 % pour les Fokontany et à 26 % pour les Communes. Mais depuis 2002, avec les efforts initiés par le Gouvernement, la situation commence à s'améliorer.

a. Infrastructure sanitaire

La répartition des Districts Sanitaires ainsi que celle des formations sanitaires ne coïncident pas obligatoirement à la division administrative des Districts.

En général, chaque Commune est dotée d'au moins un Centre Sanitaire de Base, chaque District d'un Centre Hospitalier de District niveau 1, c'est-à-dire, dépourvu d'antenne chirurgicale. L'ensemble de la Région compte 164 formations sanitaires publiques dont 90

CSB 1, 68 CSB2, 6 CHD 1. Selon les données de 2001, au total, 62 médecins et 276 paramédicaux, dont 47 sages-femmes assurent la couverture sanitaire dans toute la Région. La plus forte concentration se trouve à Antsohihy avec 14 médecins, suivi par Mandritsara avec 11 médecins dont 1 spécialiste.

Le tableau 1 ci-dessous indique la répartition des infrastructures publiques dans les Districts.

Tableau 1: Infrastructures sanitaires publiques

SSD Sous- préfecture	Nombre communes	CSF	CLC SF	PUBLIQUE				2000			
				CSB1	CSB2	CHD1	CHD2	F	NF	CHB1	CHB2
Antsohihy	11	0	1	11	9	1	0	19	2 CSB1	7	10
Analalava	11	0	0	14	10	1	0	20	5 CSB1	6	10
Bealalana	13	0	2	11	10	1	0	22	0	9	9
Befandriana	12	0	1	18	10	1	0	29	0	10	11
Mampikony	6	0	1	8	6	1	0	13	2 CSB1	4	5
Mandritsara	22	0	2	14	20	1	0	35	0	7	18
Port-Bergé	15	3	4	14	3	1	0	14	3 CSB1	9	8
Ensemble Région	90	3	11	90	68	7	0	152	12	52	71

Source: PRD Sofia

Légende :

CSF	Commune sans formation Sanitaire
CLCSF	Chef-lieu de Commune sans formation sanitaire
CSB 1	Centre de Santé de Base dirigé par un infirmier ou aide-sanitaire
CSB 2	Centre de santé de Base dirigé par un médecin
CHD 1	Centre Hospitalier de District sans antenne chirurgicale
CHD 2	Centre Hospitalier de District II avec antenne chirurgicale anciennement dénommé HMC (Hôpital Médico-Chirurgical)
F	Fonctionnel
NF	Non Fonctionnel

b. Infrastructure privée

Il existe un Centre Hospitalier de District privé financé par « Batiste Biblique » dont l'antenne chirurgicale se trouve à Mandritsara. 3 Centres de Santé de Base sont dirigés par un médecin à Mampikony (2) et à Bealanana (1) (SAF/FJKM). A Antsohihy, le seul dispensaire existant est tenu par les Sœurs.

La Région bénéficie d'aides importantes en matière d'infrastructures sanitaires. Tous les Districts y ont fait l'objet d'importants dons d'équipements par des bailleurs de fonds (notamment le FED), par les Indo-pakistanaïes (Association de DR KODJHA) et par des associations internationales, on peut citer :

- Un laboratoire d'analyse à Port-Bergé ;
- 2 modules de dentisterie à Antsohihy et Mampikony ;
- une dentisterie à Befandriana.

La répartition des infrastructures sanitaires privées dans les sous-préfectures est illustrée dans le tableau 2.

Tableau 2: Infrastructures sanitaires privées dans les sous-préfectures

SSD Sous-préfecture	Nombre communes	CSF	CLC SF	PRIVEES				F	NF
				CSB1	CSB2	CHD1	CHD2		
Antsohihy	11	0	1	1	0	1	0	0	
Analalava	11	0	0	2	0	1	0	2	
Bealanana	13	0	2	1	0	1	0	2	
Befandriana	12	0	1	1	0	1	0	1	
Mampikony	6	0	1	1	0	1	0	3	
Mandritsara	22	0	2	0	0	1	1	1	
Port-bergé	15	3	4	0	0	1	0	0	
Ensemble Région	90	3	11	6	0	7	1	9	0

Source: PRD Sofia

c. Personnel

La charge démographique moyenne par médecin est de 10 805 habitants en 2001. Ce ratio est inégal pour tous les Districts. Il atteint 17 732 habitants par médecin à Befandriana, 16 275 à Port-Bergé et 15 817 à Bealanana contre seulement 4 411 habitants par médecin à Antsohihy.

Pour la Région, on peut avancer 1 infirmier pour 4 033 habitants, 1 sage-femme pour 6 698 habitants et 1 aide-soignant pour 7 718 habitants.

Cette situation s'est fortement améliorée en 2003 avec la décision du Gouvernement d'embaucher de nouveaux médecins.

Le nombre de personnels soignants travaillant dans le secteur public et privé est respectivement décrit par les tableaux 3 et tableau 4 ci-après.

Tableau 3: Personnel soignant du secteur public dans les sous-préfectures

Sous-Préfectures	Médecins	Dentistes	Sage-femme	Infirmiers	Aides-soignants
Antsohihy	6	2	-	5	8
Analalava	-	-	-	2	3
Bealanana	-	-	-	-	-
Befandriana	1	-	-	-	-
Mampikony	1	-	-	-	-
Mandritsara	3	-	2	4	6
Port-Bergé	2	1	-	-	-
Ensemble Region	13	3	2	11	17

Source: Service des Informations Sanitaires pour la gestion MinSAN

Tableau 4: Personnel soignant du secteur privé

SSD/ Sous-préfecture	Médecins				Dentiste	Pharmacie	Infirmier	Sage-femme	Aide-soignante
	C.S	Généraliste	Cat VII	AM					
Antsohihy	0	14	0	3	0	0	23	13	15
Analalava	0	8	0	0	0	0	12	3	12
Bealalana	0	6	0	0	0	0	11	6	14
Befandriana	0	8	0	0	0	0	25	7	15
Mampikony	0	8	0	0	1	0	8	7	9
Mandritsara	1	10	0	0	2	0	32	6	16
Port-bergé	0	4	0	0	1	0	24	5	13
Ensemble région	1	58	0	3	4	0	135	47	94

Source : PRD Sofia

d. Eau potable

Le taux de disponibilité en eau potable devrait être de 8,8 % en milieu urbain et de 5,57 % en milieu rural (dans la Province de Mahajanga). Pour la Région Sofia, il est de 0,23 %.

En général, les chefs-lieux des Districts sont desservis par les installations d'eau potable gérées par la JIRAMA.

En milieu rural, les infrastructures d'approvisionnement en eau potable sont constituées par des adductions d'eau qui sont en majorité gravitaires, mais il existe également des adductions d'eau par pompage, des puits (avec ou sans pompe à main), et des forages. Le taux d'accès de la population à l'eau potable est de 5,5 %. Les autres points d'eau (sources, rivières, etc.) en milieu rural ne sont pas inventoriés.

e. Morbidité

Les trois principales causes de morbidité sont donc, pour l'ensemble de la Région le paludisme, l'infection respiratoire aigüe (IRA) et les maladies diarrhéiques. D'autres maladies endémiques sont également importantes dans la Région. Il s'agit de la tuberculose, de la bilharziose, de la lèpre et des Maladies Sexuellement Transmissibles (MST).

Certaines coutumes de la Région ont également un impact sur l'état sanitaire, plus particulièrement sur l'état nutritionnel de la population ; notamment les aliments tabous tels que le porc, les crevettes, les crabes, les anguilles.

2. Enseignement et éducation

a. Infrastructures

Depuis 1975, le pouvoir public a énormément investi dans le secteur éducation. Grâce aux efforts de la population, le nombre des établissements scolaires a triplé de 1975 à 1982. On note cependant que de 1982 à 1990, une dégradation flagrante du système éducatif a été enregistrée. Elle se traduit par des fermetures d'écoles, de mauvais résultats scolaires et par une baisse des effectifs des élèves. Depuis 2002, d'année en année, avec les efforts initiés par le Gouvernement (prise en charge des frais, distribution de kits scolaires, construction de nouvelles salles de classe et réhabilitation d'écoles), une hausse spectaculaire des effectifs et une réduction importante du taux de redoublement ont été enregistrées.

a.1. Enseignement public

Les infrastructures scolaires de la Région sont composées de 1 072 Écoles Primaires Publiques, 41 Collèges d'Enseignement Général et 7 lycées au niveau des chefs-lieux des Sous-préfectures. Malgré le bon engagement de la population pour les travaux collectifs de construction des bâtiments, 14 % du total des établissements sont fermés. Les plus hauts taux de fermeture se trouvent dans les Sous-préfectures d'Antsohihy (25 %), d'Analalava (21 %) et de Bealanana (20 %) tandis que les plus faibles taux de fermeture sont à Befandriana 4 % et à Port-Bergé 7 %.

a.2. Enseignement privé

Loin de satisfaire les demandes (surtout en qualité) en service d'enseignement, les infrastructures publiques sont renforcées par celles du secteur privé. En effet, on constate qu'aucun établissement privé n'est fermé, les infrastructures y sont mieux entretenues et sont mieux équipées en matériels didactiques et logistiques.

On enregistre 14 écoles primaires, 14 écoles secondaires du premier cycle et 7 écoles secondaires de second cycle.

Les besoins en infrastructures se font surtout ressentir dans les 2 Sous-préfectures d'Analalava et de Mampikony en matière d'enseignement niveau 3 (lycée).

b. Taux de scolarisation

Un taux de scolarisation élevé de plus de 80 % est constaté dans l'ensemble de la Région pour les enfants de moins de 10 ans. Au-delà de cet âge, une baisse significative du nombre d'enfants scolarisés est observée. Ceci confirme le désintéressement des parents en milieu rural vis-à-vis de l'enseignement. On constate l'augmentation en nombre d'enfants travaillant dans les champs.

c. Autres enseignements

On n'enregistre dans la Région qu'un Lycée Agricole, sous tutelle du Ministère de l'Agriculture à Mampikony, mais qui ne fonctionne plus actuellement et un collège agricole, fonctionnel il y a un an, sous tutelle d'une association locale (FFTS), financé par le FERT qui dispense des formations pour les agriculteurs sur les technologies modernes. Cependant, quelques écoles ménagères tenues par la Mission Catholique existent à Antsohihy, Analalava, Befandriana et Mandritsara.

3. Infrastructures socioculturelles

La Région Sofia est une des communautés où la croyance traditionnelle est encore fortement enracinée. La majorité de la population la pratique habituellement. Les Doany sont des lieux sacrés et très respectés par la population.

En matière de divertissements, l'une des cultures les plus prisées par les jeunes de la Région est le « moraingy » (boxe malagasy) et le « tolon'omby » (immobilisation de Zébu). Le moraingy se pratique en plein air, tandis que le « tolon'omby » dans des enceintes clôturées et aménagées à cet effet. Les 6 Districts, à part Antsohihy, possèdent chacun des salles de fête publiques ou « Tranompokonolona ». Le sport classique moderne est pratiqué partout dans la Région. Des CAPJ, Centre d'Animation pour les Jeunes, ont été construits. Un centre culturel de l'Alliance française est ouvert à Antsohihy. Les Vidéo Clubs et les locations de films vidéo sont très développés dans la Région, et même au niveau des Districts.

Ce n'est seulement qu'à Antsohihy qu'on peut surfer dans un Cybercafé. Les autres Régions n'ont pas d'accès téléphonique.

4. Services de sécurité

On peut dire sans trop s'avancer que le problème d'insécurité concerne surtout les zones rurales. On dénote ainsi un contraste entre la situation dans les villes et celle qui prévaut dans les campagnes. Par exemple, à une forte hausse de la criminalité dans les campagnes s'oppose une baisse notoire de la criminalité dans les villes en 2000.

Malgré les efforts déployés par la Gendarmerie Nationale, la sécurité dans les campagnes reste préoccupante.

Les vols de bœufs sont les principales causes d'insécurité. Ces vols sont fréquents dans la Région Sofia.

III. Secteurs économiques

1. Agriculture

La grande diversité de ses ressources naturelles, l'ampleur de l'étendue de ses plaines/baiboho et les avantages climatiques confèrent à la Région Sofia, de grandes potentialités agronomiques. Les filières privilégiées de ce secteur sont : le riz, les cultures maraîchères, les cultures industrielles.

a. Superficie cultivée

Les superficies cultivables, avec la méthode de production actuelle, d'après les données de la DRDR d'Antsohihy, ne représentent que 8,1 % de la superficie totale de la Région Sofia soit 424 483 ha dont 89 100 ha de tanety (1,70 %) et le reste en rizières. Jusqu'à présent, 36,6 %, soit 155 599 ha seulement des superficies cultivables sont effectivement mises en valeur, dont plus de 140 584 ha pour la culture vivrière. Le tableau 5 ci-contre illustre la répartition des superficies des cultures vivrières par spéculation.

Tableau 5: Répartition des superficies de cultures vivrières par spéculation

Districts	Surface vivrière [ha]	Surface riz [ha]	Surface manioc [ha]	Surface maïs [ha]	Patate douce [ha]	Surface haricot [ha]
Antsohihy	16 390	14 610	435	1 240	40	20
Analalava	13 325	12 450	670	140	80	0
Bealanana	19 105	14 320	1 300	2 730	140	910
Befandriana	28 030	23 910	1 065	2 410	100	270
Mampikony	12 980	11 380	560	875	60	50
Mandritsara	26 620	18 220	3 800	3 925	400	130
Port-Bergé	24 130	20 490	730	2 750	80	40
Ensemble région	140584	115380	8560	14070	900	1420

Source : PRD Sofia

Ainsi, les cultures vivrières occupent un maximum de 96,8 % à Port-Bergé et un minimum de 76 % à Mampikony où les cultures industrielles essentiellement du coton et du tabac sont assez importantes avec 24 % des superficies cultivées.

Dans tous les autres Districts, la prépondérance des cultures vivrières dépasse 90 %. Les cultures industrielles (coton, canne à sucre, arachides) viennent en deuxième position avec environ 7 % des superficies, et enfin les cultures de rente dont le café occupant 2,76 % des superficies cultivées.

La riziculture constitue de loin la principale spéculation de la Région avec en moyenne 82,1 % des superficies en cultures vivrières. Vient en deuxième position après le riz le maïs avec 10 % des superficies en moyenne dont notamment 14 % à Bealanana et Mandritsara, et 11 % à Port-Bergé. Dans les autres Districts, la maïziculture occupe moins de 10 % des superficies en cultures vivrières.

Le District de Mandritsara est une zone productrice de manioc avec 14 % des superficies cultivées en vivriers ; dans les autres Districts, cette spéculature n'occupe que moins de 5 %.

b. Cultures vivrières

b.1. Riz

Les potentialités rizicoles et l'importance de cette activité au niveau de la population offrent des conditions propices pour le développement de la riziculture dans la Région Sofia. La superficie de cette spéculature est de 115 590 ha en 2001 alors qu'elle était à 125 845 ha en 1995. Elle a subi une forte régression alors que la population augmente. En termes de rendement, une amélioration sensible a été sentie car la production s'est améliorée de 159 060 T à 308 350 T durant la même période.

On peut citer trois types de pratique appliquée par les paysans : la riziculture de bas-fonds et plaines, la riziculture de tanety et le riz de tavy.

La riziculture est essentiellement encore de type traditionnel. Cependant, la méthode plus moderne qui consiste à labourer la parcelle à la charrue, tend de plus en plus à être adoptée en corrélation avec la diminution relative du cheptel bovin. La mécanisation (ou l'utilisation de tracteur), est encore absente dans la Région, malgré sa pratique dans les régions limitrophes, à Ambatondrazaka et Alaotra Mangoro.

La riziculture de bas-fonds et des plaines est le système le plus répandu dans la Région et concerne environ 68 % des superficies. La riziculture de tanety n'est cependant pas négligeable, 25 % des superficies dans l'ensemble de la zone.

Le mode d'irrigation le plus répandu est le système pluvial. 95 % des superficies sont irriguées par des eaux de ruissellement, 5 % seulement des superficies bénéficient d'un système d'irrigation à partir de barrages de dérivation à Mandritsara (64 %). Par contre en riz de tanety, le labour attelé est le plus pratiqué, représentant 62 % des superficies dans l'ensemble de la région. Le semis direct n'est pratiqué que sur 25 % des superficies.

D'après l'étude de la filière riz par la FAO/PNUD, la consommation en riz par tête de la Région Nord-Ouest, traduit l'homogénéité des consommateurs ruraux, autour de 145 Kg par tête et par an. Le taux de transformation du paddy en riz serait en moyenne de 65 %.

La Région est fortement excédentaire. 61 % de la production sont destinés à l'autoconsommation. L'excédent, soit 39 %, rentre systématiquement dans le circuit de la commercialisation.

b.2. Autres cultures vivrières

La Région Sofia révèle une très forte prépondérance des activités vivrières assez diversifiées. Le manioc et le maïs sont associés à la riziculture.

- Le maïs occupe la deuxième place, en superficie, après le riz dans les cultures vivrières 14 070 ha dans l'ensemble de la région, la superficie cultivée en maïs représente 10 % des superficies en vivrières et 9 % de l'ensemble des superficies cultivées totales. La technique de culture appliquée reste toujours la méthode traditionnelle.

Il n'existe pas de programme spécifique d'appui à la production du maïs. Les thèmes vulgarisés, par le PNVA, concernent les variétés améliorées et la densité de semis.

Cette spéculatation occupe 81 % des exploitations agricoles. L'activité est plus développée que le manioc et la superficie moyenne au niveau des exploitations est de 9,7 a et le rendement reste assez bas moins de 1 T/ha.

Les superficies cultivées en maïs restent constantes. On n'enregistre aucune évolution spectaculaire en matière de superficie et de production.

- Le manioc, dominant largement les plantes à tubercules, en superficie et en production, rejoignent le riz dans la culture pluviale. La culture de manioc se fait suivant la méthode traditionnelle sur de petites superficies de 8 a en moyenne. En 1999, la production a connu une chute de 13 % par rapport aux années précédentes avec un rendement de 5,5 T/ha (contre 6 T/ha en 1998).

Le manioc tient la 3^{ème} place dans l'alimentation humaine dans la Région après le riz et le maïs et contribue jusqu'à 15 % dans la consommation de base de l'ensemble de la Région.

Le manioc est réservé essentiellement pour l'autoconsommation familiale de la région.

- Les haricots dont la culture se pratique essentiellement sur les baiboho en hauteur. C'est une activité marginale dans la Région, alors que c'est un des produits exportables. C'est essentiellement dans la Région de Bealanana, de Befandriana et de Mandritsara que cette activité est la plus développée. Aucun encadrement

spécial n'a été mené jusqu'à aujourd'hui sur cette spéculation, alors que la Région Sofia assure 64,8 % de la production de haricot du Faritany de Mahajanga et 63 % des superficies totales cultivées.

- La patate douce se cultive indifféremment en Asara ou en Jeby dans la Région. Les sols alluvionnaires des baiboho conviennent bien à cette culture. Elle est cultivée après le retrait des eaux d'inondation à mi-avril. Comme aliment d'appoint en période de soudure, la patate douce se trouve au 4^{ème} rang pour l'alimentation humaine après le maïs et le manioc.

c. Cultures de rente

Les cultures de rente de la Région occupent une place de choix, à l'échelle de la province de Mahajanga. Le café occupe une superficie de 3915 ha avec une production annuelle de 1 175 T. 93 % de la superficie de cette catégorie de culture sont cultivées en café, le reste occupées par les autres cultures de rente : poivre; girofle, vanille. Essentiellement pratiqué en culture traditionnelle, sans entretien, les plants trop âgés, le café reste une spéculation exclusive des petits paysans à faible rendement (300 Kg/ha). Tandis que le poivre, le girofle et la vanille sont classés comme des activités marginales pour les paysans de Sofia et n'occupent que 575 ha avec une production annuelle de 240 T. Les rendements restent très faibles : 0,55 T/ha pour le poivre, 0,33 T/ha pour le girofle et 0,30 T/ha pour la vanille.

d. Cultures industrielles

Les vastes étendues agro-pédologiques au niveau des Districts de Mampikony et de Port-Bergé ont fait l'objet de mises en valeur des cultures spéculatives concurrentielles, à savoir le coton et le tabac.

Notons que si la superficie moyenne des spéculations de coton tourne autour de 1,5 ha par exploitation, et que pour l'arachide elle est de 1 a par exploitation, pour le tabac elle n'est que de 24 a par exploitation.

2. *Elevage*

Favorisée par la vaste étendue de ses prairies, sa position topographique et son climat, la Région Sofia possède une vocation agro-pastorale importante où l'élevage bovin occupe une place prépondérante, dans l'économie agricole de la nation, voire même par rapport à d'autres Régions de Madagascar.

a. Elevage bovin

L'élevage bovin tient une place importante dans l'économie de la Région, mais son exploitation reste toujours au stade traditionnel. En général, on distingue trois systèmes d'élevage bovin dans la Région :

- l'élevage de type extensif, où les animaux sont en liberté totale ;
- le gardiennage : les bœufs sont conduits aux pâturages la journée et le bouvier les fait rentrer au parc le soir. Ce système est adopté pour lutter contre les vols de bétail ;
- le système de transhumance pendant la saison pluvieuse.

La Région Sofia possède de vastes étendues représentant des surfaces de pâturages importantes. Les pâturages recensés dans la Région sont :

- Mampikony : 165 000 ha ;
- Anahidrano, Antsohihy : 56 000 ha ;
- Mandritsara : 46 000 ha ;
- Antsohihy : 50 % de la superficie totale.

Mais la fréquence des feux de brousse diminue et dégrade les pâturages. Dans les zones non brûlées, l'alimentation est suffisante en utilisant les pâturages naturels.

Malgré les fortes potentialités de la Région, l'évolution du cheptel bovin est en nette régression sur l'ensemble de la Région ces deux dernières décennies malgré une légère reprise depuis quelques années. Cette situation résulte des conditions sanitaires du bétail qui périclitent au fil des années à cause des maladies graves difficilement maîtrisées : 30 à 40 % du cheptel sont décimés par la bilharziose et la fasciolose à l'échelle de la zone. La couverture sanitaire demeure médiocre avec un taux de vaccination de 42 %.

b. Elevage porcin

L'élevage porcin, avec un cheptel de 16 000 têtes pour l'ensemble de la Région en 1999, reste encore une activité marginale avec 2 porcs pour 100 habitants. Les coutumes et la tradition empêchent le développement de cette filière car la majorité de la population Tsimihety ou Sakalava s'interdit de toucher à cet animal : c'est « Fady ». Notons que le cheptel de la Région représente 33 % du cheptel total du Faritany de Mahajanga.

c. Aviculture

L'élevage de volaille demeure une activité traditionnelle familiale. L'ONG SAF/FJKM et quelques éleveurs commencent l'introduction des races pondeuses.

d. Apiculture

L'apiculture est une activité en plein essor dans la Région Sofia. Celle-ci possède une grande potentialité économique en apiculture et possède toute une gamme de plantes mellifères : Nenditra, Sitraka, Vahitsivory, Mokinazy dont la floraison se situe en Mars et Avril ; Danga, Pamba, Palissandre en Mai-Juin ; Manga, Rotra vers Décembre et Kininina pendant toute l'année.

La vulgarisation est prise en charge par le Centre de traitement des Produits Apicoles à Befandriana. Récemment, plus de 2 000 à 3 000 ruches améliorées ont été introduites auprès des apiculteurs traditionnels.

L'axe Antsohihy - Befandriana - Mandritsara est approprié pour le développement de cette filière. Un effort plus conséquent serait nécessaire pour la développer davantage.

3. Pêche

La Région Sofia, avec ses quelques 450 km de Côtes, ses plans d'eau intérieurs (rivières et lacs), recèle un riche potentiel en ressources halieutiques tant maritimes que continentales.

a. Pêche traditionnelle

Largement tributaire des ressources locales, cette activité mobilise près de 1 500 pêcheurs permanents dans toute la zone. Cette activité qui procure des revenus assez substantiels, approvisionne essentiellement les marchés locaux. Les poissons, traités par fumage, sont évacués principalement vers Antananarivo, notamment les " maimbokely " pour la fabrication de provende.

b. Pêche continentale

La pêche en eau douce occupe une place de choix dans le District de Port- Bergé qui assure les 35 % des produits. Avec Mampikony, ces deux Districts renferment près de 70 % des plans d'eau intérieurs permanents et fournissent environ 65 % de la production de poissons d'eau douce de toute la zone.

c. Pêche industrielle

Un des produits les plus prisés par le marché international, en provenance de cette région, constitue les crevettes, qu'elles soient sauvages ou non. La société « UNIMA », leader dans ce secteur, qui pêche aussi dans le canal de Mozambique, sur la rive de la Sofia, a une éclosérie de crevettes dans la Région d'Analalava. Les conditions climatiques classent cette Région Ouest de Madagascar parmi les zones les plus appropriées pour cette filière dans le monde. On peut citer entre autres : les encloséries de Mahajamba, de Majunga et de Morondava.

4. Foresterie

En termes de boisement, toute formation forestière confondue, la province de Mahajanga est couverte uniquement à 21 % de sa superficie, ce qui représente en chiffres absolus 3 143 000 ha dont près des trois quarts sont constituées de forêts denses sèches décidues de l'Ouest (IEFN, 1995). Malgré tout, ce tissu forestier est très riche en essences forestières dont la faune et la flore sont caractéristiques. L'approvisionnement en bois d'énergie de la Région provient à 99 % des forêts naturelles.

La superficie totale exploitée s'élève à 5 507 ha répartie entre les 7 Sous-Préfectures :

- Antsohihy : 945 ha ;
- Analalava : 1 620 ha ;
- Bealanana : 1 236 ha ;
- Befandriana : 425 ha ;
- Mampikony : 215 ha ;
- Mandritsara : 203 ha ;
- Port-Bergé : 863 ha.

Sur les 5 507 ha exploités, seulement 2 901 ha sont exploités légalement. Le reste constitue des exploitations illicites à cause de la procédure très compliquée et les redevances trop importantes (7 à 10 millions de Fmg pour 3 ans).

Cette situation entraîne une dégradation accélérée de couvertures forestières (2% par an).

IV. Autres secteurs économiques

1. Ressources minières

Sur le plan minier, la zone n'extrait pas encore ses ressources d'une manière rationnelle faute d'unité d'exploitation bien que des gîtes prometteurs soient reconnus. (agate, améthyste, béryl vert à Antsahabe, Andranomena, Ambatobe - Tsiningia).

2. Industrie et artisanat

Le secteur industriel n'est pas très développé dans la Région Sofia.

a. Agro-alimentaire

A part les 27 décortiqueries recensées et les 6 huileries artisanales de Bealanana, aucune usine de transformation agro-alimentaire n'existe dans la Région.

b. Culture industrielle

La Région Sofia possède une usine d'égrenage du coton de la HASYMA. Cette unité dispose de deux égreneuses de 158 et 108 scies produisant en moyenne 150 à 200 T par jour de fibres de coton et évacue sa production sur SOTEMA de Mahajanga, COTONA d'Antsirabe et SOMACOU d'Antananarivo.

A part cette unité, quelques sucreries artisanales existent dans la Région.

c. Artisanat

Quelques unités artisanales de menuiseries, briqueteries, forgerons, ont été recensées. La Région ne dispose pas de véritable usine de production.

D. REGION DIANA

Située au Nord de Madagascar, dans la Province d'Antsiranana, la Région Diana, s'étendant entre 11° et 13° de latitude Sud et 47° et 50° de longitude est un vaste territoire couvrant 20942 km² soit 3,6 % de l'ensemble de la Grande île. Elle est limitrophe de la Région Sava dans sa partie orientale et de celle de Sofia dans sa partie méridionale. Les caractéristiques de la Région sont :

- Chef-lieu : Diego I ;
- Province d'appartenance : Antsiranana ;
- Districts composants la Région : Antsiranana I, Antsiranana II, Ambilobe, Nosy-Be, Ambanja ;
- Superficie : 19226 km² ;

- Estimation de la population (en 2004) : 485800 habitants ;
- Densité démographique : 25,2 habitants/km² ;
- Régions limitrophes : Sofia, Sava.

I. Population et démographie

1. Effectif

Sa population est estimée environ à 680 000 habitants (densité moyenne : 30 hab/km²). Avec un taux d'accroissement de l'ordre de (2,4 %), l'évolution de la population régionale suit un rythme soutenu depuis quelques années.

2. Taux de natalité, de mortalité et d'accroissement naturel

Le nombre de naissance est plus important en milieu rural que dans les villes. Avec un taux de natalité de 2,9 %, il est inférieur au taux de natalité de Madagascar qui est de 4,33 % en 1992 (Enquête Nationale Démographique et Sanitaire).

Pour le taux de mortalité, il est de 0,6 %. Le nombre de décès est très important dans la Région, particulièrement dans les communes reculées qui sont dépourvues d'infrastructures sanitaires adéquates.

3. Composition et répartition

La Région connaît des problèmes de répartition spatiale de la population. Antsiranana I (2 401 hab/km²) et Nosy-Be (155 hab/km²) sont les Sous-Préfectures les plus peuplées. Elles comptent d'importantes populations urbaines. Cette disparité est accentuée par l'importance des activités socio-économiques au sein des deux Sous-préfectures.

a. Population urbaine et population rurale

Antsiranana I est la seule Sous-préfecture à vocation urbaine. Là, la majorité de la population vit des activités des secteurs secondaires et tertiaires. Ce qui n'est pas le cas pour Nosy – Be qui compte en son sein d'importante population agricole, de pêcheurs et d'exploitant forestier. La plupart des habitants pratiquent la location de chambres aux touristes, et des petits commerces et travaillent dans les usines ou dans les unités de distillation des huiles essentielles.

b. Composition ethnique

Faiblement peuplé, le Nord est la région où les migrants du reste de la Grande Ile et des Comores sont proportionnellement les plus nombreux.

Les autochtones Antakarana, d'origine Arabe, empreints de la région islamique, peuplent la montagne rocheuse de l'Ankarana. Ils occupent la région Nord de l'île qui s'étend d'Ambilobe au Cap d'Ambre. Les Sakalava de l'Ouest de Madagascar, conquérants des Antakarana, se sont mélangés aux autochtones. D'importantes communautés chinoises, françaises, yéménites, créoles, indiennes revendiquent aussi leur identité malgache.

Les principaux migrants sont : les Tsimihety, les Bestimisaraka, les Antandroy, les Antesaka, les Bestileo, les Bara, les Antanosy, les Sihanaka...

4. Les mouvements de peuplement

La migration à l'intérieur de la Région est importante, les potentialités agricoles et halieutiques présentes font celle-ci une zone de migration intense. En effet, la population de la Région Diana est en mobilité constante. Des flux de direction Est- Ouest, de l'intérieur vers la zone côtière (Ambilobe – Ambanja - Nosy Be) sont marqués par la pêche, la collecte de crevettes et d'autres produits de pêche et des marchés ambulants.

Pour la migration à partir de l'extérieur de la Région, elle est surtout causée par les potentialités de celle-ci en cultures de rente (plantes à parfum, cacao, café...), le manque de main d'œuvre dans les régions à cultures industrielles (canne à sucre), la richesse des ressources minières (or à Betsiaka - Labeka, saphir à Ambondromifehy) et la richesse de la Région en produits de pêche (crevettes, concombres de mer, poissons).

II. Services sociaux

1. Santé

En ce qui concerne la santé publique dans la Région, le paludisme demeure la première cause de mortalité. Parallèlement, le taux de prévalence du VIH SIDA ne cesse d'augmenter. Pour le District d'Antsiranana I, il est de l'ordre de 4 % (Source CTAV Antsiranana, Mai 2005). Les infections sexuellement transmissibles se chiffrent à 4,8 % par rapport au nombre de consultation totale.

a. Infrastructures sanitaires

En tenant compte de l'effectif total de la population, les infrastructures sont insuffisantes. Les centres de santé disposant de service de maternité sont au nombre de 106 dont 11 privés et 95 publics. 97 de ces centres s'occupent aussi de Planning Familial. Antsiranana, le chef-lieu de la Province est la seule ville dotée d'un Centre Hospitalier assez bien équipé. A Hell – Ville Nosy Be, il existe un hôpital médicochirurgical mais qui est en

dégradation faute d'entretien et d'équipements. En outre, le service informel de la santé est très développé dans la Région. Il est constitué par les « Renin-jaza » (matrones), les « Mpaneritery » (masseuses), les « Mpsikidy » et les « Mpitsabo » (tradipraticiens).

Le tableau 6 nous montre le nombre d'infrastructures publiques.

Tableau 6: Nombre des infrastructures publiques

District	CHR	CHD 2	CHD 1	CSB 2	CSB 1
Antsiranana I	1	1	0	3	2
Antsiranana II	0	0	0	10	14
Ambilobe	0	0	1	10	6
Ambanja	0	0	1	13	14
Nosy-Be	0	1	0	3	8
Diana	1	2	2	39	44

Source: PRD Diana

b. Infrastructures privées

A ces infrastructures publiques s'ajoutent celles des privés dont les confessionnels. Ils sont très actifs dans les travaux de vaccination et de distribution des médicaments dans les villages. Le nombre d'infrastructures privées est indiqué dans le tableau 7 ci-dessous.

Tableau 7: Nombre des infrastructures privées

District	CHD 2	CHD 1	CSB 2	CSB 1
Antsiranana I	1	-	5	1
Antsiranana II	-	-	-	1
Ambilobe	1	1	4	3
Ambanja	1	-	1	2
Nosy-Be	-	1	-	2
Diana	3	2	10	9

Source : PRD Diana

c. Personnel

La répartition du personnel soignant des services publics de santé est assez semblable à celle du reste du pays : concentration en villes et disparité en milieu rural. Pour les ratios

donnant le nombre de médecins par nombre d'habitants, nous avons pour chaque type de formation :

- Formation sanitaire : 1/6 929 ;
- CSB public : 1/11 093 ;
- CHD : 1/39 806 ;
- Type CSB : 1/7 899.

Le nombre des personnels soignant par catégorie dans le secteur publique et privé est respectivement donné par les tableaux 8 et 9.

Tableau 8: Répartition des personnels soignants par catégorie (publics)

Sous-Préfectures	Médecins	Dentistes	Sage-femme	Infirmiers	Aides-soignants
Antsiranana I	15	5	39	80	6
Antsiranana II	7	-	7	11	17
Ambilobe	6	1	9	11	7
Ambanja	13	1	10	15	17
Nosy-Be	9	0	6	22	5
Ensemble Région	50	7	70	139	52

Source : PRD Diana

Tableau 9: Répartition des personnels soignants par catégorie (privés)

Sous-Préfectures	Médecins	Dentistes	Sage-femme	Infirmiers	Aides-soignants
Antsiranana I	14	4	-	20	-
Antsiranana II	2	-	-	1	-
Ambilobe	6	1	9	32	4
Ambanja	6	1	-	21	12
Nosy-Be	13	-	1	20	16
Ensemble Région	41	7	10	94	32

Source : PRD Diana

d. Eau potable

En matière d'approvisionnement en eau potable, les 42 % des ménages de la Région utilisent encore l'eau du puits, 14 % l'eau de la pompe publique. Les Communes Rurales éloignées s'approvisionnent encore aux rivières, aux canaux d'irrigation et aux lacs (21 % des

ménages). En fait, le taux d'accès à l'eau courante est encore très faible : 9 % des ménages localisés surtout à Antsiranana I et à Nosy-Be.

e. Morbidité

Les principales causes de morbidité de la Région sont le paludisme grave et compliqué, les maladies diarrhéiques avec déshydratation et les infections des voies respiratoires. Les conditions climatiques rendent le problème des maladies plus difficile à traiter.

Ainsi, la plupart de vecteurs des maladies tropicales : moustiques, mouches, mollusques, y vivent toute l'année.

2. Enseignement et éducation

a. Infrastructures

C'est au niveau du système éducatif que se manifestent les grosses difficultés sociales. Le taux de scolarisation reste encore faible malgré une amorce d'augmentation ces dernières années. Le gel de recrutement du personnel enseignant se fait sentir partout. Les FRAM n'arrivent pas à supporter les salaires des instituteurs.

a.1. Enseignement public

La Région Diana compte une nette amélioration des établissements primaires et secondaires. Le nombre d'EPP, de CEG et de lycées connaît une augmentation considérable en 2002, soit au total 492 établissements. Les parents sont de plus en plus conscients de la valeur de l'enseignement et ce, malgré le taux relativement bas des réussites aux examens.

Néanmoins, le Ministère de l'Education de Base n'arrive plus à réhabiliter les écoles en milieu rural et le nombre des instituteurs est toujours insuffisant jusqu'à présent.

a.2. Enseignement privé

Les écoles privées tiennent un rôle considérable dans l'enseignement général. Il a été constaté que le nombre des établissements scolaires ne cesse d'augmenter, passant de 59 en 1999 à 104 en 2002, ce qui offre un grand recours en milieu rural notamment pour ce qui concerne les écoles primaires. Là, le taux de réussite aux examens est satisfaisant et la qualité de l'éducation est très appréciée.

Ceci s'explique par la rigueur qu'on applique au niveau des élèves et des enseignants en matière de discipline et de morale, la disposition des infrastructures éducatives suffisantes et améliorées et la motivation du personnel.

b. Taux de scolarisation

Les taux de scolarisation est très bas : sur près de 100 000 enfants entrant en classe primaire, 10 000 arrivent au niveau CEG, 3 000 au niveau lycée et 1 500 obtiennent leurs baccalauréats. Le taux est très marqué après la classe de 7^{ème} du fait principalement de l'inexistence de CEG de proximité et de leur capacité d'accueil. Au baccalauréat, on constate une baisse continue des élèves s'orientant vers les séries scientifiques et l'inexistence des candidats au baccalauréat agricole.

c. Autres enseignements

Deux établissements de haut niveau, membres de plusieurs réseaux internationaux dont l'Association Universitaire Francophone (AUF), sont présents à Antsiranana : l'Université Nord de Madagascar (UNM) et de l'Institut Supérieur de Technologie (IST). Citons enfin les lycées professionnels dont le lycée agricole EASTA-PRO d'Ambanja.

3. Infrastructures socioculturelles

Chaque Sous-Préfecture est dotée d'un Centre d'Appui pour la Promotion des Jeunes (CAPJ) et d'un Service de la Culture et de la Promotion Artistique (SCPA).

Dans le cadre du domaine culturel, l'île de Nosy-Be abrite depuis cinq ans le Grand Festival annuel de l'Océan Indien appelé « DONIA », un des plus importants festivals de la Région regroupant plusieurs formations musicales venues des quatre coins de l'Océan Indien. Cette manifestation a profité pleinement du soutien de nombreux mécènes dont la Communauté européenne.

En sport, douze ligues sont présentes à Antsiranana. Au niveau national, les équipes de la Région participent aux compétitions de haut niveau et en sortent souvent victorieuses. Ce qui traduit l'existence de jeunes talentueux. Les sports traditionnels comme le « Morengy », le « Tolon'omby », le « Kidramadrama » sont aussi pratiqués mais encore mal structurés et réglementés.

4. Services de sécurité

Concernant la sécurité publique dans la Région, elle est assurée par la Direction Provinciale de la Sécurité Publique qui s'occupe de différents domaines : les renseignements

généraux, la sécurité publique et la police judiciaire. Il existe aussi les différents corps de l'Armée et de la Gendarmerie. Chaque District est doté d'un poste de Commissariat de Police. A Nosy-Be, il s'agit d'un Service de Sécurité Publique.

Les effectifs humains sont largement insuffisants : le ratio est de 1 policier pour 2250 habitants et 1 gendarme pour 3000 habitants.

III. Secteurs économiques

1. Agriculture

Pour Nosy-Be, les rivières sont surtout utilisées pour l'irrigation de la culture des cannes à sucre de la société SIRAMA (rivières de Dzamandzar, Ambaribongo, Ambalamanga, Antsahahely), l'extraction d'huile essentielle de la distillerie (rivières de Djabala) et l'approvisionnement en eau de certaines localités (source de Lokobe).

a. Superficie cultivée

Sur 1 322 639 ha de terres cultivables, seules les 112 490 ha (1999) sont cultivées (cultures vivrières, cultures de rente, cultures industrielles) soit 8,5 % de la superficie cultivable. Le reste de 1 210 149 ha non exploité constitue un potentiel de la région. Parmi ces terres disponibles, 40 % sont faciles à exploiter et 60 % ont subi une dégradation due aux feux de brousse et à l'érosion.

Cinq zones se partagent l'espace agricole de Diana : Antsiranana, Anivorano Nord, Ambilobe, Ambanja, Nosy-Be. Elles se caractérisent par des conditions physiques et pédologiques spécialement favorables aux différents types de cultures ou spéculations.

b. Les cultures vivrières

b.1. Riz

Le riz prend une place importante, sinon primordiale. En effet, aliment de base de la population, la riziculture mobilise une surface totale de 65 920 ha en 2001 dans la Région Diana soit 81,4 % des spéculations vivrières.

La population pratique 2 types de rizicultures :

- Riz irrigué, pratiqué suivant deux méthodes : le semis direct et le repiquage. Le premier se fait sur les plaines, les flancs rocaillieux ; tandis que le second s'effectue sur les rizières avec ou sans diguettes, les rizières sur marais, et les rizières semis-pluviales ;

- Riz pluvial, pratiqué suivant trois méthodes à savoir semis à la volée, semis au semoir, semis en poquets.

Le problème d'eau constitue l'un des problèmes majeurs pour la culture du riz. Le calendrier se trouve décalé, la quantité de pluies se trouve insuffisante, pour boucler le cycle de la culture.

Dans la Région Diana, le niveau de consommation en riz par habitant par jour est environ de 360 g/j de riz blanc, soit 131 Kg/an/habitant.

b.2. Autres cultures vivrières

La Région Diana sert comme de cultures d'appoint le reste des cultures vivrières (manioc, maïs, patate,...).

- Le manioc se limite à la culture de case, sauf dans les zones d'Ambilobe et d'Ambanja où l'on rencontre respectivement quelques 2 500 et 1300 ha. Cette culture se heurte à différents problèmes comme le problème de matériels agricoles, de déficience hydrique, de vol sur pied et d'inexistence de vrai collecteur.
- Le maïs est associé au manioc et riz, mais sur des petites surfaces. Il est cultivé de début Décembre à la fin du mois de Mai pour les sols non irrigués. Sa mode de culture se fait en ligne sur une distance de 1 m × 1 m à deux graines, ou 1,20 m × 1,20 m à trois graines, mais l'adoption de densité de 80 cm × 40 cm ou 70 cm × 40 cm est encore en minorité. Le rendement du maïs est limité de 0,8 T à 5 T/ha au niveau paysan par l'attaque de l'hétéronychus et la présence de striga.
- Les haricots réagissent de manière spécifique aux conditions locales de température, la culture se fait à la fin de la saison des pluies. Dans la région nord, la culture est plus facile dans les zones riches avoisinant la Montagne d'Ambre (Antsalaka, Joffre-Ville, Anivorano, Ambahivahibe) et aussi dans les zones irrigables. Cependant, on note une absence de semences sélectionnées et l'attaque des anguillules se fait nettement sentir.
- La patate douce est un aliment d'appoint pour certaine région du Nord. Elle est cultivée pour ses tubercules et ses feuilles. Cependant, sa culture est entravée par plusieurs facteurs dont la déficience hydrique dans la région, l'insuffisance des lianes pour la saison, l'attaque des insectes terricoles et l'insuffisance de matériels agricoles pour l'extension.

c. Cultures de rente

Pour les cultures de rente, cultivées sur près de 37 000 ha (ou 33 % du total des superficies), il faut signaler l'importance du café, pratiqué sur 14765 ha avec une production de 4 455 T et un rendement de 0,30 T/ha. Quant au cacao, dont les plantations occupent 4 615 ha presque exclusivement à Ambanja, il fournit une production de 4 285 T de fruits, actuellement reconnu comme la meilleure qualité mondiale.

d. Les cultures industrielles

Les principales cultures industrielles dans la Région Diana sont la canne à sucre, l'arachide, le coton.

La canne à sucre occupe une superficie équivalente à 14 235 ha et pourrait dégager une production de près de 600 000 T de canne à sucre. La canne à sucre est cultivée pour ses tiges qui contiennent un jus sucré dont on tire le sucre. Elle peut être consommée directement comme canne de bouche. Suivant les procédés et techniques traditionnels, on peut avoir de « betsabetsa » et du « toaka gasy ».

L'arachide, dans les années 1970 à 1980, a connu une expansion très marquée avec une production annuelle allant de 4000 à 6000 T pour régresser ensuite à 800 T dans les années 1990.

En ce qui concerne la culture du coton, elle est pratiquée dans les baiboho de la Mahavavy et de la Mananjeba. Une évolution lente des superficies cultivées donne des rendements en dents de scie. L'existence de l'HASYMA qui assure encore l'encadrement (les prestations de service en amont et en aval) maintient encore la culture dans cette Région.

2. *Elevage*

L'élevage représente au niveau de la Région Diana un secteur d'activité de production indissociable du mode de vie en milieu rural. Les régions vouées à l'élevage (traditionnel et artisanal) se trouvent dans la Sous-Préfecture d'Antsiranana Ouest, particulièrement dans l'extrême Nord de l'île, à Bobasakoa et dans la Sous-préfecture d'Ambilobe.

a. Elevage bovin

L'élevage bovin représente un véritable potentiel de production avec un cheptel de plus de 300 000 têtes. Or la consommation de viande est évaluée à 25,6 Kg/personne/an ce qui représente une demande annuelle de 3 282 051 Kg pour la Région ou 16 420 têtes. Le

système d'élevage bovin de la Région se divise en deux dont l'élevage de type extensif, où les animaux sont en liberté totale et l'élevage de type intensif.

L'élevage de bovin dans la Sous-préfecture d'Ambanja (Zone basse Mahavavy) est de type familial où il est souvent associé à l'agriculture rizicole et/ou à la pêche traditionnelle dans les régions côtières. Dans ce type d'exploitation, le zébu est utilisé uniquement comme animal de trait (charrue, charrette) et très peu comme animal d'abattage.

b. Elevage porcin

L'élevage de porc est familial et relativement dissimulé. Il représente 30,5 % de l'élevage bovin en nombre de têtes. Une proportion importante de la population qui pratique la religion islamique ou soumise à un tabou traditionnel en ne mangeant pas de viande de porc (« fady »).

c. Aviculture

Malgré une fluctuation de la production de volailles dans la CIREL d'Antsiranana de 1998 à 2002, une évolution notable occasionne une amélioration des revenus des paysans éleveurs. L'augmentation de revenus des éleveurs est justifiée par la diminution de 25 % du taux de mortalité et l'augmentation de 17 % du taux de ponte. Les cotisations des éleveurs permettent d'organiser le transport des œufs vendus à Antsiranana, l'acheminement de la provende et le paiement des déplacements du vétérinaire privé pour ses interventions.

d. Apiculture

La récolte du miel est une activité fortement pratiquée dans la Région, d'où l'amélioration de l'apiculture par la vulgarisation des nouvelles techniques auprès des paysans apiculteurs. On fait la démonstration de l'utilisation des moyens modernes de production tels que les ruches modernes, les équipements appropriés pour la récolte et l'épuration du miel. Le manuel apicole est diffusé auprès des paysans. La culture de plantes mellifères est encouragée.

3. Pêche

Au niveau de la pêche, apparaît un potentiel considérable dont on peut mesurer l'ampleur, soit au nombre de pêcheurs traditionnels soit à la production de la pêche artisanale, soit encore à la réalisation du secteur industriel : Pêcherie de Nosy-Be, Les Gambas de l'Ankarana et l'activité thonière d'Antsiranana.

a. Pêche traditionnelle

Pratiquée par les Sous-préfectures de Nosy-Be et d'Antsiranana, la pêche traditionnelle se fait à l'aide de moyens très simples auxquels les pêcheurs sont habitués depuis des générations (lignes, filets, ramassage). Elle cible des ressources immédiatement disponibles et d'une accessibilité facile (les embarcations ne s'éloignent jamais à plus d'un kilomètre des côtes). Ce type de pêche ravitaille en priorité les consommateurs locaux en poissons frais et transforme sur place (séchage) les excédents. Les produits couramment pêchés sont les poissons, les crevettes, les langoustes, les fruits de mer et les crabes.

b. Pêche continentale

Il s'agit notamment de la pêche lacustre qui se pratique, pour la plupart de cas de façon traditionnelle ou artisanale.

c. Pêche industrielle

Elle concerne essentiellement deux produits : les crevettes à Nosy-Be et le thon à Antsiranana (conserverie et transbordement des thons capturés dans la Zone Economique Exclusive malgache d'Antsiranana).

Pour la pêche thonière, les bateaux de pêche étrangers exploitent les eaux malgaches dans le cadre des accords passés par le Ministère Malgache chargé des pêches avec un État, un groupe d'États (Union Européenne) un armateur ou un groupe d'armateurs. La pêche étrangère vise essentiellement les thons de surface et de profondeur (senneurs et palangriers) et, dans un degré moindre, les poissons nobles de fonds (palangriers, ligneurs et chalutiers). Les statistiques de production de ces bateaux étrangers sont très fragmentaires et souvent non communiquées aux autorités malgaches. Même les captures déclarées des thoniers européens (autour de 10 000 T), sur lesquelles sont basées une partie des redevances, sont largement inférieures à la réalité.

Concernant la pêche crevettière, les Pêcheries de Nosy-Be (PNB) sont spécialisées dans la pêche à la crevette. Créées vers l'année 1970, la société dispose d'une quinzaine de chalutiers équipés en froid et d'installations de conditionnement et de transformation à terre pour les produits destinés à l'exportation. Les produits à la sortie de l'usine sont conditionnés sous diverses formes de préparation et prêts à la vente en détail dans les pays de destination. Le premier responsable des PNB a constaté qu'il y a une baisse de capture ces dernières années. Une situation que les scientifiques attribuent à une dégradation de l'environnement.

4. Foresterie

Les principales caractéristiques de production de quelques formations forestières de la Région sont les suivantes :

- Les forêts denses humides sempervirentes de basse altitude du Sambirano présentent en moyenne 1400 tiges/ha, correspondant à une surface terrière moyenne de 45 m²/ha et à un volume moyen de 310 m³/ha, toutes espèces et catégories confondues. Le diamètre d'essences à bois d'intérêt commercial de dimensions exploitables est de 40 cm et plus ;
- Les forêts denses sèches décidues de l'Ouest présentent en moyenne quelques 900 tiges/ha correspondant à une surface terrière moyenne de 20 m²/ha et à un volume moyen de 80 m³/ha toutes espèces et catégories confondues. Le diamètre d'essence à bois d'intérêt commercial de dimensions exploitables est de 20 cm et plus.

Actuellement, La Région Diana connaît de sérieux problèmes sur la dégradation de l'environnement. Cette dégradation est due notamment par l'exploitation de manière destructive et souvent illicite des forêts naturelles et des aires reboisées pour la production de bois d'œuvre et de bois d'énergie, des pratiques culturelles itinérantes qui ont recours au défrichement des forêts naturelles et l'abondance des feux de brousse qui a freiné la régénération naturelle des forêts détruites.

IV. Autres secteurs économiques

1. Ressources minières

Par la potentialité de ses ressources minières, et avec 27 permis et 86 carrés, il est difficile de savoir la quantité exacte de pierres précieuses sorties de la Région (quantité et destination). La plupart des permissionnaires n'ont pas des matériels adéquats pour l'exploitation. La réserve spéciale de l'Ankarana (protégée par le WWF), qui renferme du saphir pur, a été envahie par des mineurs. Des dégâts inestimables y ont été constatés. Il y a trop d'exploitants illégaux allant jusqu'à des milliers.

2. Industrie et artisanat

Le taux d'industrialisation de la Région d'Antsiranana Ouest est encore loin d'être satisfaisant pour lui permettre de décoller. Certes des grandes unités y sont installées mais elles sont handicapées par un certain nombre de problèmes, entre autres le mauvais état des

voies de desserte, le coût élevé des matières premières, la non qualification de la main d'œuvre ou encore le flou qui réside dans les règles du jeu économique.

a. Industrie

Le tissu industriel qui caractérise le secteur secondaire de cette Région est dominé par de grosses unités agro-industrielles comme la LGA, la PFOI, les PNB, la CSM, MAHAMODO Makamba, MADASURGEL,... à vocation principalement exportatrice. D'autres industries de transformation, situées dans certains Districts comme STAR, SIRAMA, BIOLAND, CNIA, n'ont pas encore permis d'obtenir un effet d'entraînement suffisant pour faire décoller l'économie régionale. La SECREN, la JIRAMA, la CMDM ... constituent les industries lourdes de la Région. Cependant, il faut souligner leur l'extraversion fondamentale et la grande dépendance industrielle et commerciale par rapport à la capitale nationale qui caractérisent encore ce secteur. Ce qui a fait jouer à cette Région de l'Ile depuis la colonisation à nos jours, le rôle de “ zone de ponction ” au service de l'économie nationale.

b. Artisanat

A Antsiranana, la Direction Inter Régionale de l'Industrie et de l'Artisanat a entrepris de regrouper les artisans en filières. Chaque filière élit son représentant, qui siège au sein du Conseil Régional de l'Artisanat (CRA).

CHAPITRE III : ETUDE DU TRAFIC

A. OBJECTIFS

L'étude du trafic a pour objet d'estimer le nombre total de véhicules par jour des années futures durant la durée de vie de l'ouvrage. En général, l'étude du trafic permet de prévoir le type d'ouvrage à réaliser et de dimensionner le nombre de voies de l'ouvrage pour qu'il puisse supporter les charges du trafic.

B. METHODE DE COMPTAGE

Il existe deux types de comptage : comptage manuel et comptage automatique.

I. Comptage manuel

C'est la méthode la plus utilisée à Madagascar. Elle exige beaucoup de mains d'œuvre spécialisées pour obtenir des résultats fiables.

II. Comptage automatique

Cette méthode s'effectue avec des appareils comme le compteur électronique à tuyau traversant la route. Cet appareil peut fonctionner pendant une longue durée, mais son emploi nécessite une couche de roulement revêtue.

C. CLASSIFICATION DES VEHICULES

La classification des véhicules varie suivant le type de comptage.

I. Classification selon le comptage manuel

Selon le Ministère des Travaux Publics et de la météorologie, il existe six catégories de véhicules (tableau 10).

Tableau 10: Catégories de véhicules

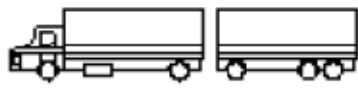
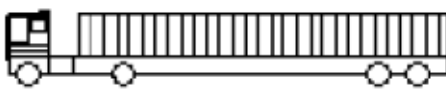
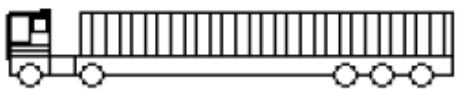
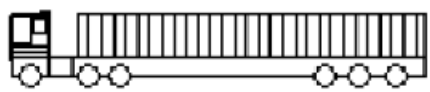
Catégories	Types
A	Voitures particulières
B	Transport en commun : familiales, bâchés, minibus, fourgonnettes avec PTC < 3,5 T
C	Camion et autocar de PTC entre 3,5 et 10 T
D	Camion et autocar de PTC entre 10 T et 16 T (un essieu sans remorque)
E	Camion : PTC supérieur à 16 T (sans remorque à double essieux arrière)
F	Poids lourds avec remorque, trains doubles et articulés

Source : MTPM

II. Classification selon le comptage automatique

Les véhicules sont classés en douze catégories suivant leur poids et leur type d'essieu. Le tableau 11 illustre cette classification.

Tableau 11: Classification des véhicules selon le comptage automatique

	CODE	CLASSE	DESCRIPTION	SILHOUETTES
VEHICULE LEGER	VL	1	Voiture légère, minibus, véhicule 4×4, bâchés, pickup, fourgonnette	
POIDS LOURDS	C2	2	Camion à 2 essieux simple, autocar, bus	
	C3	3	Camion à 3 essieux (1 essieux simple + 1 essieux tandem)	
	R22	4	2 essieux simples + remorque (2 essieux simples)	
	R23	5	2 essieux simples + remorque (1 essieu simple + 1 essieux 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 tridem	
	ART32	11	(1 essieu simple + 1 essieu tandem) + 1 essieu tandem	
	ART33	12	(1 essieu simple + tandem) + 1 tridem	

Source : ARM

D. PREVISION DU TRAFIC

I. Résultat du comptage routier

Les résultats que nous allons montrer sur le tableau 12 ici-bas sont des résultats de comptage automatique en 24 h effectués dans l'année 2010 sur la RNP6 du PK 25 + 400 au PK 91 + 500.

Tableau 12: Résultats de comptage automatique du PK 25+400 au PK 91+500

CLASSE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	TOTAL
CODE	VL	C2	C3	R22	R23	R32	R33	ART21	ART22	ART23	ART32	ART33	
RESULTATS	377	68	6	2	0	0	0	0	6	5	1	2	467

Source : ARM année 2010

Dans le calcul de prévision du trafic, on doit utiliser le TMJP (Totale Moyenne Journalière Pondérée) mais on n'a pas le coefficient de pondération correspondant aux catégories des véhicules utilisés pour ce comptage. Alors, nous utilisons le TMJ (Totale Moyenne Journalière).

II. Estimation du trafic

On peut estimer l'évolution du trafic suivant ces deux méthodes :

- Méthode statistique ;
- Méthode de croissance exponentielle.

1. Méthode statistique

Cette méthode consiste à établir une fonction $y(t)$ où y est le nombre de véhicules en temps t envisagé. L'expression de cette fonction dépend du coefficient de corrélation $\rho(y,t)$ qui a 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 $\overline{\log y} = \frac{\sum \log y_i}{N}$

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

2. 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 le MTPM ;

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

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau 13 qui suit.

Tableau 13: Prévision du trafic

ANNEES	2015	2020	2025	2030	2035
TRAFFIC [véhicules/jour]	655	919	1288	1807	2535

E. CONCLUSION

L'étude socio-économique des deux zones d'influences nous a permis de savoir que la construction d'un pont sur la RNP6 accorde à la Région Sofia de faire sortir et de circuler les récoltes ; pour la Région Diana, de développer le tourisme par l'existence de l'île de Nosy-Be, qui est l'un des plus grands sites touristiques du pays.

D'après la prévision du trafic et la portée du pont de 210 m, la conception sera en deux voies de circulation pour que l'ouvrage puisse recevoir sans difficulté le trafic prévu.

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

PARTIE II : ETUDES PRELIMINAIRES

CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE

Dans sa définition la plus large, l'hydrologie est la science qui traite l'étude de l'écoulement des eaux superficielles. Un des éléments fondamentaux, influant généralement de façon directe une structure du type pont, est le débit liquide que l'ouvrage projeté aura à faire transiter au site de l'étude.

Le but de l'étude hydrologique est par conséquent de déterminer le débit maximal de crue que l'ouvrage doit évacuer et qui est nécessaire pour le calcul de l'infrastructure pont.

A. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Un bassin versant est une portion de territoire délimitée par des lignes de crête, dont les eaux alimentent un exutoire commun : cours d'eau, lac, mer, océan, etc. Un bassin versant fonctionne comme un collecteur chargé de recueillir les pluies et les transforme en exutoire. Les caractéristiques topographique et géologique du bassin ont une influence essentielle sur son comportement hydrologique.

Un bassin versant est caractérisé par la longueur de son Thalweg L_{thalw} , sa surface S , son périmètre P , sa dénivelée ΔH , sa longueur L , sa largeur l , sa pente I , et son coefficient de Gravelius K .

Pour ce projet, la Mahajamba prend naissance sur les Hauts-Plateaux de l'Anjafy (1 500 m d'altitude). Elle draine ensuite, sur environ 200 km, une zone de plateaux entre 700 m et 300 m d'altitude, délimitée par le Tampoketsa de Beveromay au Nord et celui du Kamoro au Sud. Elle traverse ensuite le rebord du socle cristallin, avec un profil plongeant, pour entrer dans une dépression, qui correspond à l'affleurement des terrains tendres de l'Isalo et des argiles et marnes du Jurassique supérieur. Cette dépression, qui s'étend sur une trentaine de kilomètres, est dominée au Nord-Ouest par le plateau gréseux et basaltique de l'Ankarafantsika. Le passage de la RNP6 se situe au niveau de cette dépression de type périphérique. Les données morphologiques du bassin versant sont désignées dans le tableau 14.

Tableau 14: Données du Bassin Versant

DESIGNATIONS	UNITES	VALEURS
Superficie (S)	km ²	10480
Périmètre (P)	km	717
Dénivelé (ΔH)	m	1100
Longueur (L)	km	315
Pente (I)	m/km	3,5
Coefficient de Gravelius (K)		1,96

Source : SOMEAH

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 évacuée par l'ouvrage sans causer de dommage à son ensemble. Il est déterminé par la formule classique de Louis DURET, correspondant au grand bassin versant de superficie supérieure à 10 km².

La méthode de DURET est une méthode globale qui permet d'évaluer le débit de crue maximal d'un cours d'eau, pour une fréquence donnée, en fonction des caractéristiques morphologiques du bassin versant drainé et de la précipitation journalière de même fréquence tombant sur ce bassin. Cette méthode a été établie dans les années 1970 pour répondre à un besoin d'outil pratique de détermination des crues des rivières malgaches, compte tenu de la grande insuffisance en données historiques. Elle est basée sur une relation globale de la forme :

$$Q(T) = KS^\alpha I^{0.32} H(24, T) (1 - 36/H(24, T))^2$$

Avec : Q(T) : débit maximale de période de retour T en [m³/s] ;

I : pente moyenne du bassin versant en [m/Km] ;

S : superficie du bassin versant en [Km²] ;

H (24, T) : précipitation journalière de même période de retour T en [mm] ;

α et K : fonctions de S et de H (K = 0,025 et α = 0,8 pour S ≥ 150 km²).

Les données de distribution des pluies journalières maximales figurent parmi les principales données d'entrée de cette méthode. Les données utilisées dans le cadre de cette étude sont obtenues par analyse statistique des pluies maximales de 24 h de la région de Mampikony entre 1932 et 2007 indiquées dans le tableau 15.

Tableau 15: Pluies maximales de 24h (mm) - Région de Mampikony

Période de retour (ans)			
10	25	50	100
153	180	201	221

Source : SOMEAH

Après application numérique, les résultats de l'estimation du débit de crue sont donnés dans le tableau 16 ci-contre.

Tableau 16: Estimation du débit de crue en fonction de la hauteur H 24h et de la période de retour T

T (ans)	H 24h (mm)	Q (m ³ /s)
10	153	5470
25	180	7040
50	201	8280
100	221	9460

CHAPITRE II : ETUDE HYDRAULIQUE

L'hydraulique est un domaine de la mécanique des fluides qui traite des liquides en mouvement, notamment de l'eau. L'hydraulique peut être considérée comme la science de l'écoulement des fluides. Elle s'intéresse entre autres aux problèmes de la circulation des fluides dans les conduites ou les canaux, ainsi qu'à la conception des ponts, des barrages...

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

A. 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 d'eau permet de déterminer la hauteur et la longueur du pont.

Afin de déterminer cette hauteur, la formule la plus usitée est celle de MANNING STRICKLER, en connaissant le débit Q de la crue par calculs hydrologiques et les caractéristiques géométriques du cours d'eau (section mouillée S et périmètre mouillé P).

$$Q = KSR^{2/3}I^{1/2}$$

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

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

S : section mouillée [m^2] ;

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

I : pente de la rivière.

Au droit du franchissement, on assimile la section de la rivière (figure 4) à une section trapézoïdale de base b en fixant approximativement la pente des berges égale à $1/1,5$; $m = 1,5$ étant le fruit des deux berges.

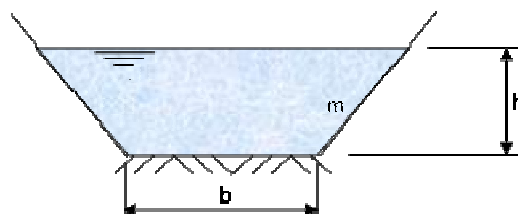


Figure 4: Section d'écoulement de la rivière

Pour une section trapézoïdale, l'expression de S et de P sont de la forme:

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

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

La végétation au niveau du bassin est dominée par des formations herbeuses (savanes) et les berges sont de mauvais états, donc la valeur du coefficient de rugosité est $K = 25$. Les autres valeurs sont : $b = 135$ m ; $I = 0,005$.

En remplaçant Q, K, m et 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 :

$$8280 = 25 (135 + 1,5h) h \left[\frac{(135 + 1,5h)h}{135 + 2h\sqrt{1,5^2 + 1}} \right]^{2/3} 0,005^{1/2}$$

Les résultats de calcul de Q_{50} en fonction de la hauteur h sont représentés dans le tableau 17.

Tableau 17: Valeur du débit Q_{50} en fonction de la hauteur h

h [m]	Q_{50} [m ³ /s]
0	0
0,5	75,20
1	238,85
1,5	469,72
2	759,13
2,5	1101,82
3	1 494,10
3,5	1 933,22
4	2 417,02
4,5	2943,76
5	3 511,99
5,5	4120,49
6	4 768,24
6,5	5454,34
7	6 178,00
7,5	6 938,56
8	7 735,40
8,33	8280,00
8,5	8568,00
9	9 435,90
9,5	10 338,66
10	11275,93

On peut tracer la courbe de tarage de la figure 5 qui donne le débit Q en fonction de la hauteur h à partir de ces résultats.

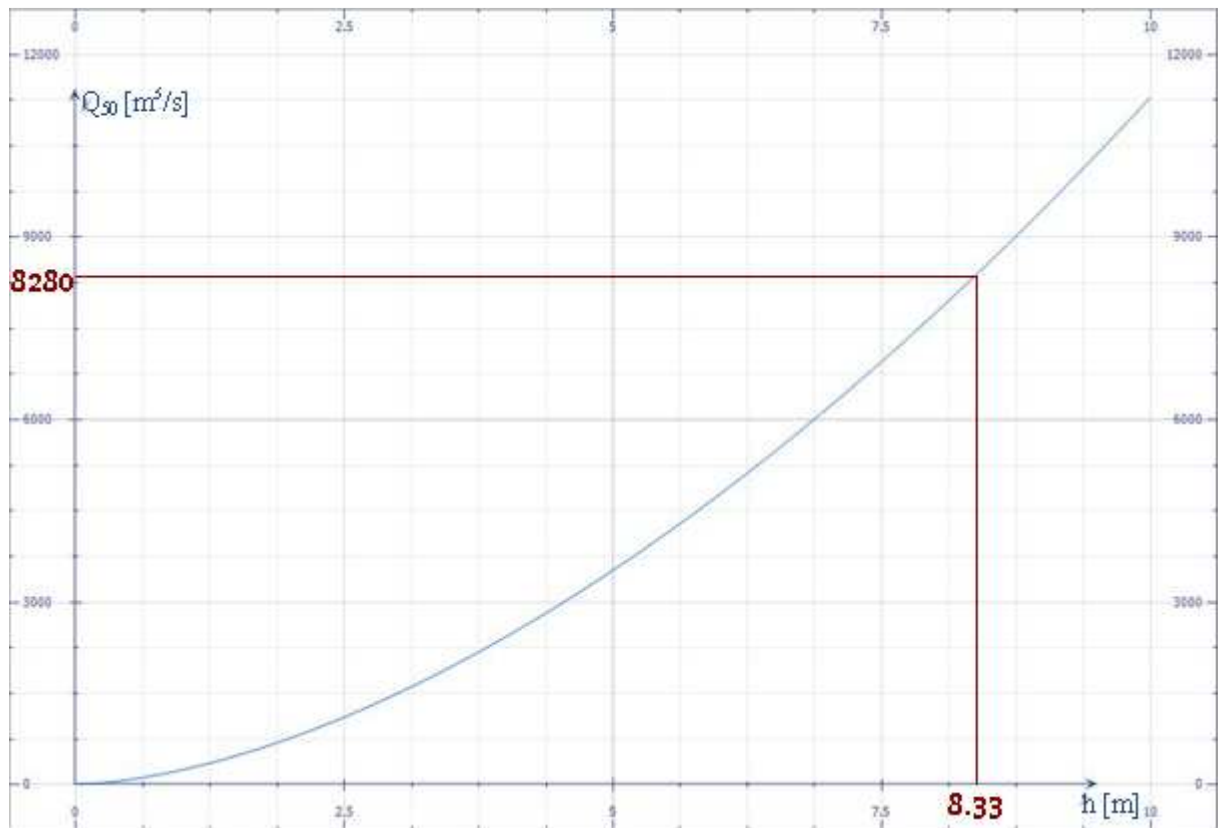


Figure 5: Courbe de tarage

B. TIRANT D'AIR

Un cours d'eau charrie très souvent détritus, corps flottants, branchages, souches,... qui peuvent, au passage sous un pont, s'accrocher et boucher peu à peu les sections d'écoulements, mettant ainsi l'ouvrage en danger d'être en charge. C'est pourquoi, il est obligatoire de prévoir un tirant d'air pour diminuer ce risque d'obstruction partielle ou totale du pont. Dans notre cas, le tirant d'air qu'on va prendre est égal à 2 m puisque la végétation est dominée par des savanes et la longueur du pont est supérieure à 50 m.

C. SURELEVATION DU NIVEAU DE L'EAU

Un ouvrage d'art et ses remblais d'accès provoquent en général un étranglement de la section d'écoulement d'un cours d'eau. Les pertes de charges qui en résultent entraînent, pour un débit donné, une surélévation du niveau de l'eau, surélévation qu'il faut calculer pour déterminer les caractéristiques de l'ouvrage et des remblais d'accès, et fixer les dispositifs de protection destinés à assurer leur pérennité.

Tirée du théorème de BERNOULLI, cette surélévation du niveau de l'eau provoquée par un ouvrage de franchissement est donnée par :

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

Dans cette expression :

$\frac{Q^2}{2gC^2 S_0^2}$ 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

La perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont est obtenue par la formule :

$$\frac{Q^2}{2gC^2 S_0^2}$$

Avec : Q : débit de crue [m³/s] ;

S₀ : débouché du pont correspondant au débit Q. S₀ = 1228,63 m² ;

g : accélération de la pesanteur g = 9,81m/s² ;

C : coefficient du débit (sans dimension) et qui est donné par la formule :

$$C = C_C \times C_E \times C_\theta \times C_P \times C_F \times C_Y \times C_X \times C_S$$

- Le coefficient de contraction C_C dépend de b/B₀ et de la contraction $m = 1 - \frac{T_0}{T_{AM}}$;

dans ces paramètres, b est la largeur moyenne de la culée, B₀ le débouché linéaire efficace du pont et T = KSR^{2/3} est le coefficient de transfert.

On a : B₀ = 210 m et b = 11,40 m, donc b/B₀ = 0,054

S₀, R₀ : section mouillée et rayon hydraulique au droit du franchissement ;

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

Pour notre projet, le cours d'eau ne présente qu'un seul lit, alors :

$$m = 1 - \frac{T_0}{T_{AM}} = 0 \text{ car } T_0 = T_{AM}$$

D'après l'abaque de contraction (Voir ANNEXE 1), on a : C_C = 1

- Le coefficient dû aux conditions d'entrée C_E est $C_E = 1$ car l'ouvrage n'aura pas des murs en aile en biais.
- Le pont est perpendiculaire aux lignes d'écoulement, dès lors, le coefficient dû au biais C_θ est : $C_\theta = 1$.
- Le coefficient C_p dépend du nombre n , des dimensions p , des formes des piles et de la concentration m . Choisissons des piles à colonnes circulaires de diamètre $p = 1,5$ m.

Pour un pont BP de type VIPP, $n = 4$. Avec $B_0 = 200$ m et $m = 0$, le rapport $\frac{n \times p}{B_0}$ donne 0,03. Ainsi, l'abaque de C_p (Voir ANNEXE 1) donne $C_p = 0,985$;

Pour un pont BP construit en encorbellement, $n = 2$. Avec $B_0 = 210$ m et $m = 0$, le rapport $\frac{n \times p}{B_0}$ donne 0,01. Ainsi, l'abaque de C_p donne $C_p = 0,99$.

- Le coefficient C_F est dû à l'influence du nombre de FROUDE qui a pour formule :

$$Fr = \frac{Q}{S_{AV} \sqrt{g \times y_{AV}}}$$

Où S_{AV} est la section d'écoulement à l'aval du pont. Pour notre projet, le cours d'eau ne présente qu'un seul lit, donc, on a S_{AV} égal à $S_0 = 1228,63 \text{ m}^2$.

y_{AV} est la profondeur d'eau moyenne dans cette section aval donnée par le rapport :

$$\frac{S_{AV}}{P} = \frac{1228,63}{165} = 7,45 \text{ m et } Q = Q_{50} = 8280 \text{ m}^3/\text{s}$$

Après calcul, on a $Fr = 0,79$ et d'après l'abaque d'influence du nombre de FROUDE (Voir ANNEXE 1), $C_F = 1,05$.

- Le coefficient C_Y est dû à l'influence de la profondeur relative d'eau au droit du pont. Cette profondeur relative est donnée par la formule :

$$\frac{y_a + y_b}{B_0}$$

Où y_a et y_b sont les profondeurs au droit des deux culées.

Ce coefficient dépend aussi du coefficient de concentration $m = 0$. D'après l'abaque d'influence de la profondeur relative d'eau (Voir ANNEXE 1), $C_y = 1$.

- Le coefficient C_x dû à l'excentrement du pont par rapport au champ d'écoulement majeur est définie par : $\frac{T_a}{T_b}$, où T_a et T_b sont les distances entre les rives et les

culées avec $T_a \leq T_b$. Pour notre cas, le pont sera implanté sans excentrement ($T_a = T_b$), donc, $C_x = 1$.

- Le coefficient dû à la submersion éventuelle du tablier 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 : $C = 1 \times 1 \times 1 \times 0,99 \times 1,05 \times 1 \times 1 \times 1 = 1,04$

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

$$\frac{Q^2}{2gC^2 S_0^2} = \frac{8280^2}{2 \times 9,81 \times 1,04^2 \times 1228,63^2} = 2,14 \text{ m}$$

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

Elle est désignée par la formule : $\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g}$

Avec : α traduisant la distribution des vitesses à l'amont de l'ouvrage dans une section suffisamment éloignée pour ne pas en subir les perturbations, elle est donnée par la formule :

$$\alpha = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^2} \sum \frac{T_{i_{AM}}^3}{S_{i_{AM}}}$$

α est compris entre 1 et 1,2. Pour avoir plus de sécurité, on prend la valeur maximale qui est égale à 1,2 ;

V_{AM} est la vitesse d'écoulement donnée par la formule : $\frac{Q_{50}}{S_{AM}} = \frac{Q_{50}}{S_0} = 6,74 \text{ m/s}$

Ce qui nous donne : $\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} = 1,2 \frac{6,74^2}{2 \times 9,81} = 2,78 \text{ m}$.

III. Perte de charge par frottement

Elle est déterminée par la relation : $\Delta h_f = L_{AM} \left(\frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left(\frac{Q}{T_0} \right)^2$

Où : b : largeur des culées, $b = 11,40 \text{ m}$;

L_{AM} : distance entre l'ouvrage et une section amont suffisamment loin des perturbations provoquées par l'ouvrage. On prend en général $L_{AM} = B_0 = 210 \text{ m}$.

$$T_{AM} = T_0 = K_0 S_0 R_0^{2/3} = 30 \times 1228,63 \times \left(\frac{1228,63}{165} \right)^{2/3} = 140550,96 \text{ m}^3$$

Après calcul, on aura : $\Delta h_f = 0,73 \text{ m}$

Finalement, la surélévation du niveau d'eau sera :

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

$$\Delta Z = 2,14 - 2,78 + 0,73 = 0,09 \text{ m} = 9 \text{ cm}$$

D. HAUTEUR SOUS POUTRE

La hauteur sous poutre est donnée par la somme de la hauteur de crue, de la surélévation du niveau de l'eau et du tirant d'air.

$$HSP = h + \Delta Z + \text{tirant d'air}$$

$$HSP = 8,33 + 0,09 + 2$$

$$HSP = 10,42 \text{ m}$$

E. ETUDES DES AFFOUILLEMENTS

Les affouillements constituent la cause première de presque tous les accidents survenus aux ouvrages hydrauliques comme le pont.

Les affouillements sont causés par les remblais d'accès et les piles qui réduisent sensiblement la largeur du cours d'eau, produisant ainsi une augmentation locale des vitesses et l'apparition des sillages et de vortex ; on constate que le fond du lit dans le rétrécissement peut se voir notablement creusé et que les fondations des piles et des culées peuvent être mises à nues, entraînant le déséquilibre de l'ouvrage par la formation de véritables fosses d'érosion.

La précaution à prendre est de fonder l'ouvrage à des profondeurs suffisantes, c'est-à-dire, au-dessous de la profondeur d'affouillement, ou de réduire les affouillements par des protections.

Dans le cas d'un pont, trois types d'affouillements peuvent se présenter et la somme de leurs profondeurs est la profondeur d'affouillement. C'est 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.

I. Profondeur d'affouillement normal : H_N

L'affouillement normal résulte de la modification du débit. Sa profondeur est déterminée par les relations qui suivent :

$$H_N = 0,48Q_0^{0.36} - \frac{A_1}{B_m} \text{ si } d_{90} < 6 \text{ mm} ;$$

$$H_N = 0,249Q_0^{-0.8} d_{90}^{-0.12} B_m^{-0.8} - \frac{A_1}{B_m} \text{ si } d_{90} > 6 \text{ mm}$$

Avec : d_{90} : maille du tamis qui laisse passer 90% en poids de l'échantillon considéré ;

Q_0 : débit du projet, $Q_0 = 8280 \text{ m}^3/\text{s}$;

A_1 : section mouillée correspondant à Q_0 , $A_1 = 1228,63 \text{ m}^2$;

B_m : largeur au miroir du lit mineur de la rivière correspondant à Q_0 donnée par la relation :

$$B_m = b + 2mh = 135 + 2 \times 1,5 \times 8,33 = 160 \text{ m}$$

Finalement, la profondeur normale d'affouillement est :

$$H_N = 0,48 \times 8280^{0,36} - \frac{1228,63}{160}$$

$$H_N = 4,67 \text{ m}$$

II. Profondeur d'affouillement dû à la réduction de la section du cours d'eau : H_R

Pour des raisons économiques, les ponts ont en général des longueurs inférieures aux largeurs des cours d'eau qu'ils franchissent en utilisant des remblais d'accès. Ils offrent par conséquent des sections d'écoulement plus faible que la section du lit. Cette contraction provoque une augmentation locale des vitesses.

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

III. Profondeur d'affouillement local due à la présence des piles : H_L

La présence d'une pile de pont dans une rivière interrompt l'écoulement uniforme et développe un système de vortex. La vitesse à l'intérieur du vortex est suffisante pour affouiller les fondations des piles.

La profondeur d'affouillement local est obtenue par la relation :

$$H_L = 1,4 \times P$$

Où P est le diamètre des colonnes circulaires. On supposera que $P = 1,5 \text{ m}$.

D'où, $H_L = 1,4 \times 1,5 = 2,1 \text{ m}$

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

$$H_{\text{aff}} = H_N + H_R + H_L$$

$$H_{\text{aff}} = 4,67 + 0 + 2,1$$

$$H_{\text{aff}} = 6,77 \text{ m}$$

IV. Protections des piles et culées contre les affouillements

Pour la protection des piles, la méthode la plus couramment utilisée est la protection par tapis d'enrochement. 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. Ce type de protection, quand il est bien exécuté, peut réduire, voire même supprimer les affouillements.

La détermination du diamètre des enrochements se fait généralement à l'aide de la formule d'IZBASH qui est la suivante :

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

Avec : d : diamètre de l'enrochement ;

V : vitesse d'écoulement en crue, $V = 6,74 \text{ m/s}$;

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

ρ_s : masse volumique de l'enrochement, $\rho_s = 2650 \text{ Kg/m}^3$ pour le granite ;

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

$$\text{On aura donc : } d = \frac{1000 \times 6,74^2}{0,72 \times 9,81 \times (2650 - 1000)} = 3,9 \text{ m}$$

On prendra $d = 4 \text{ m}$ pour la réalisation et la sécurité.

Toutefois, il faut effectuer une surveillance régulière car le tapis d'enrochement nécessite des recharges fréquentes, notamment après de fortes crues qui ont pour effet d'entraîner les enrochements vers l'aval ou vers le fond de la fosse d'affouillement qui se forme autour du tapis d'enrochement. La figure 6 qui suit illustre la protection des piles contre les affouillements.

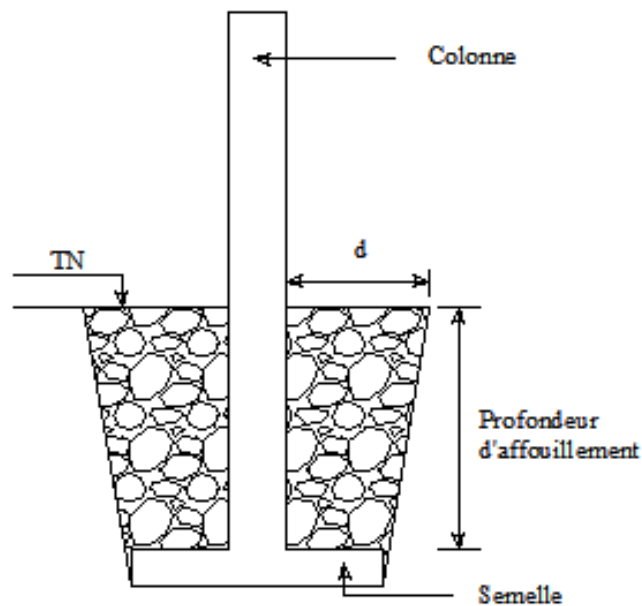


Figure 6 : Protection des piles

V. Récapitulation

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

- Débit de crue : $Q_{50} = 8280 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Hauteur naturelle d'eau : $h = 8,33 \text{ m}$;
- Surélévation du niveau d'eau : $\Delta Z = 0,09 \text{ m}$;
- Plus haute eau cyclonique : $\text{PHEC} = 8,42 \text{ m}$;
- Profondeur d'affouillement : $H_{\text{aff}} = 6,77 \text{ m}$;
- Tirant d'air : 2 m ;
- Hauteur minimum sous poutre : $\text{HSP} = 10,42 \text{ m}$;
- Longueur : 200 m pour le pont BP type VIPP et le pont métallique ; 210 m pour le pont BP construit par encorbellement successif.

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

CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE

A. GENERALITES

L'étude géotechnique tient une place importante dans le domaine du génie civil. Elle permet d'établir les critères géotechniques, de connaître la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique. L'ensemble de ces données constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations à adopter pour l'ouvrage. Dans cette étude, on distingue deux types d'essais :

- Les essais en laboratoire ;
- Les essais in situ.

I. Les essais en laboratoire

Ces essais sont réalisés à partir des échantillons prélevés dans les sondages. Il existe plusieurs essais en laboratoire qui sont :

- les essais d'identification du sol : teneur en eau, granulométrie, sédimentométrie, limite d'Atterberg, équivalence de sable ;
- les caractéristiques d'état : poids volumique, poids spécifique ;
- les essais de compactage et de portance : Proctor et CBR ;
- les essais oedométriques et perméamètre pour la compressibilité et la perméabilité ;
- les essais de gonflement.

II. Les essais in-situ

Ces essais sont réalisés sur terrain et on distingue :

- L'essai pénétromètre dynamique et statique ;
- L'essai pressiométrique ;
- Le scissomètre.

B. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SITE

Pour notre projet, des essais pénétrométriques et des essais pressiométriques ont été réalisés dont les résultats sont les suivants.

I. Résultats des sondages pénétrométriques

Trois points de sondage au pénétromètre dynamique type BORRO B2 ont été répartis dans l'axe de l'emprise du pont.

L'examen des pénétrogrammes montre que le site est constitué par une couche de sol peu compacte, caractérisée par un dépôt alluvionnaire sur 10,00/14,00 m de profondeur. Elle surmonte une couche moyennement compacte entre 11,00/18,00 m de profondeur environ en moyenne $5,0 < q_d < 15$ MPa. Le refus dynamique est atteint entre 15,50 à 18,80 m de profondeur.

II. Résultat des sondages au pressiomètre

L'ensemble des trois sondages carottés, couplés avec des mesures pressiométriques nous a permis de préciser la stratigraphie du sol en place. Le diagramme des résultats du sondage pressiométrique est donné en ANNEXE 7.

La coupe du sol en place se présente comme indiquée dans le tableau 18 ci-contre.

Tableau 18: Profil géotechnique du site

Profondeur z[m]	Nature du sol	Modules pressiométriques E[MPa]	Pressions limites Pl [MPa]
0,00 à 8,00/10,80	Dépôt alluvionnaires de sable argileux marron à argile grisâtre	1,00 à 4,00	0,06 à 0,80
8,00/10,80 à 13,00/15,00	Argile sableuse à sable argileux gris verdâtre	3,80 à 10,80	0,48 à 1,63
13,00/15,00 à 18,00	Argile grisâtre de plus en plus compactes en profondeur	5,30 à 24,00	1,01 à 1,82

Source : Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment (LNTPB)

Le niveau de la nappe phréatique a été décelé vers 0,10/2,80 m de profondeur.

III. Choix du type de fondation

Le type de fondation dépend des divers facteurs ci-après :

- La contrainte de compression admissible sur le sol ;
- Les risques d'affouillements dans les cas des ouvrages en site aquatique ;
- Les phénomènes de tassements 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 : fondation superficielle et fondation profonde sur pieu.

1. 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.

2. 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 faible résistance, soit pour répartir les charges dans les couches de faible résistance et de grande épaisseur, soit pour reporter une partie des charges sur le bon sol et le reste sur les couches de faibles résistance. En plus, les pieux assurent aussi la tenue de l'ouvrage face à des actions horizontales.

IV. Conclusion

D'après ces définitions et compte tenu des résultats de l'essai pressiométrique, on va utiliser la fondation profonde sur pieu, ancré dans des bons sols situés à 15,50 jusqu'à 18,80 m de profondeur. Les pieux sont solidarités à leurs têtes par une semelle disposée au-dessous de la profondeur d'affouillement.

C. ETUDE DES PIEUX

Pour notre ouvrage, les pieux seront ancrés à 18 m de profondeur et auront un diamètre $\phi = 1$ m. Les calculs sont établis suivant les règles techniques de conception et de calcul des fondations de génie civil définies dans le fascicule 62 titre V. Ces règles utilisent les résultats des essais pressiométriques. Les résultats des essais pressiométriques dans chaque profondeur sont fournis dans le tableau 19.

Tableau 19: Résultats de l'essai pressiométrique

PROFONDEUR [m]	SOLS	P ₁ [MPa]
0 à 1	Sable argileux marron	0 à 0,33
1 à 2	Sable argileux marron	0,33 à 0,41
2 à 2,30	Sable argileux marron	0,41 à 0,40
2,30 à 3	Sable moyen brun – gris	0,40 à 0,31
3 à 4	Sable moyen brun – gris	0,31 à 0,36
4 à 5	Sable moyen brun – gris	0,36 à 0,38
5 à 6	Sable moyen brun – gris	0,38 à 0,37
6 à 7	Sable moyen brun – gris	0,37 à 0,44
7 à 7,50	Sable moyen brun – gris	0,44 à 0,46
7,50 à 8	Argile plastique grise	0,46 à 0,49
8 à 9	Argile plastique grise	0,49 à 0,26
9 à 10	Argile plastique grise	0,26 à 0,45
10 à 10,80	Argile plastique grise	0,45 à 0,65
10,80 à 11	Sable argileux gris	0,65 à 0,71
11 à 12	Sable argileux gris	0,71 à 0,89
12 à 13	Sable argileux gris	0,89 à 0,84
13 à 14	Sable argileux gris	0,84 à 0,75
14 à 15	Sable argileux gris	0,75 à 0,93
15 à 16	Sable argileux gris	0,93 à 0,89
16 à 17	Sable argileux gris	0,89 à 0,93
17 à 18	Sable argileux gris	0,93 à 1,37

Source : LNTPB**I. Calcul de la charge limite Q_l**

Par définition, la portance à la limite de rupture Q_l est définie 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.

II. 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 qui suit :

$$Q_{pu} = Ak_p P_{le}$$

Avec : $A = \frac{\pi\phi^2}{4} = 0,79 \text{ m}^2$: section du pieu à la pointe ;

$\phi = 1 \text{ m}$: diamètre du pieu ;

k_p : facteur de portance ;

P_{le} : pression limite nette équivalente.

1. Facteur de portance k_p

La valeur de k_p est fixée en fonction de la nature du sol de fondation et de la mode de mise en œuvre du pieu. Conséquemment, cette valeur est déterminée à partir des deux tableaux 20 et 21 suivants.

Tableau 20: Classification des sols par plessimètre

Classe du sol			p_l [MPa]
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0
	C	Argiles très fermes	> 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 21: Valeur du facteur de portance k_p

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en 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	1,0	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 sables argileux gris entre 10,80 m à 18,50 m de profondeur. Ainsi, on peut prendre $k_p = 1,1$.

2. Pression limite nette équivalente P_{le}

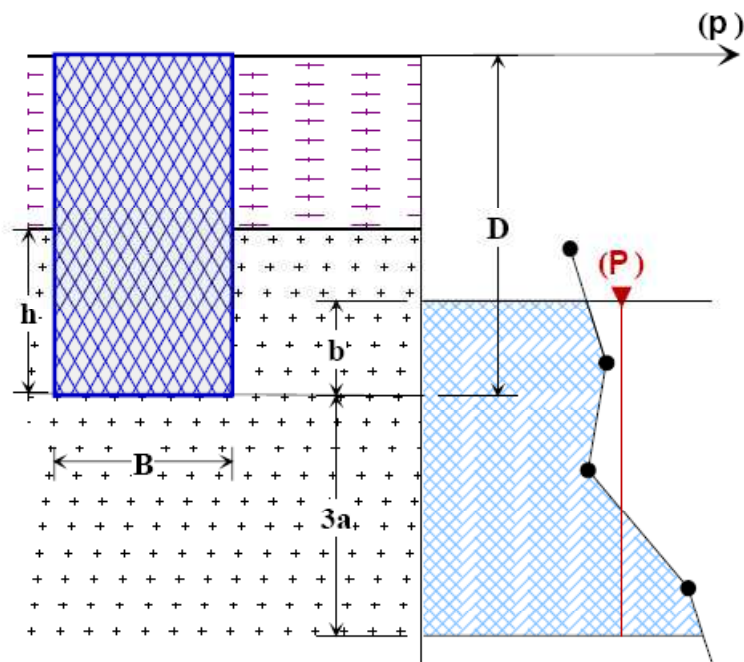


Figure 7: Schéma de calcul de P_{le}

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{le} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l(z) dz$$

Avec : $D = 18\text{ m}$: la profondeur où se trouve la pointe ;

$$\begin{cases} a = B/2 \text{ si } B > 1 \\ a = 0,5 \text{ m si } B < 1 \end{cases} ;$$

B : largeur de fondation. Pour un pieu circulaire, $B = \phi = 1 \text{ m}$, donc a est égal à $0,5 \text{ m}$;

$b = \min(a ; h)$ où h est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

D'après les recommandations géotechniques, on doit avoir $h = 3\phi = 3 \text{ m}$. On trouve alors $b = 0,5 \text{ m}$.

D'où :

$$P_{le} = \frac{1}{3 \times 0,5 + 0,5} \int_{17,5}^{19,5} P_l(z) dz$$

Les valeurs de P_l entre ces bornes d'intégration sont représentées dans le tableau 22.

Tableau 22: Extrait de résultat de l'essai pressiométrique

PROFONDEUR z [m]	P_l [MPa]
17,5	1,20
18	1,37
19	1,80
19,5	2,05

On a :

$$P_{le} = \frac{1}{(3 \times 0,5) + 0,5} [1,20 + 1,37 + 1,80 + 2,05] = 3,21 \text{ MPa}$$

$$P_{le} = 321 \text{ T/m}^2$$

D'où, on trouve : $Q_{pu} = A_k P_{le} = 277,18 \text{ T}$

III. 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 déterminé par la formule suivante :

$$Q_{fu} = P \int_0^h q_s(z) dz$$

Où : $P = 3,14 \text{ m}$: 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 de la figure 8 suivante :

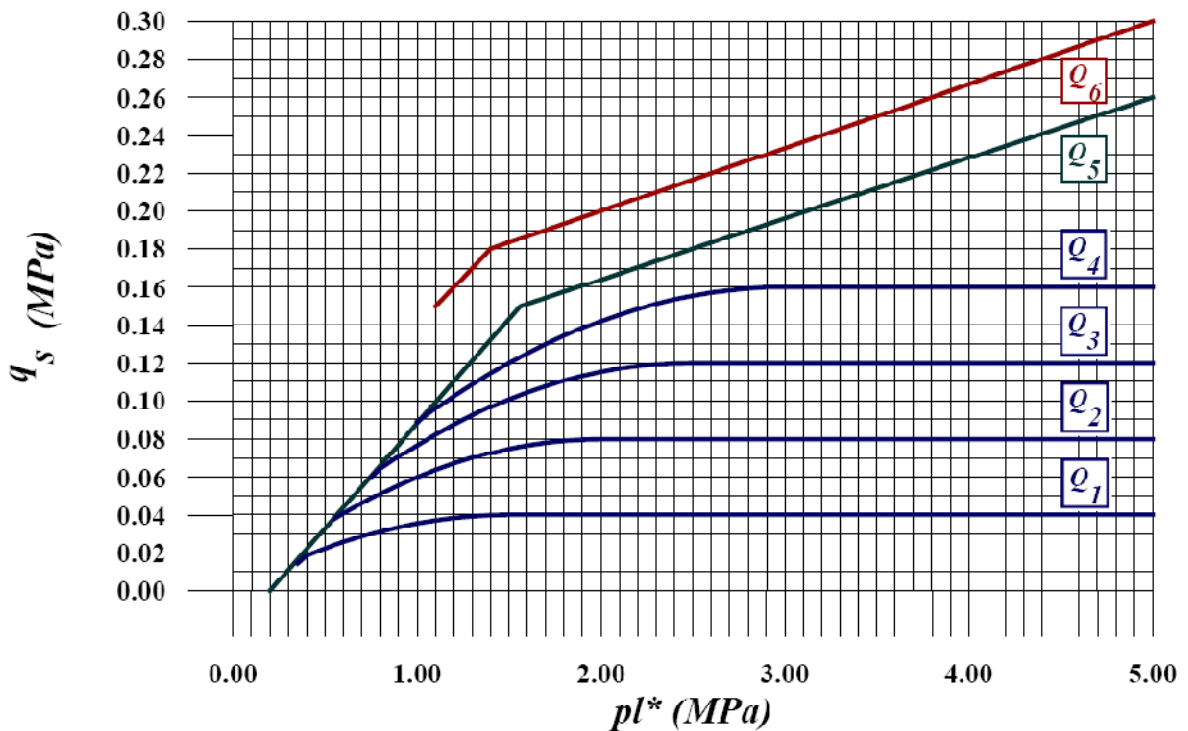


Figure 8: Courbes donnant le frottement latéral unitaire limite

Le choix de la courbe se fait en fonction de la nature du sol et l'élément de la fondation. Le tableau 23 indique le choix de la courbe pour le calcul du frottement unitaire q_s .

Tableau 23: Choix de la courbe pour le 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 ₃	Q ₄ ,Q ₅ ⁽¹⁾
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ ,Q ₂ ⁽²⁾		Q ₁	Q ₂ ,Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ ,Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂		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 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
Injection 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, Titre V

- (1) Réalésage et rainurage après forage ;
- (2) Pieux de grande longueur (> 30 m) ;
- (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 perdue (parois rugueuses) ;
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

La valeur du frottement latéral unitaire limite est désignée par le tableau 24 qui suit.

Tableau 24: Détermination de q_s

Profondeur [m]	Type de pieu	Nature du sol	P_1 [MPa]	Classe du sol	Courbe	q_s [MPa]
18 à 10,80	Pieu foré boue	Sable argileux gris	0,65 à 1,37	B	Q_2	0,057
10,80 à 7,50		Argile plastique grise	0,46 à 0,65	A	Q_1	0,023
7,50 à 3		Sable moyen brun – gris	0,31 à 0,46	A	Q_1	0,02

Par suite, on obtient :

$$Q_{fu} = 3,14 \times [(0,057 \times 7,20) + (0,023 \times 3,30) + (0,02 \times 4,5)] \times 100 = 180,96T$$

IV. Calcul de la charge limite totale Q_l

La charge limite totale d'un pieu est :

$$Q_l = Q_{pu} + Q_{fu} = 458,14 T$$

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} . On a:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{pu}}{1,4} + \frac{Q_{fu}}{1,1} = 362,50 T$$

CHAPITRE IV : COMPARAISON DES VARIANTES

A. GENERALITES

Plusieurs types d'ouvrages sont envisageables pour le projet. Chacun de ces ouvrages a sa spécificité technico – économique. L'estimation de quelques variantes suivie de leur comparaison a pour objectif de retenir une variante de structure plus rationnelle du point de vue technique, économique et éventuellement esthétique en tenant compte des contraintes d'ordre naturel et fonctionnel.

On va proposer 3 variantes :

- Variante N°1 : Pont en béton précontraint à cinq travées indépendantes, de type VIPP de 40 m (figure 9).

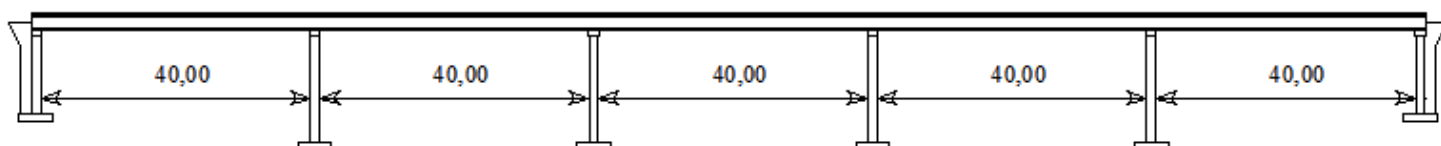


Figure 9 : Pont en béton précontraint à poutre sous chaussée

- Variante N°2 : Pont mixte acier– béton à trois travées indépendantes de 67 m (figure 10);

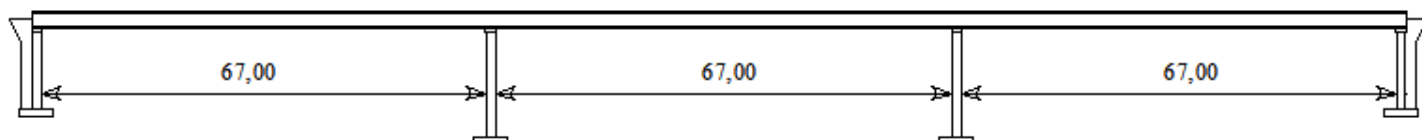


Figure 10 : Pont mixte acier – béton

- Variante N°3 : Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif comportant 1 travée centrale de 100 m et 2 travées de rive de 55 m chacune (figure 11).

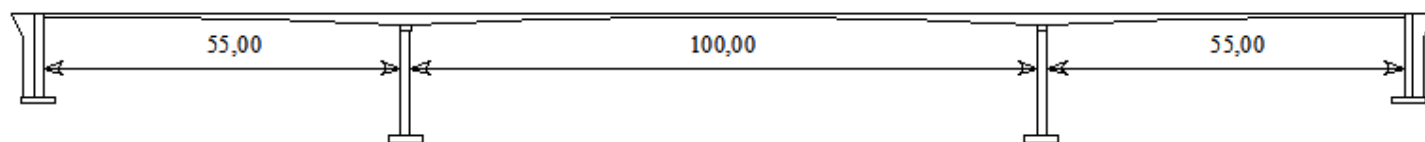


Figure 11 : Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif

Ces variantes seront comparées suivants les critères principaux ci-dessous :

- Dépense en matériaux de construction pour les structures principales du pont ;

- Coût sommaire de la construction ;
- Durée et technique d'exécution ;
- Conditions d'entretien.

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 représentées par le tableau 25 ci-contre :

Tableau 25: Ratio des armatures

Désignations	Ratio [Kg/m ³]
Superstructure en BA	150
Câble précontraint pour pont de type VIPP	90
Câble précontraint pour pont construit en encorbellement successif	50
Armature passive dans la superstructure en béton précontraint	95
Piles et culée	90
Semelles de fondation	65
Pieux	80
Voussoir en béton précontraint	115

II. Masses volumiques

Elles sont indiquées par le tableau 26 ci-après :

Tableau 26: Masses volumiques des matériaux

Matériaux	Masse volumique [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 sont nécessaires pour l'estimation du coût de la construction, ils sont illustrés par le tableau 27 :

Tableau 27: Prix unitaires des matériaux

Désignation	Unité	Prix unitaire [Ar]
Béton Q350	Ar / m ³	350 000
Béton Q400	Ar / m ³	410 000
Acier pour armature	Ar / Kg	8 000
Câble d'armature	Ar / Kg	36 500
Fer IPN, IPE	Ar / Kg	10 000

IV. Surcharge d'exploitation

Les surcharges d'exploitation équivalentes au système B_c sont considérées comme uniformément réparties. Ce système de surcharge est supposé comme le plus défavorable.

1. Charge transmise par les piliers

a. Pour les camions

$q_{l \text{ éq.c}} = 1,76 \text{ T/m}$ si la longueur de travée chargée est supérieure à 30 m ;

$q_{l \text{ éq.c}} = 2,13 \text{ T/m}$ si la longueur de travée chargée est inférieure à 30 m.

b. Pour les piétons

$q_{l \text{ éq.p}} = 0,45 \text{ T/m}^2$.

2. Charge transmise par les culées

$q_{l \text{ éq.c}} = 4,10 \text{ T/m}$ pour $l_1 = 12 \text{ m}$;

$q_{l \text{ éq.c}} = 3,18 \text{ T/m}$ pour $l_1 = 18 \text{ m}$;

$q_{l \text{ éq.c}} = 2,75 \text{ T/m}$ pour $l_1 = 24 \text{ m}$;

$q_{l \text{ éq.c}} = 2,44 \text{ T/m}$ pour $l_1 = 33 \text{ m}$.

Où l_1 est la longueur totale d'une poutre.

V. Combinaisons d'actions

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

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

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

$G_{\min}$: ensemble des actions permanentes favorables prises égal 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 définis 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 : $1,35 G_{\max} + 1,5 Q_1$

C. ESTIMATION DES VARIANTES

I. Variante N°1

La variante n°1 est un pont en béton précontraint à poutres sous chaussée à cinq travées indépendantes de 40 m.

1. Prédimensionnements

a. Superstructure

a.1. Gabarit

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

a.2. Travée de calcul

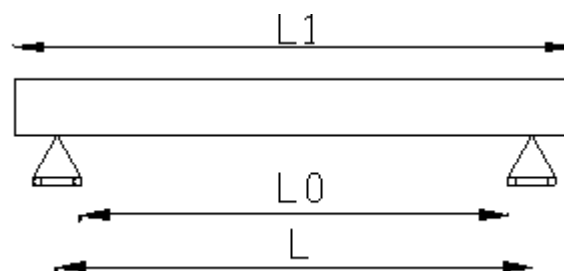


Figure 12 : Travée de calcul

Désignée sur la figure 12, la longueur de la travée de calcul L est donnée par les relations :

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

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

On a $L_1 = 40 \text{ m}$, donc $L_0 = 36,77 \text{ m}$. Après calcul, on trouve : $L = 39,21 \text{ m}$.

a.3. Trottoir

Il a comme largeur 1 m et comme épaisseur $e_t = 0,15 \text{ m}$ avec une pente de $1,5 \%$.

$$\text{Volume du béton : } V = 2 \times 1 \times 39,21 \times 0,15 \times 5 = 58,82 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids des armatures : } A = V \times 150 = 8822,25 \text{ Kg}$$

a.4. Poutres principales

✓ Hauteur total :

Cette hauteur est déterminée à partir de la relation suivante :

$$\frac{L}{20} - 0,20 \leq h \leq \frac{L}{20} + 0,50$$

Ce qui donne : $1,76 \leq h_t \leq 2,46$. Soit $h = 2,40 \text{ m}$.

En plus l'élancement $\frac{h}{t}$ économique d'une poutre préfabriquée en béton précontraint est égal à $1/17$.

✓ Largeur de la table de compression :

Elle est obtenue à partir de la relation :

$$0,65h \leq b \leq 0,75h$$

C'est-à-dire $1,56 \leq b \leq 1,80$. On prend $b = 1,60 \text{ m}$.

On choisit une épaisseur de 15 cm pour cette table.

✓ Largeur de l'âme b_0 :

Cette largeur est déterminée en tenant compte de l'enrobage parfaite des armatures passives (cadres) au voisinage des appuis (où l'effort tranchant est maximal) et dans les zones d'ancrages 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.

$$\text{Section médiane : } b_0 \geq 9 \text{ cm} + \frac{h}{40} = 15 \text{ cm, soit } b_0 = 20 \text{ cm ;}$$

Section d'about : au droit des appuis jusqu'à une distance de $0,8h = 1,92 \text{ m}$, on va prendre $b_0 = 30 \text{ cm}$.

✓ Talon :

Les talons des poutres doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans des bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

La largeur du renflement ou du talon est comprise entre $2,5b_0$ et $4,5b_0$. Ce qui donne :

$$0,50 \leq b_r \leq 0,90 \text{ (En zone médiane) ;}$$

$$0,75 \leq b_r \leq 1,35 \text{ (Au droit des appuis).}$$

Pour avoir une largeur uniforme de renflement, on va prendre une valeur qui vérifie les deux relations. Soit $b_r = 0,75 \text{ m}$.

Sa hauteur est donnée par la relation : $b_0 \leq h_r \leq b_0$

C'est-à-dire :

Pour $b_0 = 0,20 \text{ m}$, alors : $0,20 \text{ m} \leq h_r \leq 0,50 \text{ m}$;

Pour $b_0 = 0,30 \text{ m}$, alors : $0,30 \text{ m} \leq h_r \leq 0,75 \text{ m}$

Soit $h_r = 0,30 \text{ m}$ sur toute la longueur de la poutre.

✓ Goussets supérieurs et inférieurs :

On prend un angle d'inclinaison par rapport à l'horizontal égal à $\alpha = 45^\circ$. Pour les goussets supérieurs, dans la pratique, on adopte une hauteur $g_s = 15 \text{ cm}$ tout au long de la poutre et pour les goussets inférieurs, g_i est déterminé par la relation suivante :

$$g_i = \frac{b_r - b_0}{2} \operatorname{tg} \alpha$$

En zone médiane, $g_i = 0,28 \text{ m}$;

Au voisinage des appuis, $g_i = 0,23 \text{ m}$.

Prenons 30 cm comme valeur de g_i tout au long de la poutre.

✓ Ecartement des poutres :

L'écartement des poutres peut être très variable. En général, sa valeur est comprise entre $2,50 \text{ m}$ et $3,50 \text{ m}$.

On va prendre $e = 3,25 \text{ m}$ comme entraxe des poutres principales.

Volume de béton : $V = 5 \times 3 \times ((1,14 \times 3,84) + (0,96 \times 35,37)) = 574,99 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 95 = 54624,24 \text{ Kg}$

Câble de précontrainte : $C = V \times 90 = 51749,28 \text{ Kg}$

a.5. Hourdis

L'épaisseur du hourdis est voisine du 1/16 de la portée transversale. Un dimensionnement rapide permet de retenir les épaisseurs qui suivent, en fonction de l'écartement des poutres :

- 0,16 m pour $e \leq 2,75 \text{ m}$;
- 0,18 m pour $2,75 \text{ m} \leq e \leq 3,50 \text{ m}$;
- 0,20 m pour $e \geq 3,50 \text{ m}$.

Comme on a un entraxe $e = 3,25 \text{ m}$, alors on va prendre $h_h = 18 \text{ cm}$.

Volume du béton : $V = 5 \times 0,18 \times 9 \times 39,21 = 317,60 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 47640,15 \text{ Kg}$

a.6. Entretoises

Les entretoises ont une hauteur voisine de celle de la poutre principale. Elle est définie à partir de la relation :

$$h_e = h - (h_r + g_i) = 2,40 - (0,30 + 0,30) = 1,80 \text{ m}.$$

Sa longueur dépend de l'entre axe des poutres :

- Au voisinage des appuis : $L_e = 3,25 - 0,30 = 2,95 \text{ m}$;
- En travée : $L_e = 3,25 - 0,20 = 3,05 \text{ m}$

Son épaisseur b_e est comprise entre 25 cm et 35 cm. On prendra $b_e = 30 \text{ cm}$.

Espacement : la distance entre axe est donnée par : $3h \leq d_e \leq 5,5h$.

Donc : $7,20 \leq d_e \leq 13,2$

Soit, $d_e = 9,80 \text{ m}$.

Ce qui donne 4 entretoises dont 2 en travée et 2 sur appuis.

Volume du béton : $V = 5 \times [(2 \times 2,95 \times 2) + (2 \times 3,05 \times 2)] \times 1,80 \times 0,30 = 64,8 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 9720 \text{ Kg}$

a.7. Garde-corps

Le garde-corps sera en acier. La hauteur prise est égale à 1 m.

a.8. 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 2,5 %.

b. Infrastructure

b.1. Piles

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 est comprise entre 0,60 m et 1,50 m. On prendra $h_{ch} = 0,80$ m;

Sa longueur est voisine de la largeur du tablier. Soit $L_{ch} = 9$ m;

Sa largeur doit avoir la capacité de recevoir les colonnes. On prendra $l_{ch} = 1,50$ m.

Volume du béton : $V = 1,50 \times 9 \times 0,80 \times 4 = 43,20 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 3888 \text{ Kg}$

✓ Colonne :

Hauteur des fûts : $H_f = 15,70$ m ;

Son diamètre D est tel que : $D \geq \frac{H_f}{12}$

D'où, $D \geq 1,31$ m. On prendra $D = 1,40$ m.

Volume du béton : $V = \frac{3,14 \times 1,40^2}{4} \times 15,70 \times 3 \times 4 = 289,87 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 26088,50 \text{ Kg}$

✓ Semelle sous pile :

Le débord de la semelle est de 0,5 m pour la longueur et 0,25 m pour la largeur. On prendra $L_s = 10$ m pour la longueur. La largeur l_s est telle que $4,5\Phi \leq l_s \leq 5\Phi$ où Φ est le diamètre d'un pieu qu'on va prendre égal à 1 m. Soit $l_s = 5,5$ m. On prend $h_s = 1$ m.

Volume du béton : $V = 10 \times 5,5 \times 1 \times 4 = 220 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 65 = 14300 \text{ Kg}$

✓ Pieux sous piles :

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

❖ Charges permanentes :

Charge venant de la superstructure : $G_1 = 508,11 \text{ T}$;

Poids propre de la pile : $G_2 = 345,67 \text{ T}$

Le poids total des charges permanentes est alors : $G_{\max} = G_1 + G_2 = 853,77 \text{ T}$.

❖ Surcharges d'exploitations : $Q_1 = (1,76 \times 2 + 2 \times 0,45 \times 1) \times 39,21 = 173,31 \text{ T}$

La charge totale C_T est :

A l'ELU : $C_T = 1,35G_{\max} + 1,5 Q_1 = 1412,56 \text{ T}$

Le nombre de pieux n_p nécessaires est obtenu en vérifiant la condition suivante :

$$n_p \geq \frac{C_T}{Q_{\text{adm}}} \gamma_{pp}$$

Avec : Q_{adm} : capacité portante d'un pieu = 362,50 T;

γ_{pp} : coefficient de sécurité égal à 1,4

Après calcul, on trouve $n_p = 6$ pieux par pile.

Les pieux ont une hauteur égale à 18 m.

Volume du béton : $V = 4 \times 6 \times \frac{\pi \phi^2}{4} \times 18 = 339,12 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 80 = 27129,60 \text{ Kg}$

b.2. Culées✓ Mur garde grève :

Son épaisseur est donnée par : $20 \text{ m} \leq e_g \leq 30 \text{ m}$

On prendra $e_g = 25 \text{ cm}$;

Sa hauteur est donnée par : $h_g = h + h_{\text{ap}} + h_{\text{dé}} + h_{\text{dalle}}$

Avec : h_{ap} : hauteur de l'appareil d'appui prise égale à 0,115 m ;

$h_{\text{dé}}$: hauteur totale du dé supérieur et inférieur. On prendra $h_{\text{dé}} = 0,07 \text{ m}$;

D'où : $h_g = 2,40 + 0,115 + 0,07 + 0,16 = 2,75 \text{ m}$

Sa longueur est égale à celle du tablier : 9 m ;

Volume du béton : $V = 2 \times 2,75 \times 0,25 \times 9 = 12,35 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 1111,73 \text{ Kg}$

✓ Sommier :

Sa longueur est égale à la longueur du chevêtre : $L_{so} = 9 \text{ m}$

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 front telle que : $0,4h_t \leq E \leq 0,5h_t$

Soit $E = 1 \text{ m}$.

Et en tenant compte de la distance minimale entre le bord libre d'un appareil d'appui et celui du sommier (10 cm minimum), la largeur l_{so} est égale à 1,40 m.

Volume du béton : $V = 2 \times 9 \times 1,40 \times 0,80 = 20,16 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 1814,40 \text{ Kg}$

✓ Mur en retour :

Sa hauteur est : $h_r = h_g + e_{so} = 2,75 + 0,80 = 3,55 \text{ m}$

Sa largeur est prise égale à $l_r = 3,00 \text{ m}$

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

Volume du béton : $V = 4 \times 3,55 \times 3 \times 0,25 = 10,65 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 958,50 \text{ Kg}$

✓ Mur de front :

Sa longueur L_f est prise égale à 9 m.

Son épaisseur est $E = 1 \text{ m}$.

Sa hauteur h_f est prise égale à 4 m.

Volume du béton : $V = 2 \times 9 \times 1 \times 4 = 72 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 6480 \text{ Kg}$

✓ Semelle sous culée :

Sa longueur doit être supérieure à la largeur du tablier et l'épaisseur du mur de front E.

Soit $L_{sc} = 10$ m. Sa largeur l_{sc} est égale à 4,50 m.

On prend son épaisseur égale à 1,00 m.

Volume du béton : $V = 2 \times 10 \times 4,50 \times 1,00 = 90 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 65 = 5850 \text{ Kg}$

✓ Pieux sous culée :

Les charges transmises par une culée sont celles venant d'une demi – travée.

❖ Charges permanentes :

Charge venant de la superstructure : $G_3 = \frac{G_1}{2} = 254,05 \text{ T}$

Poids propre de la culée : $G_4 = 256,45 \text{ T}$

Le poids total des charges permanentes est alors : $G_{\max} = G_3 + G_4 = 510,50 \text{ T}$

❖ Surcharges d'exploitations :

Pour $L_1 = 40$ m, on prend $q_{1qc} = 2,44 \text{ T/ml}$.

D'où : $Q_1 = (2,44 \times 2 + 2 \times 0,45 \times 1) \times \frac{39,21}{2} = 113,32 \text{ T}$

La charge totale C_T est :

A l'ELU : $C_T = 1,35 G_{\max} + 1,5 Q_1 = 859,15 \text{ T}$

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

$$n_p \geq \frac{C_T}{Q_{adm}} \gamma_{pp}$$

Avec : Q_{adm} : capacité portante d'un pieu = 362,50 T;

γ_{pp} : coefficient de sécurité égal à 1,6.

Après calcul, on trouve $n_p = 4$ pieux par culée.

Les pieux ont une hauteur égale à 18 m ;

Volume du béton : $V = 2 \times 4 \times \frac{\pi \phi^2}{4} \times 18 = 113,04 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 80 = 9043,20 \text{ Kg}$

2. Récapitulation

La dépense en matériaux de construction pour les structures principales du pont en BP de type VIPP est fournie par le tableau 28 :

Tableau 28: Devis quantitatif du pont en BP de type VIPP

Désignations		Unités	Quantités
Superstructures	Béton	m ³	1 016,21
	Acier	Kg	120 806,64
	Câble	Kg	51 749,28
Piles	Béton	m ³	553,07
	Acier	Kg	44 276,50
Culées	Béton	m ³	205,16
	Acier	Kg	16 214,63
Pieux	Béton	m ³	452,16
	Acier	Kg	36 172,80
		Total béton [m ³]	2 226,60
		Total acier [Kg]	217 470,57
		Total câble [Kg]	51 749,28

3. Estimation

Le devis quantitatif sommaire du pont en BP de type VIPP se résume dans le tableau 29.

Tableau 29: Devis quantitatif sommaire du pont en BP de type VIPP

Désignation	Unités	Quantité	Prix unitaire [Ar]	Montant [Ar]
Béton	m ³	2226,60	350 000	779 310 000
Acier	Kg	217470,57	8 000	1 739 764 560
Câble d'armature	Kg	51749,28	36 500	1 888 848 720
Montant total en Ar				4 407 923 280

II. Variante N°2

La variante N°2 est un pont mixte acier béton à trois travées indépendantes de 67 m.

1. Prédimensionnements

a. Superstructure

a.1. Gabarit

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

a.2. Travée de calcul

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

$$L = 1,05L_0 + 0,60$$

$$L_1 = 1,07L_0 + 0,65$$

On a $L_1 = 67$ m, ce qui donne $L_0 = 62$ m, d'où $L = 65,7$ m

a.3. Poutre principale en acier

La poutre principale a une section en I car elle présente une rigidité en flexion élevée.

Les caractéristiques géométriques sont illustrées par la figure 13 ici-bas :

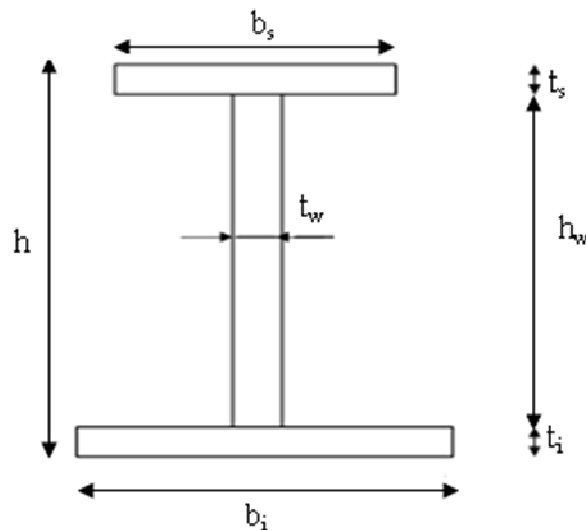


Figure 13: Caractéristiques géométriques de la poutre en acier

✓ Hauteur h :

Pour une poutre en acier, l'élancement admissible est donné par la condition suivante :

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

Après calcul, on a $2,63 \leq h \leq 3,28$

On prendra l'élancement minimal égal à 1/25 pour minimiser la déformation, de ce fait $h = 2,70$ m.

✓ Epaisseur de l'âme t_w :

Elle doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\diamond \text{ Condition d'élancement : } t_w > \frac{h_w}{166}$$

Pour simplification, on suppose que h et h_w sont sensiblement égales.

$$\text{Donc, on a : } t_w > \frac{h}{166} = 0,01626 \text{ m} = 16,26 \text{ mm}$$

$$\diamond \text{ Condition d'épaisseur minimale : } t_w \geq 12 \text{ mm}$$

$$\diamond \text{ Condition de non voilement :}$$

Cette condition prend en compte, l'effort tranchant à l'ELU qui est encore inconnu :

$$\frac{V_{ELU}}{t_w h_w} \leq 160 \text{ MPa}$$

V_{ELU} est inconnu, par suite, on ne considère que les deux premières conditions.

Soit $t_w = 17$ mm.

✓ Largeurs des membrures b_s et b_i :

Les largeurs des membrures sont déterminées en fonction de la portée de la poutre dans le tableau 30 ci-après.

Tableau 30: Largeur des membrures d'une poutre en acier

PORTEE [m]	b_s [mm]	b_i [mm]
Inférieur 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

Comme on a des poutres de 67 m portée, par conséquent $b_s = 600$ mm et $b_i = 800$ mm.

✓ Epaisseur des membrures :

On a la condition: $\frac{b}{t} \leq 30$, ce qui donne $t \geq \frac{b}{30}$

En plus, on a : $t_s = \frac{b_s - t_w}{28\varepsilon}$ et $t_i = \frac{b_i - t_w}{28\varepsilon}$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Où f_y est la limite d'élasticité de la nuance d'acier utilisée.

La valeur de f_y est illustrée par le tableau 31.

Tableau 31: Valeurs nominales de limite d'élasticité f_y

t_w [mm]	NUANCE D'ACIER		
	S235	S275	S355
	f_y [MPa]		
$t_w \leq 16$	136	275	355
$16 \leq t_w \leq 40$	225	265	345
$40 \leq t_w \leq 63$	215	256	335

Source : Eurocode 3 – Calcul des structures en acier

On va prendre la nuance d'acier S355 : $t_w = 17$ mm ; d'après ce tableau $f_y = 345$ MPa, ce qui donne $\varepsilon = 0,83$.

D'où $t_s = 25,09$ mm et $t_i = 33,69$ mm.

On prendra $t_s = 25$ mm et $t_i = 34$ mm.

Finalement, $h_w = h - (t_s + t_i) = 2,64$ m.

✓ Entraxe :

L'entraxe des poutres varie de 4 et 13 m et compris entre 0,50 à 0,55 fois la largeur du tablier. De ce fait, nous aurons un entraxe de 4,75 m.

Poids des aciers : $P = 2 \times 3 \times 0,0871 \times 65,7 \times 7,9 = 271,24$ T

a.4. Entretoise

✓ Hauteur :

Elle est de l'ordre de $\frac{1}{15^e}$ à $\frac{1}{10^e}$ de sa portée, qui est égale à l'entraxe des poutres principales. Ainsi, pour une portée de 4,75 m, on a : $0,32 \leq h_e \leq 0,47$

On prendra $h_e = 0,40$ m.

✓ Epaisseur d'âme :

Elle varie de 10 à 12 mm. Soit une épaisseur de l'âme égale à 12 mm.

✓ Espacement :

L'espacement des entretoises varie de 6 à 10 m. On va prendre un espacement de 8,5 m pour avoir 8 entretoises.

✓ Largeur des membrures :

La largeur des membrures varie de 220 à 350 mm. On va prendre une largeur égale à 250 mm et une épaisseur de 20 mm pour les deux membrures.

Poids des aciers : $P = 8 \times 3 \times 0,0143 \times 4,75 \times 7,9 = 12,89$ T

a.5. Dalle en BA

Son épaisseur varie de 15 à 23 cm. On prendra $h_d = 20$ cm ;

Volume du béton : $V = 3 \times 0,20 \times 9 \times 65,7 = 354,78$ m³

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 53217$ Kg

a.6. Trottoir

On va prendre les dimensions suivantes pour le trottoir : largeur : 1 m ; épaisseur : $e_t = 0,15$ m ; pente : 1,5 %.

Volume du béton : $V = 3 \times 2 \times 1 \times 0,15 \times 65,7 = 59,13$ m³

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 8869,5$ Kg

a.7. Garde-corps

Le garde-corps sera en acier. La hauteur prise est égale à 1 m.

a.8. 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 2,5 %.

b. Infrastructure

Les dimensions des Piles et Culées sont les mêmes que celles de la variante N°1 (pont BP).

b.1. Pieux sous piles

❖ Charges permanentes :

Charge venant de la superstructure : $G_1 = 439,64 \text{ T}$

Poids propre de la pile : $G_2 = 345,67 \text{ T}$

Le poids total des charges permanentes est alors : $G_{\max} = G_1 + G_2 = 785,31 \text{ T}$

❖ Surcharges d'exploitations : $Q_1 = (1,76 \times 2 + 2 \times 0,45 \times 1) \times 65,7 = 290,39 \text{ T}$

La charge totale C_T est :

A l'ELU : $C_T = 1,35 G_{\max} + 1,5 Q_1 = 1495,75 \text{ T}$

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

$$n_p \geq \frac{C_T}{Q_{\text{adm}}} \gamma_{pp}$$

Avec : Q_{adm} : capacité portante d'un pieu = 362,50 T ;

γ_{pp} : Coefficient de sécurité égal à 1,4

Après calcul, on trouve $n_p = 6$ pieux par pile ;

Les pieux ont une hauteur égale à 18 m.

Volume du béton : $V = 2 \times 6 \times \frac{\pi \phi^2}{4} \times 18 = 169,56 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 80 = 13564,80 \text{ Kg}$

b.2. Pieux sous culée

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

❖ Charges permanentes :

Charge venant de la superstructure : $G_3 = \frac{G_1}{2} = 219,82 \text{ T}$

Poids propre de la culée : $G_4 = 256,45 \text{ T}$

Le poids total des charges permanentes est alors : $G_{\max} = G_3 + G_4 = 476,27 \text{ T}$

❖ Surcharges d'exploitations :

Pour $L_1 = 67 \text{ m}$, on prend $q_{1qc} = 2,44 \text{ T/ml}$.

D'où : $Q_1 = (2,44 \times 2 + 2 \times 0,45 \times 1) \times \frac{65,7}{2} = 189,87 \text{ T}$.

La charge totale C_T est :

A l'ELU : $C_T = 1,35 G_{\max} + 1,5 Q_1 = 927,77 \text{ T}$

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

$$n_p \geq \frac{C_T}{Q_{\text{adm}}} \gamma_{pp}$$

Avec : Q_{adm} : Capacité portante d'un pieu = $362,50 \text{ T}$;

γ_{pp} : Coefficient de sécurité égal à $1,6$

Après calcul, on trouve $n_p = 5$ pieux par culée.

Les pieux ont une hauteur égale à 18 m ;

Volume du béton : $V = 2 \times 5 \times \frac{\pi \phi^2}{4} \times 18 = 141,30 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 80 = 11304 \text{ Kg}$

2. Récapitulation

La dépense en matériaux de construction pour les structures principales du pont mixte acier béton est désignée par le tableau 32 qui suit.

Tableau 32: Devis quantitatif du pont mixte acier-béton

Désignation		Unités	Quantité
Superstructures	Béton	m ³	413,91
	Armature des bétons	Kg	62 086,50
	Acier IPE	Kg	284 130,00
Piles	Béton	m ³	276,54
	Armature	Kg	22 138,25
Culées	Béton	m ³	205,16
	Armature	Kg	16 214,63
Pieux	Béton	m ³	310,86
	Armature	Kg	24 868,80
Total béton [m ³]			1 206,47
Total armature [Kg]			125 308,18
Total acier IPE [Kg]			284 130,00

3. Estimation

Le devis quantitatif sommaire du pont mixte acier-béton est représenté dans le tableau 33.

Tableau 33: Devis quantitatif sommaire du pont mixte acier-béton

Désignation	Unités	Quantité	Prix unitaire [Ar]	Montant [Ar]
Béton	m ³	1 206,47	350 000	422 262 750
Armature	Kg	125 308,18	8 000	1 002 465 440
Acier IPE	Kg	284 130,00	10 000	2 841 300 000
Montant total en Ar				4 266 028 190

III. Variante N°3

La variante n°3 est un pont en béton précontraint construit en encorbellement successif comportant 1 travée centrale de 100 m et 2 travées de rive de 55 m chacune.

1. Prédimensionnements

a. Superstructure

La section de la poutre caisson est constituée des éléments suivants :

- Le hourdis supérieur formé de deux hourdis en encorbellement et un hourdis intermédiaire;
- Le hourdis inférieur ;
- Les goussets supérieurs et inférieurs ;
- Les âmes ;
- Les entretoises sur pile ou déviateur ;
- Bossage d'ancrage.

La figure 14 illustre la coupe transversale d'un voussoir pour les ponts courants.

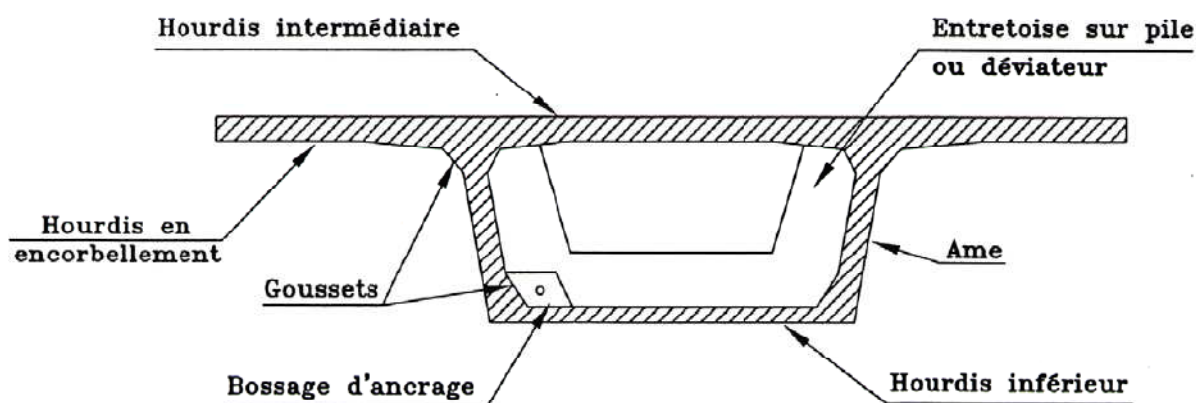


Figure 14: Coupe transversale d'un voussoir pour les ponts courants

Le choix du type de structure des caissons est fonction de la largeur de la chaussée. On distingue :

- Le caisson unicellulaire destiné au tablier de largeur inférieure à 10 m (Figure 15);
- Le caisson à trois âmes pour une largeur de chaussée comprise entre 10 m et 15 m (Figure16);
- La structure en bi – caisson pour une largeur de chaussée supérieure à 15 m (Figure17).

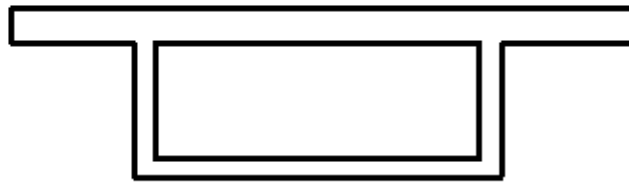


Figure 15 : Caisson unicellulaire

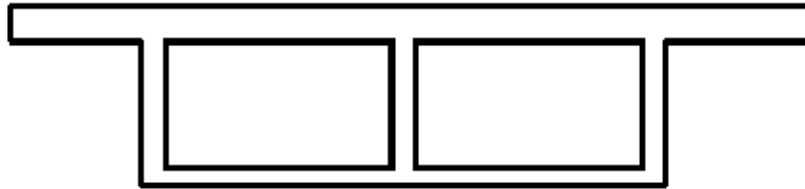


Figure 16 : Caisson à trois âmes

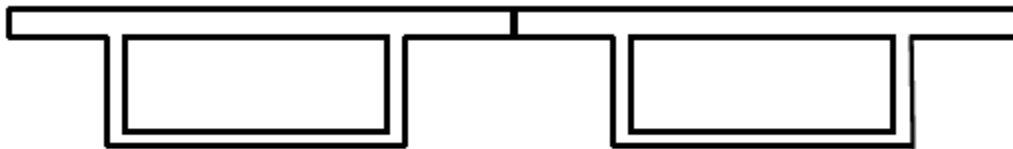


Figure 17: Structure en bi-caisson

a.1. Gabarit

D'après l'étude du trafic, le pont sera à deux voies de circulation. De ce fait, on choisit un gabarit de 7 m pour une bonne évacuation du trafic. On prendra le caisson unicellulaire pour le pont.

a.2. Tablier

L'intrados du tablier se présente sous forme parabolique à partir des piles, mais à l'exception et au voisinage des culées (à une distance de 5 m), ce dernier prend une forme rectiligne. On choisira un tablier à hauteur variable décroissante de piles vers la clé qui offre un certain nombre d'avantages :

- Économie de matériaux ;
- Aspect satisfaisant.

La figure 18 représente une poutre caisson unicellulaire à section variable.

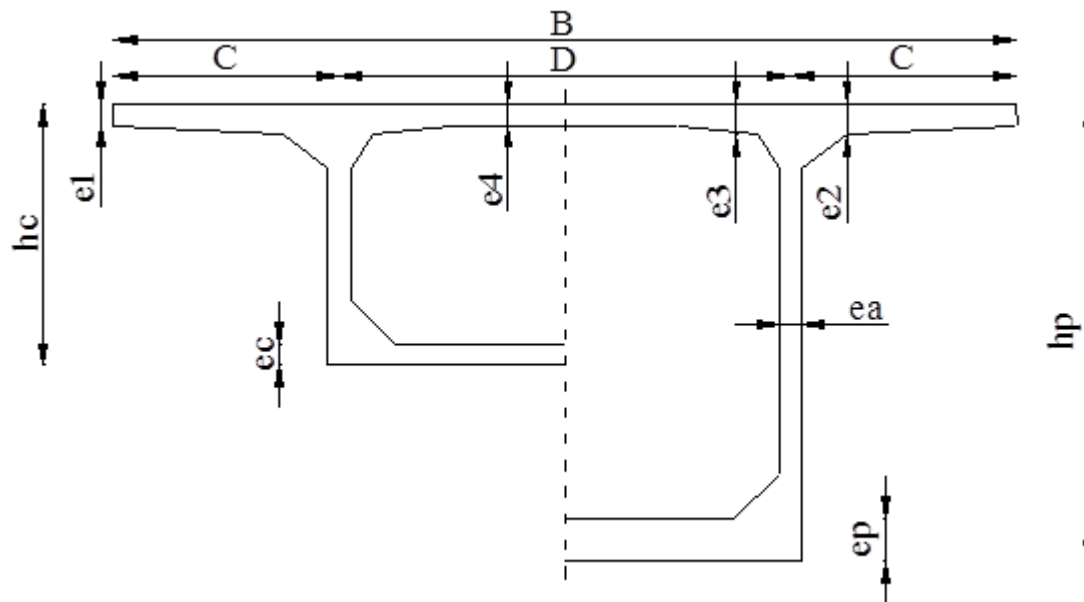


Figure 18 : Poutre caisson unicellulaire à section variable

✓ Hauteur du voussoir sur pile :

La hauteur h_p sur pile est généralement : $\frac{L}{20} \leq h_p \leq \frac{L}{16}$

Telle que L désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

On prendra $h_p = 5,50$ m ;

✓ Hauteur du voussoir à la clé :

En pratique, la hauteur à mi – travée h_c est : $\frac{L}{60} \leq h_c \leq \frac{L}{30}$

On prendra $h_c = 2,50$ m.

✓ Hourdis supérieur :

❖ Largeur :

B : largeur du tablier = 9 m ;

C : implantation de l'âme = $\frac{B}{4} = 2,25$ m ;

D : entre axe des âmes = 4,50 m

❖ Epaisseur :

e_1 : épaisseur en extrémité qui dépend du dispositif de retenu. Elle est au minimum de 18 cm en cas de garde-corps. On va prendre $e_1 = 20$ cm ;

e_2 : épaisseur à l'enracinement de l'encorbellement, elle est prise égale à 30 cm ;

e_4 : épaisseur à mi portée, elle est donnée par : $\max(\frac{D}{25}; 20) = \max(\frac{450}{25}; 20)$.

On prend $e_4 = 20$ cm ;

e_3 : épaisseur à l'encastrement, la valeur e_3 est définie par :

$$0,10 + \frac{D}{25} = 0,10 + \frac{4,50}{25} = 0,28 \text{ m} = 28 \text{ cm.}$$

Le guide de SETRA prévoit les vérifications suivantes :

$$\begin{cases} e_3 > e_2 - 10 \\ e_3 > 1,5 \times e_4 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} e_3 > 10 \text{ cm} \\ e_3 > 30 \text{ cm} \end{cases}$$

On prendra $e_3 = 30$ cm.

✓ Epaisseur des âmes :

Elle est obtenue à partir de la formule: $e_a = \frac{L}{275} + \frac{1,25 \times B}{L} - 0,125 = 35$ cm.

✓ Epaisseur du hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur sur pile : $e_p = 40$ cm.

L'épaisseur du hourdis inférieur à la clé : $e_c = 20$ cm.

✓ Goussets :

Les goussets du hourdis supérieur doivent être dimensionnés de telle sorte qu'ils permettent au premier lieu le logement des câbles de fléaux, ainsi la facilité de la mise en place du béton et l'amélioration de l'encastrement du hourdis sur les âmes.

Les goussets du hourdis inférieur trouvent leur utilité pour disposer tout ou une partie des câbles de continuité.

Pour les goussets supérieur et inférieur, on prendra 25 cm pour dimensions avec un angle d'inclinaison de 45°.

✓ Entretoise et déviateur :

Du fait de la grande rigidité de torsion des poutres tubulaires, aucune entretoise intérieure n'est généralement nécessaire dans les tabliers construits par encorbellement, à l'exception de celles situées au droit des appuis. On adoptera pour les entretoises sur piles une ouverture en haut avec une hauteur au centre de 0,5 m et une largeur de 1,4 m. Pour le

voussoir sur culée, il sera d'une largeur de 1,4 m et d'une hauteur de 0,4 m avec une ouverture en bas. Les entretoises auront une épaisseur de 0,5 m.

Volume des entretoises :

- Sur pile : $V = 7,11 \text{ m}^3$;
- Sur culée : $V = 3,19 \text{ m}^3$

✓ Découpage en voussoir :

❖ Technologie de construction :

Les voussoirs des ponts construits par encorbellement successifs peuvent être soit coulés en place, soit préfabriqués et assemblés sur site. Lorsque le nombre de voussoirs à exécuter est inférieur à 350 à 400, le tablier de l'ouvrage est coulé en place. Sinon, la construction se fait par voussoirs préfabriqués. Dans notre cas, le nombre de voussoirs est inférieur à 350. Ce qui justifie la technologie des voussoirs coulés in situ.

❖ Voussoirs sur pile (VSP) :

Pour les ouvrages coulés en place, les voussoirs sur pile doivent permettre de supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs. La longueur que nous adoptons pour nos voussoirs sur pile est égale à 7,50 m.

❖ Voussoirs de clavage :

La longueur des voussoirs de clavage varie selon la technique de construction utilisée. Pour les ouvrages coulés en place, la longueur du voussoir de clavage doit permettre le recouvrement des armatures longitudinales et la mise en tension des câbles de fléau des derniers voussoirs. Leur longueur minimale est ainsi d'environ 2 m. On adopte pour notre ouvrage une longueur de 2,5 m.

❖ Voussoirs courants :

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m suivant les ouvrages. On déterminera par la suite la longueur des voussoirs pour qu'il y ait autant de voussoirs courants que de paires de câbles de fléaux déterminés par le calcul de la précontrainte de fléau.

✓ Variation de la hauteur $h(x)$:

❖ Au niveau de la travée de rive :

L'intrados suit une variation parabolique (partie proche de la pile), puis une partie du tablier (les 5 m derniers coté de culée) a une hauteur constante égale à h_c :

$$0 \leq x \leq L: h(x) = h_p - 2(h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{L}\right) + (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$L \leq x \leq L + 5: h(x) = h_c$$

❖ Au niveau de la travée intermédiaire :

$$0 \leq x \leq L: h(x) = h_p - 2(h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{L}\right) + (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

✓ Epaisseur du hourdis inférieur $e(x)$:

❖ Au niveau de la travée de rive :

Elle suit une loi de variation parabolique analogue à celle de $h(x)$:

$$0 \leq x \leq L: e(x) = e_p - 2(e_p - e_c) \times \left(\frac{x}{L}\right) + (e_p - e_c) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$L \leq x \leq L + 5: e(x) = e_c$$

❖ Au niveau de la travée intermédiaire :

$$0 \leq x \leq L: e(x) = e_p - 2(e_p - e_c) \times \left(\frac{x}{L}\right) + (e_p - e_c) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

✓ Variation de la section :

❖ Au niveau de la travée de rive :

$$0 \leq x \leq L: S(x) = S_p - 2(S_p - S_c) \times \left(\frac{x}{L}\right) + (S_p - S_c) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

$$L \leq x \leq L + 5: S(x) = S_c$$

❖ Au niveau de la travée intermédiaire :

$$0 \leq x \leq L: S(x) = S_p - 2(S_p - S_c) \times \left(\frac{x}{L}\right) + (S_p - S_c) \times \left(\frac{x}{L}\right)^2$$

S_p : la section au niveau de la pile;

S_c : la section au niveau de la culée.

Le tableau 34 montre la section des deux voussoirs sur pile et à la clé.

Tableau 34: Section des deux voussoirs sur pile et à la clé

Voussoirs	h(x)	e(x)	Surface
	(m)	(m)	(m ²)
½ vsp	5,50	0,40	7,59
Voussoir de clavage	2,50	0,20	4,66

✓ Volume total des voussoirs :

❖ Pour un demi - fléau :

$$V_{df} = (7,59 \times 3,75) + \int_{3,75}^{48,75} \left(7,59 - 2 \times (7,59 - 4,66) \left(\frac{x}{48,75} \right) + (7,59 - 4,66) \left(\frac{x}{48,75} \right)^2 \right) dx + \frac{7,11}{2}$$

$$V_{df} = 278,35 \text{ m}^3$$

❖ Pour un fléau : $V_f = 556,70 \text{ m}^3$

❖ Sur tout le pont : $V_t = 1186,49 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $P = 1186,49 \times 115 = 136446,35 \text{ Kg}$

Câble de précontrainte : $C = 1186,49 \times 50 = 59324,50 \text{ Kg}$

a.3. Trottoir

On va prendre les dimensions ci-après pour le trottoir : largeur : 1 m ; épaisseur : $e_t = 0,15 \text{ m}$; pente : 1,5%.

Volume du béton : $V = (2 \times 2 \times 1 \times 0,15 \times 50) + (2 \times 2 \times 1 \times 0,15 \times 55) = 63 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 150 = 9450 \text{ Kg}$

a.4. Garde-corps

Le garde-corps sera en acier. La hauteur prise est égale à 1 m.

a.5. 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 2,5 %.

b. Infrastructure

b.1. Piles

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

✓ Chevêtre :

Sa hauteur est comprise entre 0,60 m et 1,50 m. On prendra $h_{ch} = 1,50$ m;

Sa longueur est voisine de la largeur du hourdis inférieur. Soit $L_{ch} = 6,50$ m;

Sa largeur est voisine de la longueur du voussoir sur pile et doit avoir la capacité de recevoir les colonnes. On prendra $l_{ch} = 4$ m.

Volume du béton : $V = 1,50 \times 6,50 \times 4 \times 2 = 78 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 7020 \text{ Kg}$

✓ Colonne :

Hauteur des fûts $H_f = 15$ m ;

Son diamètre D est tel que : $D \geq \frac{H_f}{12}$. D'où, on a $D \geq 1,25$ m.

On prendra $D = 1,60$ m.

Volume du béton : $V = \frac{3,14 \times 1,6^2}{4} \times 15 \times 2 \times 2 = 120,58 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 10851,84 \text{ Kg}$

✓ Semelle sous pile :

Le débord de la semelle est de 0,5 m pour la longueur et 0,25 m pour la largeur. On prendra $L_s = 10$ m pour la longueur. Le diamètre d'un pieu est de 1 m, alors, la largeur l_s est égal à 7 m. On prend $h_s = 1$ m.

Volume du béton : $V = 10 \times 7 \times 1 \times 2 = 140 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 65 = 9100 \text{ Kg}$

✓ Pieux sous piles :

Les charges transmises par une pile sont les charges venant d'un fléau.

❖ Charges permanentes :

Charge venant de la superstructure : $G_1 = 1466,75 \text{ T}$

Poids propre de la pile : $G_2 = 423,23 \text{ T}$

Le poids total des charges permanentes est alors : $G_{\max} = G_1 + G_2 = 1889,98 \text{ T}$

❖ Surcharges d'exploitation : $Q_1 = (1,76 \times 2 + 2 \times 0,45 \times 1) \times 100 = 442 \text{ T}$

La charge totale C_T est :

A l'ELU : $C_T = 1,35 G_{\max} + 1,5 Q_1 = 3214,47 \text{ T}$

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

$$n_p \geq \frac{C_T}{Q_{\text{adm}}} \gamma_{pp}$$

Avec : Q_{adm} : capacité portante d'un pieu égale à $362,50 \text{ T}$;

γ_{pp} : coefficient de sécurité égal à $1,4$

Après calcul, on trouve $n_p = 12$ pieux par pile.

Les pieux ont une hauteur égale à 18 m .

Volume du béton : $V = 2 \times 12 \times \frac{\pi \phi^2}{4} \times 18 = 339,12 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 80 = 27129,6 \text{ Kg}$

b.2. Culées

✓ Mur garde grève :

Son épaisseur est définie par : $20 \text{ m} \leq e_g \leq 30 \text{ m}$

On prendra $e_g = 25 \text{ cm}$;

Sa hauteur est donnée par : $h_g = h_{\text{dernier caisson}} + h_{\text{ap}} + h_{\text{dé}}$

Avec : h_{ap} : hauteur de l'appareil d'appui prise égal à $0,115 \text{ m}$;

$h_{\text{dé}}$: hauteur totale du dé supérieur et inférieur. On prendra $h_{\text{dé}} = 0,07 \text{ m}$;

D'où : $h_g = 2,50 + 0,115 + 0,07 = 2,69 \text{ m}$;

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

Volume du béton : $V = 2 \times 2,69 \times 0,25 \times 9 = 12,08 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 1087,43 \text{ Kg}$

✓ Sommier :

Sa longueur est égale à la longueur du tablier : $L_{so} = 9 \text{ m}$;

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 front telle que : $0,4h_t \leq E \leq 0,5h_t$

Soit $E = 1\text{m}$.

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 minimum), la largeur l_{so} est égale à 1,40 m.

Volume du béton : $V = 2 \times 9 \times 1,40 \times 0,80 = 20,16 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 1814,4 \text{ Kg}$

✓ Mur en retour :

Sa hauteur est : $h_r = h_g + e_{so} = 2,69 + 0,80 = 3,49 \text{ m}$;

Sa largeur est prise égale à $l_r = 3,00 \text{ m}$;

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

Volume du béton : $V = 4 \times 3,49 \times 3 \times 0,25 = 10,47 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 940,95 \text{ Kg}$

✓ Mur de front :

Sa longueur L_f est prise égale à 9 m ;

Son épaisseur est $E = 1 \text{ m}$;

Sa hauteur h_f est prise égale à 4 m ;

Volume du béton : $V = 2 \times 9 \times 1 \times 4 = 72 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 90 = 6480 \text{ Kg}$

✓ Semelle sous culée :

Sa longueur doit être supérieure à la largeur du tablier et l'épaisseur du mur de front E .

Soit $L_{sc} = 10 \text{ m}$.

Sa largeur l_{sc} est égale à 4,50 m.

On prend son épaisseur égale à 1,00 m.

Volume du béton : $V = 2 \times 10 \times 4,50 \times 1,00 = 90 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 65 = 5850 \text{ Kg}$

✓ Pieux sous culée :

Les charges transmises par une culée sont les charges venant des voussoirs de clavage et les voussoirs de hauteur constante des travées de rive.

❖ Charges permanentes :

Charge venant de la superstructure : $G_3 = 85,47 \text{ T}$;

Poids propre de la culée : $G_4 = 255,89 \text{ T}$.

Le poids total des charges permanentes est alors : $G_{\max} = G_3 + G_4 = 341,36 \text{ T}$

❖ Surcharges d'exploitation :

Pour $L_1 = 5 \text{ m}$, on prend $q_{1qc} = 4,10 \text{ T/ml}$.

D'où : $Q_1 = (4,10 \times 2 + 2 \times 0,45 \times 1) \times 5 = 45,5 \text{ T}$

La charge totale C_T est :

A l'ELU : $C_T = 1,35 G_{\max} + 1,5 Q_1 = 529,08 \text{ T}$

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

$$n_p \geq \frac{C_T}{Q_{adm}} \gamma_{pp}$$

Avec : Q_{adm} : capacité portante d'un pieu égale à 362,50 T;

γ_{pp} : coefficient de sécurité égal à 1,6

Après calcul, on trouve $n_p = 4$ pieux par culée.

Les pieux ont une hauteur égale à 18 m ;

Volume du béton : $V = 2 \times 4 \times \frac{\pi \phi^2}{4} \times 18 = 113,04 \text{ m}^3$

Poids des armatures : $A = V \times 80 = 9043,20 \text{ Kg}$

2. Récapitulation

La dépense en matériaux de construction pour les structures principales du pont construit par encorbellements successifs est indiquée par le tableau 35.

Tableau 35: Devis quantitatif du pont BP construit par encorbellements successifs

Désignation		Unités	Quantité
Superstructures	Béton	m ³	1 249,49
	Acier	Kg	145 896,35
	Câble	Kg	59 324,50
Piles	Béton	m ³	338,58
	Acier	Kg	26 971,84
Culées	Béton	m ³	204,71
	Acier	Kg	16 172,78
Pieux	Béton	m ³	452,16
	Acier	Kg	36 172,80
		Total béton [m ³]	2 244,94
		Total acier [Kg]	225 213,77
		Total câble [Kg]	59 324,50

3. Estimation

Le devis estimatif sommaire du pont BP construit par encorbellements successifs est indiqué dans le tableau 36.

Tableau 36: Devis estimatif sommaire du pont BP construit par encorbellements successifs

Désignation	Unités	Quantité	Prix unitaire [Ar]	Montant [Ar]
Béton	m ³	2 244,94	350 000	785 729 000
Acier	Kg	225 213,77	8 000	1 801 710 160
Câble d'armature	Kg	59 324,50	36 500	2 165 344 250
Montant total en Ar				4 752 783 410

A. ANALYSE DES VARIANTES

Les avantages et inconvénients de chaque variante sont représentés dans le tableau 37 suivant :

Tableau 37 : Avantages et inconvénients des variantes

VARIANTES	AVANTAGES	INCONVENIENTS
Pont en BP (VIPP)	- peu d'entretien ; - Architecture : bonne - Coût : moyen	- Prix des câbles élevé ; - Difficulté d'exécution ; - Quatre appuis intermédiaires ; - Poids propre important ; - Durée d'exécution longue.
Pont mixte acier béton	- Faible durée d'exécution ; - Structure plus léger ; - Ferraillage réduit.	- Nécessité d'importation des poutres en acier ; - Trois appuis intermédiaires - Nécessite beaucoup d'entretien.
Pont en BP construit par encorbellement successif	- Portée plus élevée que le pont en BP (VIPP) ; - Peu d'entretien ; - Deux appuis intermédiaires ; - Grand débouché hydraulique ; - Architecture : très bonne ;	- Structure plus onéreuse ; - Prix des câbles élevé ; - Nécessite beaucoup de câbles ; - Nécessite des mains d'œuvre qualifié ; - Difficulté d'exécution ; - Poids propre important ; - Construction sur cintre pour les 5 m côtés culée.

B. CHOIX MULTICRITERE

Les critères de choix sont cités dans le tableau 38. 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 38: Évaluation des critères pour le choix de variante

CRITERES	NOTE		
	PONT EN BP (VIPP)	PONT MIXTE ACIER BETON	PONT BP CONSTRUIT EN ENCORBELLEMENT
Coût sommaire	2	3	1
Durée d'exécution	2	3	1
Difficulté d'exécution	2	3	1
Volume en béton	2	3	1
Disponibilité des matériaux	3	1	3
Condition d'entretien	2	1	2
Condition hydraulique	1	2	3
Durabilité de l'ouvrage	3	1	3
Portée	1	1	3
Architecture	1	1	3
Total des notes	19	19	21

PARTIE III : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE

CHAPITRE I : CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT

A. NOTION HISTORIQUE DE LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

La construction par encorbellements successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol est une technique très ancienne. Dès l'antiquité, elle fût appliquée à la construction de voûte en Europe et en Amérique du Sud notamment pour la construction des voûtes maya.

Les premiers ponts en encorbellement furent en effet édifiés en bois. César parle dans ses écrits d'ouvrages Gaulois construits avec des troncs d'arbre posés orthogonalement par rangées horizontales, entre lesquelles étaient placés des blocs de rochers formant du contrepoids. On trouve encore des ouvrages de ce type en Chine, en Inde et au Tibet. On peut citer le projet d'un pont en bois de 550 m de portée, établi en 1811 par l'Ingénieur américain THOMAS POPE. Il s'agissait d'un arc très surabaissé, encastré sur deux culées en maçonnerie à partir desquelles était construit en encorbellement par assemblage d'éléments préfabriqués.

Au XIX^{ème} siècle et au début du XX^{ème} siècle, elle fût appliquée à la construction de pont métallique en arc, ou en poutres treillis.

Elle fût également utilisée dans le domaine du béton armé : ce type d'ouvrage ne connut pas un grand développement vu l'encombrement des armatures et la fissuration de l'extrados des consoles.

L'apparition de la technique du béton précontraint due à FREYSSINET (1930) allait donner à la construction des ponts par encorbellements successifs une place de choix dans le domaine de portées allant de 70 m à 250 m.

C'est en 1950 que le Docteur FUTERENRALDER, qui a conçu le pont sur la LAHN, inaugure véritablement la technique de l'encorbellement avec les ouvrages en béton précontraint.

La technique dans la conception des ponts en béton précontraint construit par encorbellement a connu des évolutions importantes avec quatre grandes périodes :

- 1^{ère} génération : de 1950 à 1964 : fléaux isostatiques encastrés sur les piles avec articulations à la clé ;

- 2^{ème} génération : de 1965 à 1975 : ouvrages rendus continus par clavage, sans prise en compte de la redistribution par fluage ;
- 3^{ème} génération : de 1975 à 1983 : ouvrages continus dimensionnés avec prise en compte des nouvelles règles (redistribution par fluage et gradient thermique) ;
- 4^{ème} génération : de 1983 à nos jours : ouvrages continus calculés aux états limites (BPEL) avec utilisation de précontrainte extérieure.

B. PRINCIPE DE LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT

La construction par encorbellement, désignée sur la figure 19, consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, dès qu'elle atteint une résistance suffisante. Elle devient alors autoporteuse et sert de base de départ à une nouvelle avancée.

La stabilité de la console ainsi constituée est assurée à chaque exécution d'un voussoir par des câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités et qui sont mis en tension ; ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents.

Les voussoirs peuvent être bétonnés en place dans des coffrages mobiles. Ils peuvent également être préfabriqués, transportés et mis en place au moyen de dispositifs appropriés.

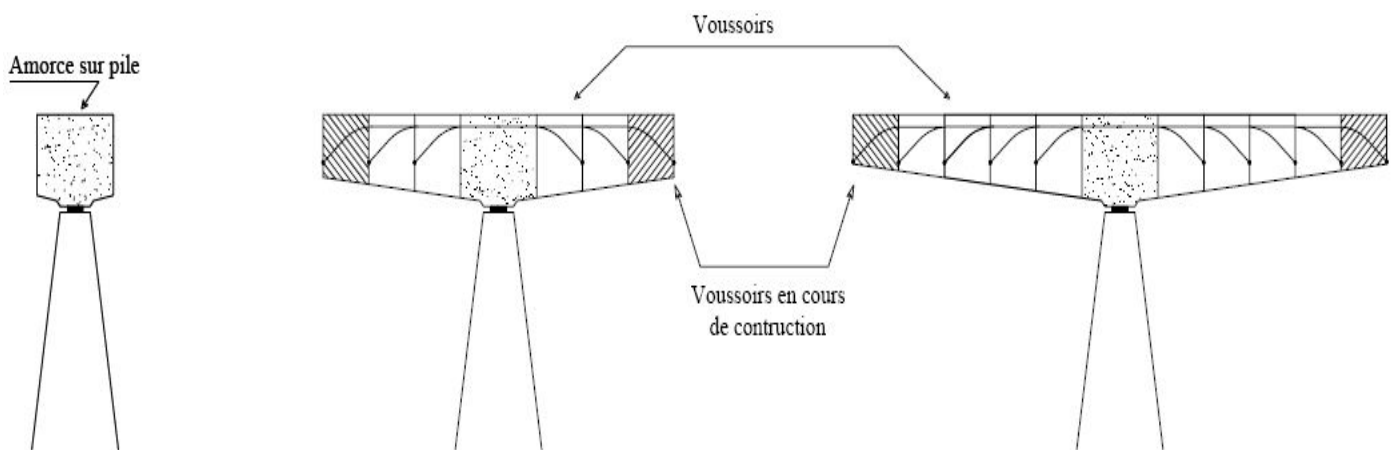


Figure 19 : Schéma de principe de la construction par encorbellement

La construction s'effectue :

- En général symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console ainsi obtenue est alors dénommée fléau ;

- Parfois disymétriquement, d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente ;
- Exceptionnellement à partir d'une culée, le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contrepoids dimensionné en conséquence et faisant partie du tablier lui-même.

C. TECHNOLOGIE DE CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE

Le présent paragraphe présente la technologie nécessaire à la réalisation des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs et traite plus précisément les ouvrages coulés en place ; quelques détails se portent sur la conception des ouvrages provisoires tels que les coffrages des voussoirs sur pile, équipages mobiles et la conception des dispositifs de stabilisations des fléaux.

I. Les voussoirs sur pile (VSP)

Les voussoirs sur pile sont toujours construits à l'aide de coffrages spécifiques, conçus pour cette partie du tablier et posés sur un plancher de travail fixés au sommet des piles.

Les coffrages extérieurs sont des coffrages fixes métalliques, ceux des intérieurs sont réalisés soit avec un coffrage traditionnel, soit avec un outil métallique articulé.

Le plancher de travail, fixé à des inserts métalliques, noyé dans le sommet de la tête de pile, présente une forme extérieure rectangulaire. Il est ajouré en son centre pour permettre un contact direct entre la sous face du voussoir sur pile et le dessus des cales de stabilité et des appareils d'appuis.

Les voussoirs sur pile sont en général exécutés en deux phases :

- La première phase comprend le hourdis inférieur, les goussets et la naissance des âmes ;
- La seconde phase comporte le reste de la section transversale et l'entretoise sur pile.

Le délai d'exécution d'un voussoir sur pile est en moyenne 8 semaines.

II. Les voussoirs courants

1. Généralités sur les équipages mobiles

Les voussoirs courants sont construits à l'aide d'outils coffrants très complexe qu'on appelle des équipages mobiles. Suivants le cas, ces outils peuvent être soit construits spécifiquement pour le chantier, soit existants mais adaptés pour le chantier.

Les équipages, comme d'autres outils coffrants, comportent trois éléments majeurs, chacun associé à une fonction à assurer :

- Une charpente métallique, permettant d'accrocher l'équipage et le futur voussoir au dernier voussoir exécuté ;
- Des parois coffrants métalliques, permettant de donner au béton la forme souhaitée ;
- Des passerelles de travail, permettant au personnel de travailler en tout point du voussoir à exécuter.

2. Détails de la charpente métallique des équipages mobiles courants

La charpente des équipages mobiles utilisés pour exécuter des caissons simple est composée de trois grandes sous structures :

- Une grande structure en U, située sous le tablier, supportant le coffrage du dessous des encorbellements et des faces extérieures des âmes ainsi que le coffrage du hourdis inférieur ; cette structure est composée elle-même de grandes membrures latérales longitudinales en treillis, d'un contreventement horizontal situé sous le hourdis inférieur et d'une poutre verticale « avant » ; celle-ci, également en treillis, est située à l'extrémité de l'équipage côté voussoir n+1, le voussoir n étant le voussoir à couler ;
- Une poutre supérieure transversale, parfois aussi appelée poutre de translation, posée sur le hourdis supérieur du voussoir n+1, à son extrémité libre ;
- Des poutres tiroirs, situées sous la partie centrale du hourdis supérieur, supportant le coffrage des surfaces intérieures du voussoir n.

3. Fonctionnement des équipages mobiles

Les différents éléments qui viennent d'être décrits sont conçus en tenant compte de deux situations très différentes correspondant aux situations de déplacement d'une part, de ferrailage, de câblage et de bétonnage d'autre part.

En phase statique, les liaisons entre les trois sous structures sont les suivantes :

- La poutre supérieure repose sur le béton ;
- La structure en U est fixée à la poutre supérieure par des tiges traversant le hourdis supérieur déjà exécuté ;
- Les poutres tiroirs sont appuyées sur la poutre avant côté voussoir n+1 et fixées au hourdis supérieur par des suspentes traversant côté voussoir n-1.

En phase de déplacement, la situation de ces éléments évolue comme suit :

- La poutre supérieure repose toujours sur le béton ;
- La structure en U est suspendue à la poutre supérieure soit par des tiges situées de part et d'autre du caisson, donc ne traversant pas le hourdis supérieur déjà exécuter, soit par l'intermédiaire de console prolongeant la poutre supérieure sous les encorbellements ; le centre de gravité de U étant situé très en avant du plan de suspension, le U a tendance à plonger côté clé mais ce mouvement est bloqué par des roues arrières en butée sur les encorbellements déjà exécutés ;
- Les poutres tiroirs sont en console.

Le déplacement de la poutre supérieure et du U sont assurés par des vérins horizontaux à longue course situés sur le hourdis supérieur et poussant la poutre supérieure. Selon le cas, les poutres tiroirs sont-elles déplacées soit par des tire-forts, soit par un second jeu de vérins à longue course.

4. Cinématique de construction d'un voussoir courant

Compte tenu de ce qui précède, les grandes étapes de la cinématique de construction du voussoir courant n sont décrites dans le tableau 39.

Tableau 39: Cinématique de construction d'un voussoir courant

N°	Phasage de construction d'un voussoir courant
1	Enfilage et mise en tension du voussoir n-1 ;
2	Démontage des tiges fixant la structure en U au béton du voussoir n-2, le U est alors entièrement suspendue à la poutre supérieure ;
3	Ripage de la poutre supérieure et donc du U qui lui est suspendue ;
4	Mise en place des tiges fixant la structure en U au béton du voussoir n-1 ;
5	Réglage des coffrages extérieurs et du coffrage du hourdis inférieur
6	Mise en place des cages d'armatures inférieures du voussoir n, avec ses gaines et ses ancrages ;
7	Démontage des tiges fixant les poutres tiroirs et ripage de celles-ci ;
8	Ripage et réglage du coffrage intérieur ;
9	Mise en place des tiges fixant les poutres tiroirs au béton du voussoir n-1 ;
10	Mise en place de la cage d'armatures supérieures du voussoir n avec ses gaines et ses ancrages ;
11	Bétonnage du voussoir n.

Le cycle de réalisation d'une paire de voussoirs est compris entre 48 et 72 h.

III. Les voussoirs de clavage

Les voussoirs de clavage sont exécutés soit avec un outil dédié à cette tâche, soit plus fréquemment à l'aide d'un des équipages mobiles exécutant les voussoirs courants. Dans ce dernier cas, le coffrage intérieur métallique de l'équipage est presque toujours remplacé pour cette tâche par un coffrage spécial en bois beaucoup plus facile à extraire une fois le clavage effectué. Ces voussoirs sont coulés en une seule phase. Leur délai d'exécution est compris entre deux et trois jours selon les chantiers.

IV. Les tronçons d'extrémité

Dans la majorité des cas, le profil en long du terrain naturel au voisinage des culées oblige à construire les tronçons d'extrémités sur un étalement horizontal reposant d'une part sur le chevêtre de la culée, et d'autre part, sur une ou plusieurs palées provisoires métalliques. Sur cet étalement, le tablier est alors coffré et bétonné par plots de 3 à 4 m.

Lorsque le profil de terrain le permet, il est toutefois possible de construire les tronçons d'extrémité du tablier sur des tours d'étalement, cette technique étant sans ce cas le plus économique.

V. La stabilisation des fléaux

1. La précontrainte de clouage

La précontrainte de clouage, généralement utilisée, est constituée de câbles. En partie basse, les câbles sont ancrés dans les semelles de fondation ou par le biais d'une boucle, ce qui ne représente pas de difficultés particulières. En partie haute, les câbles devraient être ancrés grâce à des plaques d'ancrages logées dans le hourdis supérieur du VSP. Cette disposition étant impossible en raison de la densité de ferraillages prévus dans ces pièces, les ancrages sont par conséquent logés dans des blocs en béton préfabriqué posés sur le dessus du VSP et disposés après détensions des câbles de clouage.

2. Les cales en béton

Quand la tête de pile est assez grande pour accueillir en même temps les appareils d'appuis, les cales, les câbles de clouage et les vérins, le système de stabilisation le plus économique est constitué d'une précontrainte de clouage et des cales en béton fretté parallélépipédique posées directement sur la tête de pile.

Pendant la construction des fléaux, ces derniers reposent sur les cales provisoires, les appareils d'appuis étant mis en place mais sans contact avec le VSP. Après clavage, on procède à la mise sur appuis définitifs, qui s'effectue comme suit :

- Soulever le tablier à l'aide des vérins ;
- Mater le vide au-dessus des appareils d'appuis ;
- Reposer l'ouvrage sur le matage durci.

Une fois ces opérations effectuées, les cales provisoires ne sont en contact avec le VSP et peuvent être alors retirées.

CHAPITRE II : REGLES ET HYPOTHESES DE CALCUL

A. REGLES DE CALCUL

Les règles de calcul utilisées sont :

- Pour le béton armé : les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifié 99) ;
- Pour le béton précontraint : les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites (BPEL 91 modifié 99) ;
- Pour les surcharges : la circulaire du 19 Août 1960 pour les ponts routes ;
- Pour la fondation : fascicule 62 titre V.

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 :

- Un état limite ultime ou ELU
- Un état limite de service ou ELS

1. *Etat limite ultime*

Il correspond à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'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 les phénomènes suivants sont à craindre :

- Perte d'équilibre statique ;
- Instabilité de forme (flambement) ;
- Rupture de sections par déformation excessive.

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

2. Etat limite de service

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 ci-après :

- Ouvertures excessives des fissures ;
- Compression excessive du béton ;
- Déformations excessives des éléments porteurs ;
- Vibrations excessives et/ou inconfortables ;
- Perte d'étanchéité.

Ainsi, l'ELS met en jeu 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. Elle provient 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 :

- Les actions permanentes ;
- Les actions variables ;
- Les actions accidentelles.

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 – dessous :

- $G_{\max}$: 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 actions accidentelles qui prennent en compte les actions accidentelles.

a.1. Situation durable ou transitoire

La formulation symbolique est la suivante :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum_{i>1} 1.3 \varphi_{Qi} Q_i$$

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

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \begin{cases} 1.5 \left\{ \begin{matrix} Q_r \\ W \end{matrix} \right. \\ 1.35 \left\{ \begin{matrix} Q_{rp} \\ [T] \end{matrix} \right. + 1.3 \left\{ \left[\frac{0.8}{1.3} T + \frac{0.65}{1.30} \Delta\theta \right] \right\} \end{cases}$$

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

W : action du vent ;

Q_{rp} : charges routières de caractère particulier (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).

a.2. Situation accidentelle

La formulation symbolique est comme suit :

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

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 :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \begin{cases} \begin{matrix} 0.6 \\ 0.4 \\ 0.2 \end{matrix} \end{cases} Q_r \text{ pour } \begin{cases} \text{pont de 1}^\circ \text{ classe} \\ \text{pont de 2}^\circ \text{ classe} \\ \text{pont de 3}^\circ \text{ classe} \end{cases} \\ \begin{matrix} 0.2W \\ 0.5T \\ 0.5\Delta\theta \end{matrix}$$

Le tableau 40 ici- bas illustre la classification des ponts.

Tableau 40: Classification des ponts

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

Source : Fascicule 61 – Titre II

b. Combinaisons d'actions pour les ELS

Sa formulation symbolique est :

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

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

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \begin{cases} Q_r \\ Q_{rp} \\ \Delta\theta + \{(0.6T + 0.5 \Delta\theta)\} \\ T \\ W \end{cases}$$

III. Système de surcharge

1. Système de surcharge A(l)

La surcharge A est donnée par : $A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} [\text{Kg/m}^2]$

Où : L, exprimée en mètres, est la longueur surchargée.

Lors de l'établissement de cette formule, le coefficient de majoration dynamique (CMD) est déjà pris en compte, donc on ne le considère plus dans le calcul de la surcharge A.

2. Système de surcharge B

Il comprend 3 systèmes de surcharge distincte dont il y aura lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de l'ouvrage :

- Le système B_c : composé de camion type ;
- Le système B_e : composé d'un essieu isolé ;
- Le système B_r : composé d'une roue isolée.

a. Système Bc

Le système B_c se compose de camion type dont les caractéristiques sont données par la figure 20.

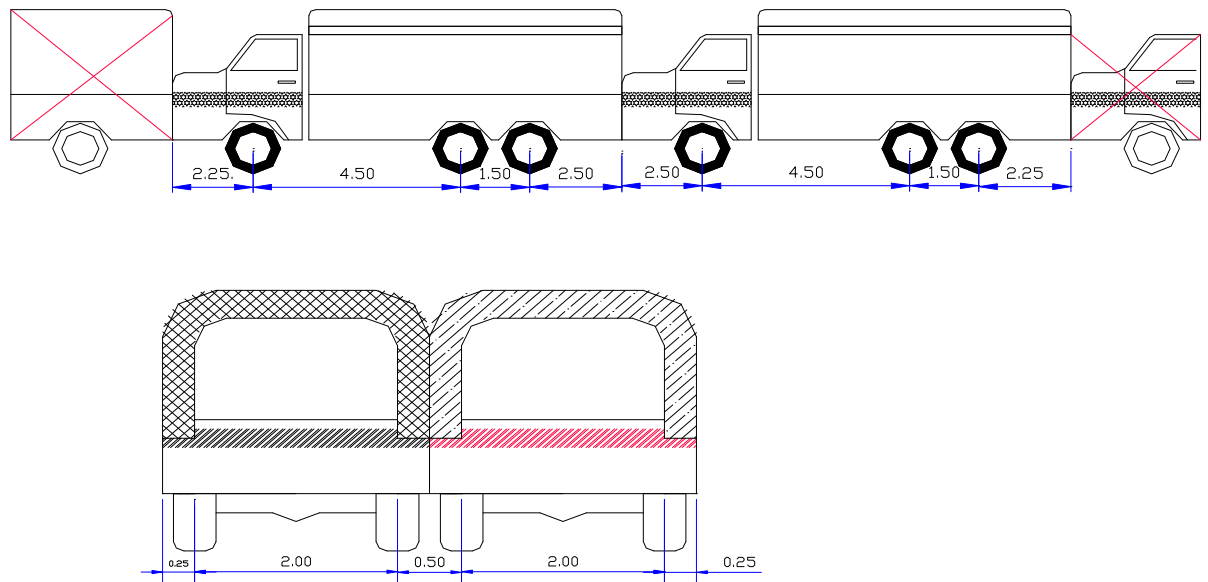


Figure 20: Vues longitudinale et transversale de système B_c

- Masse totale : 30 T ;
- Masse portée par chacun des essieux arrière : 12 T ;
- Masse portée par l'essieu avant : 6 T ;
- Longueur d'encombrement : 10,50 m ;
- Largeur d'encombrement : 2,50 m ;
- Distance des essieux arrières : 1,50 m ;
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,50 m ;
- Distance entre axe des deux roues d'un essieu : 2 m ;
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m de côté ;
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20 m de côté.

On disposera sur la chaussée, au plus, autant de fils ou de 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. La figure 21 montre les dispositions pour la surcharge B_e .

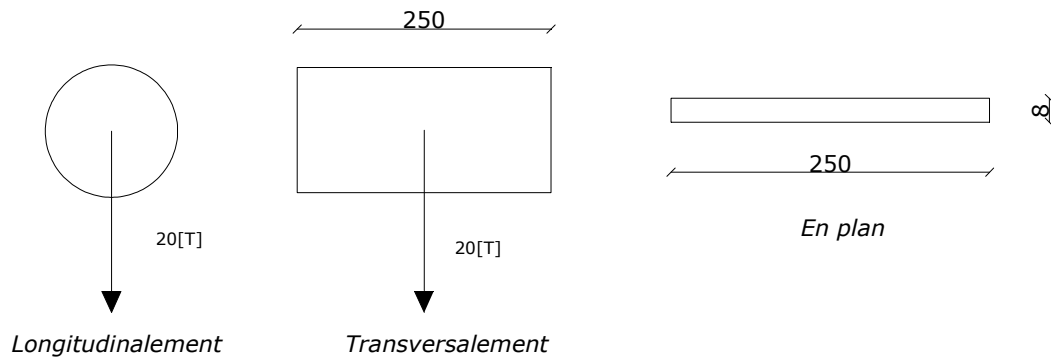


Figure 21: Dispositions pour la surcharge B_e

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, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, et peut être placé n'importe où sur la largeur roulable. Les dispositions pour la surcharge B_r sont représentées sur la figure 22.

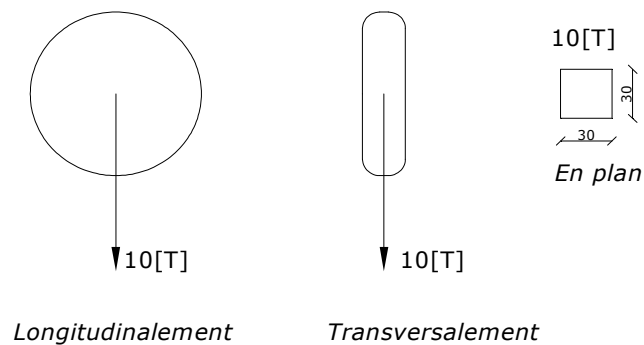


Figure 22: Dispositions pour la surcharge B_r

IV. Coefficient de majoration dynamique ou CMD

Il est préférable de prendre en considération le fait que les charges sont 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 déterminé par la formule suivante :

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

Avec : L : longueur de l'élément considéré ;

P : charge permanente de l'élément considéré ;

S : surcharge maximale du système B.

B. HYPOTHESES ET DONNEES POUR LES CALCULS

I. Hypothèses sur les règles BAEL et BPEL

Au cours de la déformation, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (principes de Navier-Bernoulli) ;

- le béton et l'acier ont la 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 ;
- On admet que les matériaux ont les mêmes propriétés mécaniques en tous points ;
- Le dosage en ciment minimum est égal à 300 Kg/m³ pour le béton armé ;
- La résistance caractéristique du béton est comprise entre 25 MPa et 60 MPa pour les BA ; et entre 30 MPa et 60 MPa pour les BP ;
- Comme l'ouvrage est exposé dans une atmosphère agressive, la fissuration est de ce fait jugée préjudiciable, l'enrobage minimum des aciers est égal à 3 cm.

II. Caractéristiques des matériaux à prendre en compte

1. Bétons

a. Béton armé

- Dosage : 350 Kg de CEM I 42,5 par m³ de béton ;
- 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, la résistance caractéristique à la compression est supposée constante ;
- Résistance caractéristique à la compression, à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Résistance caractéristique à la traction à j jours : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ [MPa] ;
- Module de déformation longitudinale instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$;
- Résistance limite à la compression relative à l'ELU : $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ [MPa]

Où : $\theta = 1$: si la durée d'application des charges est supérieure à 24 h ;

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

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

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

$\gamma_b = 1,5$: pour les combinaisons fondamentales.

- Résistance limite à la compression relative à l'ELS : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$ [MPa]
- Le coefficient de Poisson pris est égal à 0 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 ;
- A l'ELU, le raccourcissement relatif du béton est limité à 2 ‰ en compression simple et à 3,5 ‰ en flexion.

b. Béton précontraint

- Dosage : 400 Kg/m³ de CEM I de classe 52,5 par m³ de béton ;
- Résistance caractéristique à la compression, à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 35$ MPa.

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

2. Acier d'armatures

a. Armatures de béton armé et armatures passives

- Type : on utilise des barres à haute adhérence FeE400 ;
- Limite d'élasticité garantie : $f_e = 400$ MPa ;
- Module de déformation longitudinale : $E_s = 2,1 \times 10^5$ MPa ;
- Contrainte de l'acier à l'ELU : $\sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$ MPa

Avec $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité ;

- Contrainte limite des aciers à l'ELS :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 201,6 \text{ MPa}$$

où $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration pour les aciers à haute adhérence ;

- Allongement relatif de l'acier tendu : $\varepsilon_s \leq 10$ ‰.

b. Armatures de précontrainte

On choisit deux types de câbles : 12T15S et 19T15S (Réservés aux ouvrages de grandes portées).

- Section d'une armature : 1800 mm² (12T15S) et 2850 mm² (19T15S);
- Diamètre d'une gaine : 88 mm (12T15S) et 103 mm (19T15S);
- Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1770$ MPa ;

- Limite d'élasticité garantie : $f_{peg} = 1583 \text{ MPa}$;
- Module d'élasticité : 195000 MPa ;
- Valeur maximale de la tension à l'origine :

$$\sigma_0 = \min (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$$

$$\sigma_0 = \min (1416 ; 1424.7)$$

$$\sigma_0 = 1416 \text{ MPa}$$

III. Charges considérées

1. Charges permanentes

a. Poids propre du tablier

Les effets du poids propre sont calculés sur la base des dessins de coffrage en attribuant une masse volumique de $2,5 \text{ T/m}^3$.

b. Équipements de la superstructure

Les équipements de la superstructure comprennent le revêtement, la chape d'étanchéité, les bordures de trottoir, le garde-corps et les équipements particuliers du caisson.

2. Surcharges de chantier

- Une charge répartie Q_{pra1} de $0,02 \text{ T/m}^2$ sur un demi fléau dans les cas courants;
- Une charge concentrée Q_{pra2} de 10 T appliquée en bout de fléau et représentant le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs et des autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage ;
- On prend le poids de l'équipage mobile égal à 50 T .

3. Action climatique

a. Vent

La pression du vent extrême prise est égale à $0,40 \text{ T/m}^2$ et celle du vent normal est égale à $0,20 \text{ T/m}^2$.

b. Gradient thermique

Dans tous les ouvrages hyperstatiques, quel que soit leur type, il sera tenu compte d'un gradient thermique. A cet égard, selon les règles du BPEL 91 modifié 99, les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- l'extrados est toujours plus chaud que l'intrados ;

- la variation de température est linéaire sur la hauteur du tablier ;
- la valeur caractéristique $\Delta\theta$ de la différence de température entre fibres extrêmes est égale à 12 °C à vide (y compris pendant la construction) et égale à 6 °C en service (avec charge d'exploitation).

4. Effet du retrait et du fluage du béton

a. Retrait

L'effet du retrait sera pris en compte conformément aux règles BPEL 91 modifiées 99 en adoptant un retrait final de 4.10^{-4} (climat chaud et sec).

b. Fluage

Selon le guide de conception « Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif » de SETRA, l'ouvrage sera dimensionné en considérant que le fluage crée une contrainte de traction de 2 MPa en fibre inférieure à la clé de la travée centrale.

IV. Procédés généraux de construction

Dans les calculs qui suivent, nous adoptons la cinématique de construction indiquée dans le tableau 41.

Tableau 41: Procédés généraux de construction

<i>Rang</i>	<i>Actions à réaliser</i>
1	Construction du fléau sur la pile P1
2	Construction de la partie coulée sur cintre près de la culée C0
3	Clavage de la travée C0 – P1, mise en tension des câbles éclisses dans la travée C0 – P1 et passage sur appuis définitifs sur la pile P1
4	Construction du fléau sur la pile P2
5	Construction de la partie coulée sur cintre près de la culée C3
6	Clavage de la travée P2 – C3, mise en tension des câbles éclisses dans la travée P2 – C3 et passage sur appuis définitifs sur la pile P2
7	Clavage de la travée P1 – P2 et mise en tension des câbles éclisses dans la travée P1 – P2
8	Mise en tension des câbles extérieurs
9	Pose des équipements et mise en service

CHAPITRE III : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

A. INTRODUCTION

La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite.

Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau. Ces fléaux sont ensuite solidarisés entre eux et sur les parties coulées sur cintre des travées de rive, par l'intermédiaire des câbles de continuité, qui sont intérieurs et extérieurs aux bétons.

On reporte ci- dessous les schémas des différentes phases de construction :

- Phase 1 : Construction du fléau sur la 1^{ère} pile P1 (figure 23)

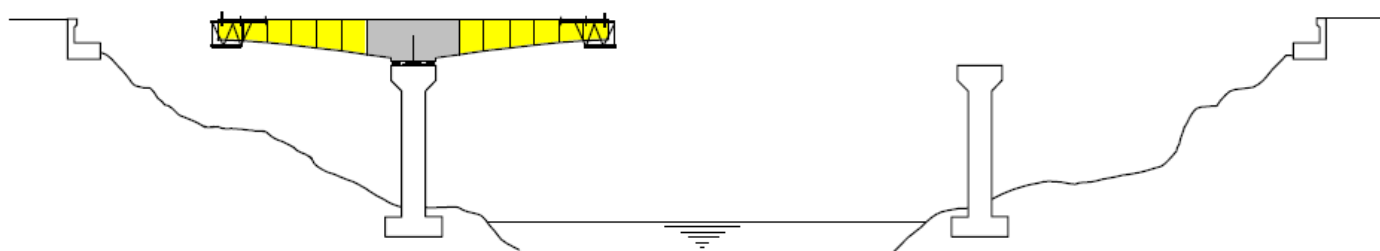


Figure 23 : Construction du fléau sur la 1^{ère} pile P1

- Phase 2 : Clavage de la travée de rive gauche C0 – P1 et réalisation du fléau sur la 2^{ème} pile P2 (figure 24)

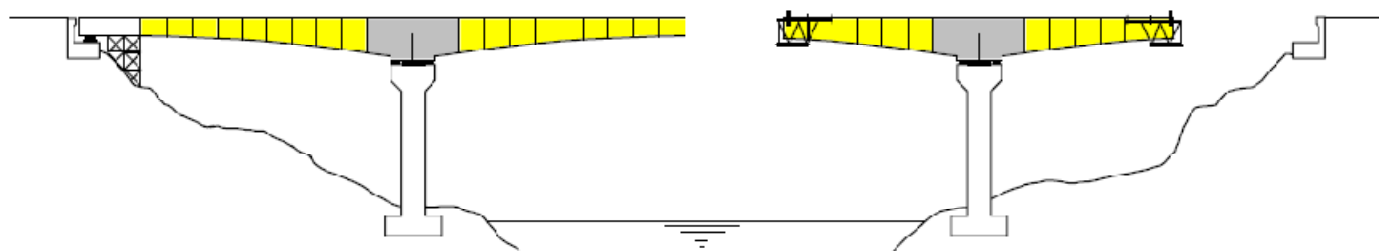


Figure 24 : Clavage de la travée de rive gauche C0 – P1 et réalisation du fléau sur la 2^{ème} pile P2

- Phase 3 : Clavage de la travée de rive droite P2 – C3 (Figure 25)

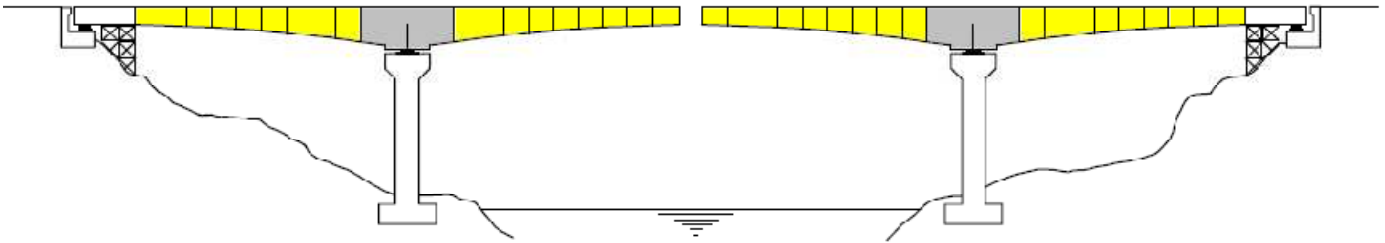


Figure 25 : Clavage de la travée de rive droite P2 – C3

- Phase 4 : Clavage de la travée centrale P1 – P2 (Figure 26)

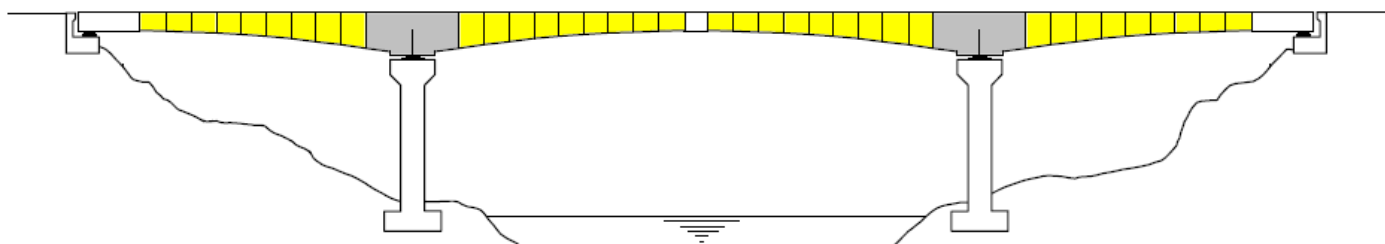


Figure 26 : Clavage de la travée centrale P1 – P2

B. CONCEPTION DU CABLAGE LONGITUDINAL

I. Notion de précontrainte

Résultant des travaux d'Eugène FREYSSINET (1879 – 1962), le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé dans le domaine des structures. Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. Certains ouvrages tels que les ponts de grande portée seraient inimaginables aujourd'hui sans l'utilisation du béton précontraint.

Un ouvrage est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes qui, composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre des limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

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 du béton ;

- Soit par post-tension : mise en tension des câbles après prise et durcissement du béton.

Dans un pont construit par encorbellements successifs, la précontrainte longitudinale se fait par post-tension et se divise en deux parties :

- Précontrainte de fléau ;
- Précontrainte de continuité qui est composée de deux types de câbles qui sont le câble de continuité intérieur ou câble éclisse et le câble de continuité extérieur.

La disposition de ces câbles de précontraint dans un voussoir sur les ponts courants est représentée par la figure 27 suivante :

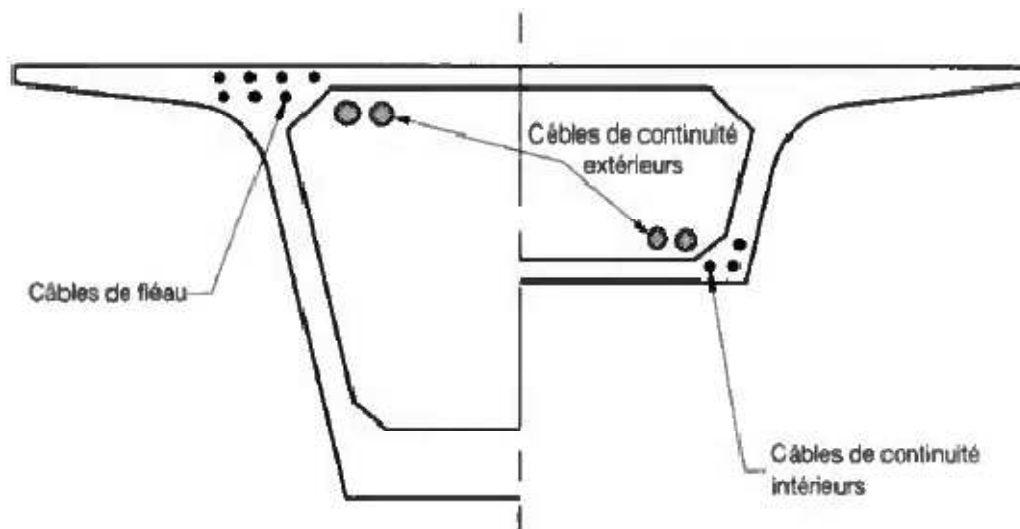


Figure 27: Câbles mis en œuvre sur les ponts courants

II. Etude de la précontrainte de fléau

La précontrainte de fléau permet l'assemblage des voussoirs successifs de chaque côté de la pile par l'intermédiaire des câbles de fléau. Ces câbles de fléau sont dimensionnés en deux phases :

- en construction pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges de chantiers ;
- en service, pour participer, avec les câbles de continuité extérieurs aux bétons, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

Ces câbles sont situés au voisinage de la fibre supérieure du tablier pour s'opposer efficacement à des moments négatifs et en pratique, on arrête au minimum un câble par âme à l'extrémité de chaque voussoir. Le câble de fléau est ancré dans le gousset supérieur. La figure 28 illustre le schéma des câbles de fléau en élévation.



Figure 28 : Câbles de fléau en élévation

1. Charges appliquées au fléau (phase de construction)

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à la mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une bi console.

Les charges à prendre en compte dans ces phases, désignées sur la figure 29, sont :

- Le poids propre du tablier ;
- Les surcharges de chantier : des charges de chantier aléatoires sont à considérer dans les calculs de flexion longitudinale du tablier pendant la construction des fléaux, ces charges sont :
 - ❖ une charge répartie Q_{pra1} de $0,02 \text{ T/m}^2$ sur un demi fléau dans les cas courants;
 - ❖ une charge concentrée Q_{pra2} de 10 T appliquée en bout de fléau et représentant le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs et des autres matériels pouvant se trouver sur l'ouvrage.
- Equipage mobile : on prend le poids de l'équipage mobile égal à 50 T , concentré au bout de l'avant dernier voussoir qui est déjà mis en tension, donc pour le dernier voussoir et le clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.



Figure 29 : Charges de chantier à considérer pour les justifications en construction d'un fléau

La longueur des voussoirs courant varie de 2,5 à 4 m, voire 5 m suivant les ouvrages. En première approximation, on va prendre la longueur du voussoir courant égale à $L_v = 3\text{m}$.

a. Effort dû au poids propre dans le demi-fléau isostatique

Le tablier possède une hauteur qui varie paraboliquement, on admettra alors que la loi de variation de l'aire de sa section droite est également parabolique. La masse volumique du béton armée est $\gamma = 2,5 \text{ T/m}^3$. Considérons alors le demi - fléau représenté sur la figure 30 ci-contre :

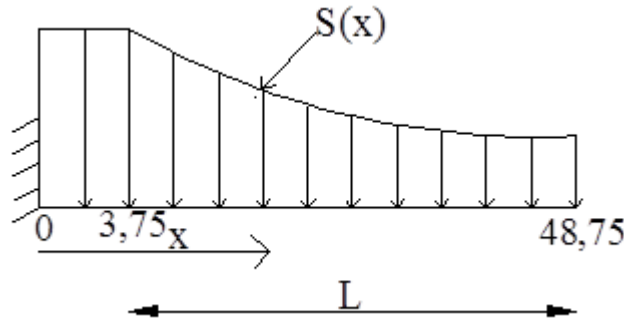


Figure 30 : Effort dû au poids propre d'un demi - fléau

$$S(x) = \left[S_p - 2(S_p - S_c) \left(\frac{x}{L} \right) + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right]$$

- Pour $0 \leq x \leq 3,75 \text{ m}$:

$$L' \text{ effort tranchant est : } V(x) = \gamma \left[S_p(L - x) + (S_p - S_c) \left(-L + \frac{L}{3} + \frac{14,06}{L} - \frac{17,58}{L^2} \right) \right]$$

Le moment fléchissant est:

$$M(x) = \gamma \left[S_p \left(Lx - \frac{L^2}{2} - \frac{x^2}{2} - \frac{15L}{4} + \frac{11249}{800} \right) + (S_p - S_c) \left(-\frac{2Lx}{3} + \frac{5L^2}{12} + \frac{5L}{2} + \frac{703x}{50L} - \frac{879x}{50L^2} - \frac{17577}{200L} + \frac{23873}{200L^2} \right) \right]$$

- Pour $3,75 \text{ m} \leq x \leq 48,75 \text{ m}$:

$$\text{La variation de la section est définie par: } S(x) = S_p - 2(S_p - S_c) \left(\frac{x}{L} \right) + (S_p - S_c) \left(\frac{x}{L} \right)^2$$

$$L' \text{ effort tranchant est : } V(x) = \gamma \left[S_p(L - x) + (S_p - S_c) \left(-L + \frac{L}{3} + \frac{x^2}{L} - \frac{x^3}{3L^2} \right) \right]$$

Le moment fléchissant est :

$$M(x) = \gamma \left[S_p \left(Lx - (x - 3,75)^2 + \frac{x^2}{2} - \frac{L^2}{2} - \frac{15L}{4} - \frac{15x}{4} + 14,06 \right) + (S_p - S_c) \left(-\frac{2Lx}{3} - \frac{x^4}{12L^2} + \frac{x^3}{3L} + \frac{5L^2}{12} + \frac{5x^3}{4L^2} - \frac{15x^2}{4L} + \frac{5L}{2} \right) \right]$$

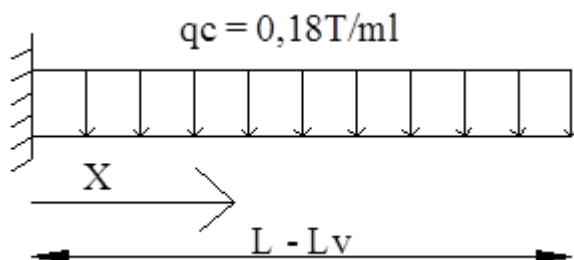
Avec $S_p = 7,59 \text{ m}^2$ et $S_c = 4,66 \text{ m}^2$; les résultats sur chaque valeur de x sont obtenus dans le tableau 42 ci-après.

Tableau 42: Effort dû au poids propre d'un demi - fléau

Position de x	Poids propre du demi-fléau	
	V(x) [T]	M(x) [T.m]
0	689,02	-17616,32
3,75	617,87	-15165,90
48,75	0	0

b. Effets des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau

Les surcharges réparties de chantiers sont les divers matériels de chantiers assimilés à une charge uniformément répartie de $Q_{\text{pral}} = 0,02 \text{ T/m}^2$. Avec une largeur de chaussée égale à 9 m, la surcharge répartie de chantier est $q_c = 0,18 \text{ T/ml}$. Elle est représentée par la figure 31.

**Figure 31 :** Effort dû aux surcharges réparties de chantier dans un demi - fléau

$$V(x) = 0,18 ((L - L_v) - x)$$

$$M(x) = 0,18 \left(-\frac{(L - L_v)^2}{2} + (L - L_v) x - \frac{x^2}{2} \right)$$

Le tableau 43 désigne l'effort dû aux surcharges réparties de chantier dans un demi - fléau.

Tableau 43: Effort dû aux surcharges réparties de chantier dans un demi - fléau

Position de x	Surcharges répartie de chantiers	
	V(x) [T]	M(x) [T.m]
0	8,23	-188,37
3,75	7,56	-158,76

c. Effet de charges concentrées de chantier dans le demi-fléau

Les charges concentrées sont les surcharges concentrées de chantiers $Q_{\text{pra}2} = 10 \text{ T}$ appliquées au bout du fléau et le poids de l'équipage mobile $P = 50 \text{ T}$. Elles sont illustrées par la figure 32.

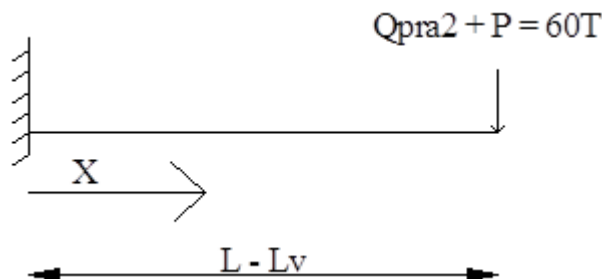


Figure 32 : Effort dû à la surcharge concentrée de chantier et de l'équipage mobile

$$V(x) = 60 \text{ T}$$

$$M(x) = 60 (x - (L - L_v))$$

L'effort dû à la surcharge concentrée de chantier et de l'équipage mobile est indiqué sur le tableau 44.

Tableau 44: Effort dû à la surcharge concentrée de chantier et de l'équipage mobile

Position de x	Charges concentré de chantier + équipage mobile	
	V(x) [T]	M(x) [T.m]
0	60	-2745
3,75	60	-2520

2. Détermination des efforts de précontrainte

Le dimensionnement d'un ouvrage en béton précontraint à câblage mixte et construit par encorbellements successifs se fait à l'Etat Limite de Service. L'ouvrage ainsi dimensionné est vérifié à l'Etat Limite Ultime. Le moment fléchissant à l'Etat Limite de Service est défini sur le tableau 45 suivant :

Tableau 45: Moments fléchissants agissant sur le demi-fléau à l'ELS

Position de x	Poids propre du demi-fléau	Surcharges réparties de chantiers	Charges concentrées de chantiers + équipages mobiles	M_{comb} à l'ELS
	M(x) [T.m]	M(x) [T.m]	M(x) [T.m]	M(x) [T.m]
0	-17616,32	-188,37	-2745	-20549,69
3,75	-15165,90	-158,76	-2520	-17844,66

a. Détermination des caractéristiques géométriques des voussoirs sur pile et à la clé

En divisant la section du voussoir en plusieurs sections géométriques usuelles et en utilisant le théorème d'Huygens, on pourra calculer le moment d'inertie I de la section toute entière en fonction du moment d'inertie I_i de la section i . On a :

$$I = \sum I_i + S_i \times d_i^2$$

Avec I_i , la 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 base B et de petite base b , on a :

$$I_{Gi} = \frac{h^3(B^2 + 4Bb + b^2)}{36(B+b)}.$$

La figure 33 ci-dessous montre une section du voussoir sur pile qu'on utilise pour déterminer les caractéristiques géométriques.

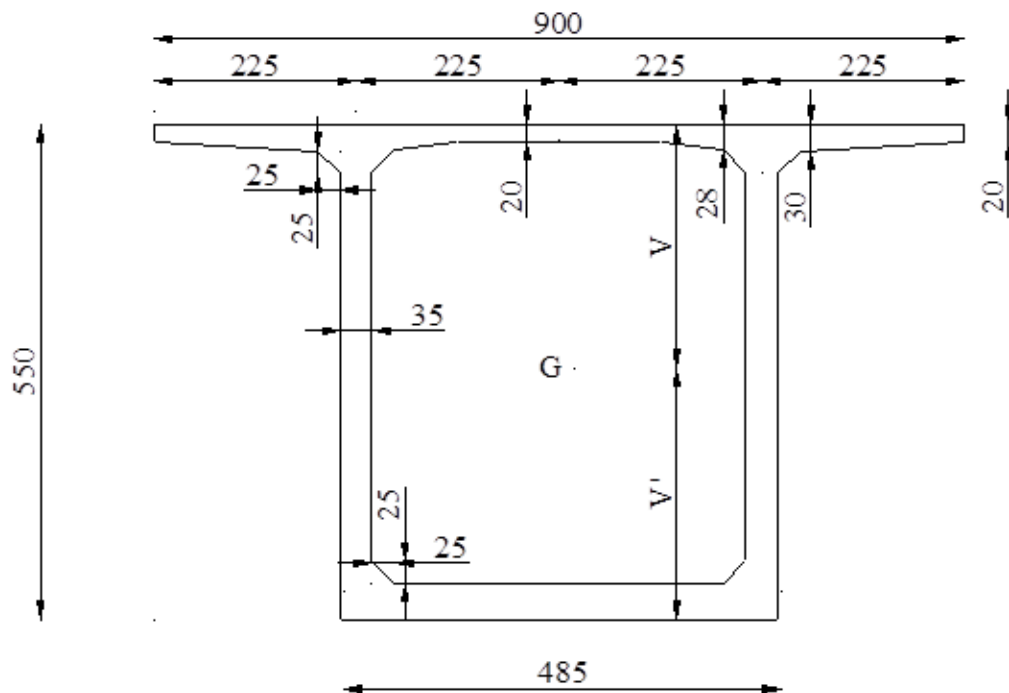


Figure 33: Section transversale du voussoir sur pile

D'où, on a les résultats du tableau 46 ci-après.

Tableau 46 : Moment d'inertie I

Voussoirs	$I [m^4]$
Voussoir sur pile	30,96
Voussoir à la clé	3,95

Soient : V : distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;

$V' = h - V$: distance du centre de gravité à la fibre inférieure ;

$\rho = \frac{I}{SVV'}$: rendement géométrique de la section.

Les caractéristiques de la section des voussoirs sur pile et à la clé sont représentées dans le tableau 47.

Tableau 47 : Caractéristiques de la section des voussoirs sur pile et à la clé

Voussoir	$S [m^2]$	$V[m]$	$V' [m]$	ρ
Voussoir sur pile	7,59	2,63	2,87	0,54
Voussoir à la clef	4,66	0,98	1,52	0,57

b. Détermination de l'effort de précontrainte de fléau

Pour le dimensionnement des câbles de fléau, on étudie seulement le demi-fléau en raison de sa symétrie par rapport à l'axe de la pile.

Les câbles de fléau sont déterminés dans la phase de construction où les sollicitations sont maximales. Ils reprennent sur pile, en fibre supérieure, les tractions dues aux moments négatifs de poids propre, d'équipage mobile et de charges de chantier.

L'effort P développé par les câbles de fléau dans la section du voussoir sur pile doit satisfaire la condition ci-dessous :

$$\frac{P}{S} + \frac{M \times V}{I} + \frac{P \times e \times V}{I} \geq -\bar{\sigma}_t$$

Ce qui nous donne :

$$P = \frac{-\bar{\sigma}_t - \frac{M \times V}{I}}{\left(\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}\right)}$$

Avec : σ_t : contrainte admissible en fibre supérieure ;

P : effort de précontrainte ;

S : section droite du voussoir ;

V : distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure ;

I : moment d'inertie longitudinale de la section ;

e : excentricité des câbles par rapport au centre de gravité ;

M : moment fléchissant dû aux poids propre et les surcharges de chantier.

On considère que le tablier est coulé en place et on adopte comme résistance du béton du voussoir sur pile au moment du bétonnage de la dernière paire de voussoirs $f_{c28} = 35$ MPa. En classe II du B.P.E.L, en construction dans la zone d'enrobage des câbles (ce qui est le cas de la fibre supérieure sur pile), la contrainte admissible en fibre supérieure est de ce fait :

$$\bar{\sigma}_t = 0,7 f_{tj} - k f_{cj}$$

Avec : k = 0,02 pour ce type d'ouvrage

$$f_{tj} = (0,6 + 0,06 \times f_{cj})$$

$$\bar{\sigma}_t = (0,7 \times (0,6 + 0,06 \times 35)) - (0,02 \times 35) = 1,19 \text{ MPa}$$

Les caractéristiques géométriques de la section sur pile sont :

- Surface : $S = 7,59 \text{ m}^2$;
- Moment d'inertie $I = 30,96 \text{ m}^4$;
- Distance du centre de gravité à la fibre supérieure : $V = 2,63 \text{ m}$;
- Excentricité des câbles par rapport au centre de gravité : $e = V - 2\phi_g$; ϕ_g étant le diamètre de la gaine égale à 0,088 m. On aura : $e = 2,63 - (2 \times 0,088) = 2,45 \text{ m}$;
- Moment dû aux charges et surcharges de chantiers : $M = -20413,59 \text{ T.m}$

Ainsi :

$$P = \frac{-(1,19 \times 100) + \frac{20549,69 \times 2,63}{30,96}}{\left(\frac{1}{7,59} + \frac{2,45 \times 2,63}{30,96}\right)}$$

$$P = 4786,05 \text{ T}$$

3. Détermination du nombre de câbles

Les valeurs des chutes et pertes de tension sont estimées à 25 % de la valeur maximale de la contrainte à l'origine, le nombre de câbles est alors donné par la relation qui suit.

$$N \geq \frac{P}{0,75 P_0}$$

Avec : P_0 : effort de précontrainte limite d'un câble de 1T15S ;

$F_{prg} = 1770$ MPa pour un câble de 1T15S ;

$F_{peg} = 1583$ MPa pour un câble de 1T15S.

La valeur maximale de la contrainte à l'origine est :

$$\sigma_{P0} = \min\{0,90. f_{peg}; 0,80. f_{prg}\} = 1416 \text{ MPa};$$

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S$$

$$P_0 = 1416 \times 1800 \times 10^{-4} = 254,88 \text{ T}$$

$$N \geq \frac{4786,05}{0,75 \times 254,88}$$

$$N \geq 25,04 \text{ câbles}$$

$$N = 26 \text{ câbles}$$

A ces 26 câbles, nous ajoutons deux câbles pour précontraindre la dernière paire de voussoirs. Nous retiendrons donc 28 câbles de 12T15S répartis à raison de 14 câbles par âme.

4. Découpage en voussoir courant

Les nombres de câbles nous conduit à découper le fléau en 2×14 voussoirs courants de 3,21 m de longueur. Ce découpage en question est illustré sur la figure 34.

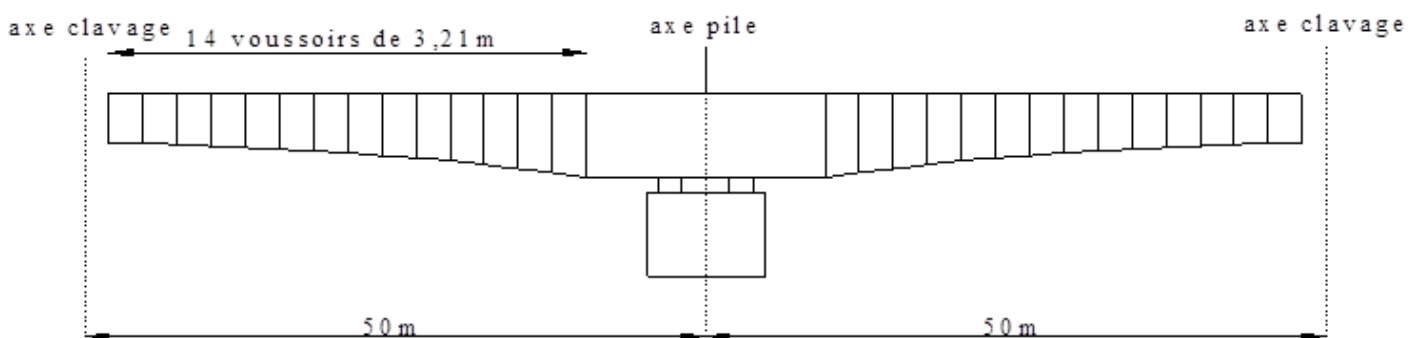


Figure 34 : Découpage en voussoir courant

5. Vérification pendant le bétonnage du clavage P1 – P2

Cette vérification a pour objet de s'assurer que les câbles de fléau sont suffisants pour reprendre le poids du tablier et de l'équipage mobile pendant la construction du clavage

central. Pour cela, on applique deux forces verticales dirigées vers le bas à chaque extrémité des fléaux, ces forces représentent les poids de l'équipage mobile de clavage Q_{eq} et du voussoir de clavage V_{cl} . Ces forces s'exercent sur deux structures indépendantes isostatiques, puisque, à ce stade, les deux moitiés du pont ne sont pas encore liées. La figure 35 ici-bas désigne cet effort dû au poids de l'équipage mobile et du clavage.

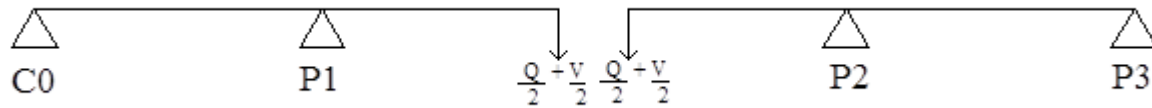


Figure 35 : Effort dû au poids de l'équipage mobile et du clavage

- a. Moment dû au poids du voussoir de clavage

Avec une longueur de 2,50 m, le poids propre du voussoir de clavage est :

$$V_{cl} = 4,66 \times 2,50 \times 2,5 = 29,12 \text{ T}$$

Le moment dû au poids propre du voussoir de clavage sur un demi-fléau est :

$$\frac{1}{2} M_{V_{cl}} = -50 \times 29,12 \times \frac{1}{2} = -728,13 \text{ T.m}$$

- b. Moment au poids de l'équipage de clavage

Le moment dû au poids propre de l'équipage de clavage sur un demi-fléau est :

$$M_{Q_{eq}} = -48,75 \times \frac{50}{2} = -1218,75 \text{ T.m}$$

Le moment total est donc : $-17616,32 + (-728,13) + (-1218,75) = -19563,20 \text{ T.m}$

L'effort des câbles de fléau est : $P_{fléau} = 2 \times 14 \times 0,75 \times 254,88 = 5352,48 \text{ T}$

Le moment isostatique de fléau est : $M_{isofléau} = 5352,48 \times 2,45 = 13113,58 \text{ T.m}$

La contrainte de traction générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte est :

$$\sigma_b^s = \frac{P}{S} + \frac{M \times V}{I} = \frac{5352,48}{7,59} + \frac{(13113,58 - 19563,20) \times 2,63}{30,96} = 157,32 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_b^s = 1,57 \text{ MPa}$$

On a : $1,57 \text{ MPa} \geq -1,19 \text{ MPa}$

6. Disposition constructive

Pour les dispositions constructives des câbles, on va suivre les règles BPEL.

a. Groupement des armatures de précontrainte

Le nombre de conduits dans chaque paquet est :

- Horizontalement :
 - ❖ 2 si $\emptyset \leq 5$ cm ;
 - ❖ 1 si $\emptyset > 5$ cm.
- Verticalement :
 - ❖ 5 si $\emptyset \leq 5$ cm ;
 - ❖ 2 si $5 \leq \emptyset \leq 10$ cm ;
 - ❖ 1 si $\emptyset \geq 10$ cm.

Avec $\emptyset = 8,8$ cm : diamètre des conduits.

Le nombre de conduits dans un paquet est par conséquent limité à 1 dans le sens horizontal et 2 dans le sens vertical.

b. Espacement des câbles

- Espacement vertical :

$$e_v \geq \begin{cases} \emptyset & \text{si } q = 1 \\ 1,2\emptyset & \text{si } q = 2 \\ 4\text{cm} & \end{cases}$$

- Espacement horizontal :

$$e_h \geq \begin{cases} 1,5\emptyset & \text{si } p = 3 \\ \emptyset & \text{si } p \leq 2 \\ 1,5\emptyset & \text{si } q = 2 \end{cases}$$

Avec : p : lignes de conduits ;

q : colonne de conduits ;

$\emptyset = 8,8$ cm : diamètre d'une gaine

Pour notre cas, p = 2 et q = 1 ; d'où : $e_v = 8,8$ cm et $e_h = 8,8$ cm.

c. Distance des armatures de précontrainte aux parements

La distance minimale c entre un conduit ou un paquet de conduits et un parement doit vérifier la condition ci-après : $c \geq \max \left\{ \frac{3}{4}a; \emptyset; d \right\}$

Dans laquelle : a = $\emptyset$ si q = 1 ; d = 4 cm : enrobage

D'où, on a : $c \geq \varnothing = 8,8 \text{ cm}$

Donc, on va prendre : $e_v = e_h = c = 9 \text{ cm}$

L'emplacement des câbles de fléau dans le voussoir sur pile est représenté sur la figure 36.

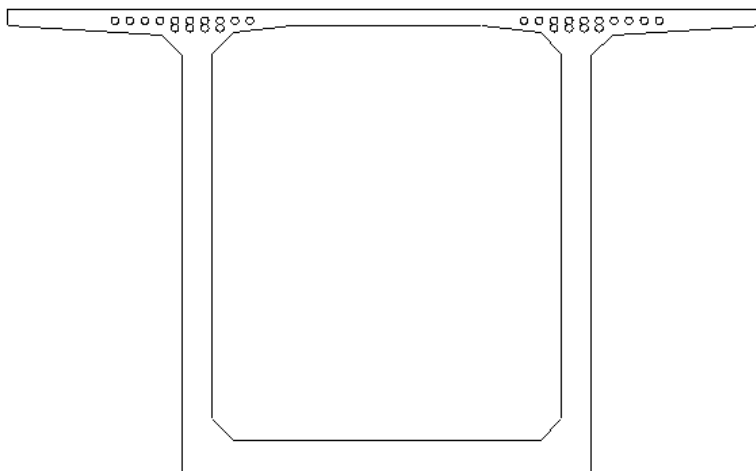


Figure 36 : Emplacement des câbles de fléau dans le voussoir sur pile

Le nombre de câbles en chaque point est fourni par le tableau 48 suivant.

Tableau 48 : Valeurs du nombre de câbles de fléau en chaque point de calcul

x (m)	Nombre total de câbles dans le voussoir	Nombre de câbles dans les deux âmes	Nombre de câbles arrêtés dans les deux goussets supérieurs	Nombre de câbles par âme	Nombre de câbles arrêtés dans chaque gousset supérieur
0	28	28	0	14	0
6,96	28	26	2	13	1
10,17	26	24	2	12	1
13,38	24	22	2	11	1
16,59	22	20	2	10	1
19,80	20	18	2	9	1
23,01	18	16	2	8	1
26,22	16	14	2	7	1
29,43	14	12	2	6	1
32,64	12	10	2	5	1
35,85	10	8	2	4	1
39,06	8	6	2	3	1
42,27	6	4	2	2	1
45,48	4	2	2	1	1
48,75	2	0	2	0	1

7. Tracé des câbles

Pour le tracé classique, les câbles de fléau subissent des déviations verticales et des déviations en plan dans le nœud supérieur. Dans la mesure du possible, les déviations verticales sont dissociées des déviations horizontales.

Le tracé des câbles doit être rectiligne dans la traversée des joints. Afin d'assembler correctement les éléments de conduits, le tracé des câbles au passage des joints est le plus souvent perpendiculaire à la surface coffrée du masque.

Le câble de fléau est ancré au centre du gousset supérieur comme représente la figure 37 qui suit :

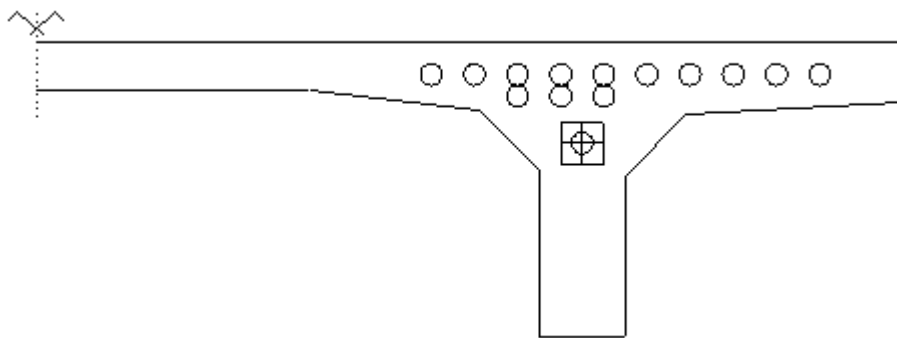


Figure 37 : Ancrage d'un câble de fléau au niveau du gousset pour un câblage de fléau classique

Le câble de fléau suit une parabole dont l'équation est de la forme :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{x^2}{l^2}$$

Avec : d_0 : distance à la face supérieure du câble filant ;

d_1 : distance à la face supérieure du point d'ancrage ;

l : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

Pour un câble 12T15S, le rayon minimal de courbure $R_{\min}$ est obtenu par :

$$R_{\min} \geq \sup (800\varnothing ; 4 \text{ m})$$

Dans ce cas, $\varnothing$ représente le diamètre d'un fil constituant les câbles 12T15S.

Donc, $\varnothing = 15,7 \text{ mm}$. D'où, $R_{\min} \geq 12,56 \text{ m}$

On va prendre : $R_{\min} = 13 \text{ m}$.

Le rayon de courbure pour le tracé des câbles de fléau sera calculé selon la formule :

$$R = \frac{x^2}{2y}$$

L'inclinaison des câbles par rapport l'horizontale est : $\tan \alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{2y}{x}$

La figure 38 désigne le tracé d'un câble de fléau d'un voussoir en élévation.

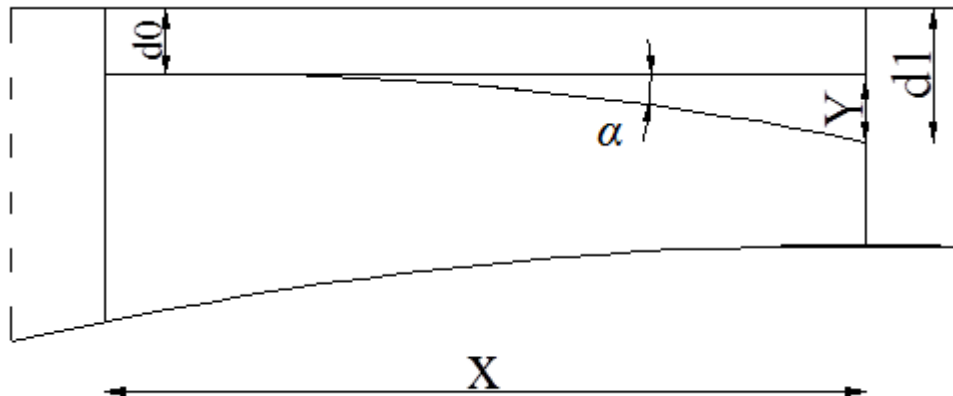


Figure 38 : Tracé d'un câble de fléau d'un voussoir en élévation

Commençant par le câble de fléau n°1 du premier voussoir courant. Le câble n°1 s'ancrera à une distance $d_1 = 0,37$ m.

$$\begin{cases} x = 3,21 \text{ m} \\ d_0 = 0,18 \text{ m} \end{cases}$$

$$y = d_1 - d_0 = 0,19 \text{ m}$$

$$R = \frac{3,21^2}{2 \times 0,19} = 27,12 \text{ m} > R_{\min}$$

$$\tan \alpha = \frac{2 \times 0,19}{3,21} = 0,118 \longrightarrow \alpha = 6,75^\circ$$

L'équation de la parabole est :

$$d(x) = 0,18 + (0,37 - 0,18) \frac{x^2}{3,21^2}$$

$$d(x) = 0,18 + 0,01844 x^2$$

Le reste du calcul de l'étude du tracé en élévation pour les autres câbles de fléau est mentionné dans le tableau 49.

Tableau 49: Étude des câbles de fléau en élévation

Voussoirs	N° du câble	x (m)	d ₁ (m)	d ₀ (m)	y (m)	R(m)	α (degré)	Equation de la courbure
V1	1	3,21	0,37	0,18	0,19	27,12	6,75	$0,18 + 0,01844x^2$
V2	2	3,21	0,37	0,18	0,19	27,12	6,75	$0,18 + 0,01844 x^2$
V3	3	3,21	0,37	0,18	0,19	27,12	6,75	$0,18 + 0,01844x^2$
V4	4	3,21	0,37	0,18	0,19	27,12	6,75	$0,18 + 0,01844x^2$
V5	5	3,21	0,37	0,09	0,28	18,40	9,90	$0,09 + 0,02717x^2$
V6	6	3,21	0,37	0,09	0,28	18,40	9,90	$0,09 + 0,02717 x^2$
V7	7	3,21	0,37	0,09	0,28	18,40	9,90	$0,09 + 0,02717x^2$
V8	8	3,21	0,37	0,09	0,28	18,40	9,90	$0,09 + 0,02717x^2$
V9	9	3,21	0,37	0,09	0,28	18,40	9,90	$0,09 + 0,02717x^2$
V10	10	3,21	0,37	0,09	0,28	18,40	9,90	$0,09 + 0,02717x^2$
V11	11	3,21	0,37	0,09	0,28	18,40	9,90	$0,09 + 0,02717 x^2$
V12	12	3,21	0,37	0,09	0,28	18,40	9,90	$0,09 + 0,02717 x^2$
V13	13	3,21	0,37	0,09	0,28	18,40	9,90	$0,09 + 0,02717 x^2$
V14	14	3,21	0,37	0,09	0,28	18,40	9,90	$0,09 + 0,02717 x^2$

Le tracé du câble de fléau en élévation est donné en ANNEXE 8.

III. Câbles de continuité intérieurs

D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux. Les câbles de continuité intérieurs au béton appelés souvent "câbles éclisses" règnent sur la partie centrale des travées courantes et dans les extrémités des travées de rive. Ces câbles s'opposant à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages, situés à la jonction âme-hourdis inférieur. Les deux figures 39 et 40 ci-après montrent les deux types de câbles de continuité intérieurs.

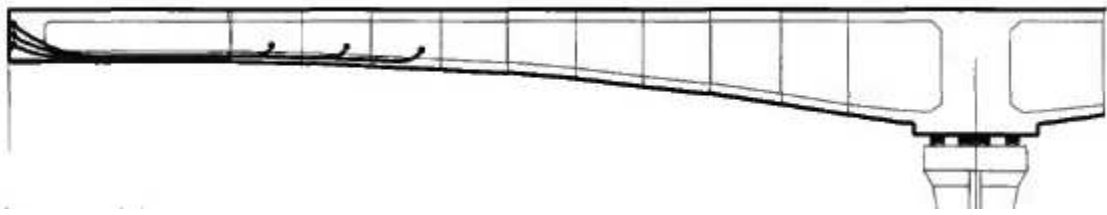


Figure 39: Câble de continuité intérieur en travée de rive



Figure 40: Câble de continuité intérieur en travée courante

1. Détermination de la précontrainte de clavage et nombre des câbles

La précontrainte intérieure de continuité est dimensionnée de façon à reprendre au moins le retrait après clavage, les effets thermiques (gradient thermique et variation uniforme de température) et les effets d'adaptation de la structure pendant les phases de construction, entre le coulage des bétons de clavage et la mise en tension de la précontrainte extérieure de continuité. Pour les travées de rive, la précontrainte intérieure de continuité reprend également le poids de la partie coulée sur cintre.

Nous avons vu précédemment que les clavages étaient exécutés dans l'ordre suivant :

- Clavage de C0 – P1 et mis en tension des câbles éclisses de C0 – P1 ;
- Clavage de P2 – C3 et mis en tension des câbles éclisses de P2 – C3 ;
- Clavage de P1 – P2 et mis en tension des câbles éclisses de P1 – P2.

La détermination des câbles éclisses doit se faire dans l'ordre inverse. Commencer par le dernier clavage permet en effet de ne pas avoir comme inconnu l'effet hyperstatique des câbles éclisses tendus pendant les précédents clavages.

a. Clavage entre P1 – P2

Les câbles éclisses de la travée P1 – P2 doivent reprendre le poids propre du clavage, l'effet de l'enlèvement de l'équipage mobile, l'effet du gradient thermique. Contrairement aux autres câbles éclisses, ils développent à la fois des moments isostatiques et des moments hyperstatiques. La figure 41 représente la structure au moment du clavage P1 – P2.

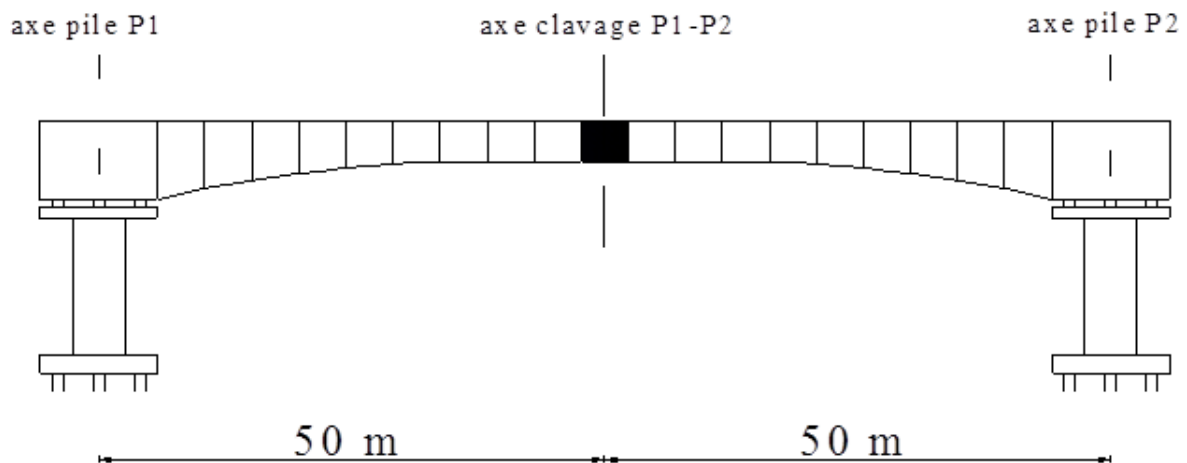


Figure 41 : Détail du clavage central

Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires au clavage de la travée centrale, nous allons étudier chaque phase du clavage et déterminer son effet sur la structure.

a.1. Effet du poids propre du clavage et de l'équipage mobile

La première étape du clavage peut être simulée par deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux. Dans cette phase, le tablier est encore constitué de deux structures indépendantes et isostatiques. Cette phase n'influence donc pas le calcul des câbles de continuité.

a.2. Effet de l'enlèvement de l'équipage mobile

Cette phase peut être décomposée en deux parties. En premier lieu, on applique deux forces verticales orientées vers le haut à chaque extrémité des fléaux. Ces forces représentent l'effet de l'enlèvement de l'équipage mobile et du béton de clavage que nous remplacerons dans un deuxième temps par une charge uniformément répartie orientée vers le bas représentant le béton durci. Dans cette phase, la structure est hyperstatique.

Le poids de l'équipage mobile est de 50 T et avec une longueur de clavage $l_c = 2,50$ m; le poids du voussoir de clavage est : $V_{cl} = 4,66 \times 2,50 \times 2,5 = 29,12$ T

La première partie de cette phase est décrite sur la figure 42.

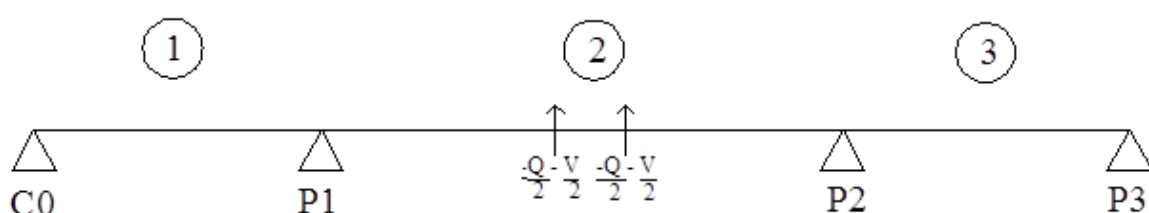


Figure 42 : Effort dû à l'enlèvement de l'équipage mobile

La valeur de $\left(-\frac{Q}{2} - \frac{V_c}{2}\right)$ est égale à : $\left(-\frac{50}{2} - \frac{29,12}{2}\right) = -39,56 \text{ T}$.

Pour résoudre ce système hyperstatique, on utilise la méthode de trois moments et nous supposons que l'inertie de la section suit une variation d'équation :

$$I(x) = I_c \left(1 + K \left(1 - \frac{2x}{L}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}$$

$$\text{Où : } K = \left(\frac{I_P}{I_c}\right)^{0,4} - 1 = \left(\frac{30,96}{3,95}\right)^{0,4} - 1 = 1,28$$

La formule générale de la méthode des trois moments est :

$$b_i M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = \omega'_{i+1} - \omega''_i$$

Dans cette relation, a_i , b_i et c_i sont les coefficients de souplesse de la travée i et qui sont définis par :

$$\begin{cases} a_i = \int_0^{l_i} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right)^2 \frac{dx}{EI(x)} \\ b_i = \int_0^{l_i} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \frac{x}{l_i} \frac{dx}{EI(x)} \\ c_i = \int_0^{l_i} \frac{x^2}{l_i^2} \frac{dx}{EI(x)} \end{cases}$$

Et ω'_i et ω''_i sont les rotations d'extrémité des travées numérotées i de la poutre continue. Ces rotations sont calculées à partir du moment isostatique dans la travée et de sa géométrie, elles sont définies par :

$$\begin{cases} \omega'_i = - \int_0^{l_i} \mu_i(x) \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \frac{dx}{EI(x)} \\ \omega''_i = \int_0^{l_i} \mu_i(x) \frac{x}{l_i} \frac{dx}{EI(x)} \end{cases}$$

Avec, E : module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,73 \text{ MPa}$$

✓ Coefficient de souplesse de la travée de rive droite P2 – C3 :

Dans la travée de rive droite P2 – C3 de portée 55 m, il n'y a plus symétrie pour les inerties, on calcule les coefficients de souplesse en considérant deux zones d'intégration :

$$0 \leq x \leq 50\text{m} : I(x) = I_c \left(1 + K \left(1 - \frac{2x}{L}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}} ;$$

$$50\text{m} \leq x \leq 55\text{m} : I(x) = I_c$$

Avec, L : longueur de la travée centrale

Les valeurs des coefficients de souplesse seront donc :

$$a_3 = \int_0^{50} \left(1 - \frac{x}{55}\right)^2 \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)} + \int_{50}^{55} \left(1 - \frac{x}{55}\right)^2 \frac{dx}{(E \times 3,95)}$$

$$a_3 = 1,459 \times \frac{1}{E}$$

$$b_3 = \int_0^{50} \left(1 - \frac{x}{55}\right) \left(\frac{x}{55}\right) \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)} + \int_{50}^{55} \left(1 - \frac{x}{55}\right) \left(\frac{x}{55}\right) \left(\frac{dx}{(E \times 3,95)}\right)$$

$$b_3 = 1,344 \times \frac{1}{E}$$

$$c_3 = \int_0^{50} \frac{x^2}{55^2} \times \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)} + \int_{50}^{55} \frac{x^2}{55^2} \times \left(\frac{dx}{(E \times 3,95)}\right)$$

$$c_3 = 3,933 \times \frac{1}{E}$$

✓ Coefficient de souplesse de la travée centrale P1 – P2 :

Dans la travée centrale P1 – P2, avec une portée de 100 m et une symétrie des inerties, les coefficients de souplesse sont calculés en considérant la fonction d'inertie I(x) suivante :

$$I(x) = I_c \left(1 + K \left(1 - \frac{2x}{L}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}$$

Les valeurs des coefficients de souplesse seront donc :

$$a_2 = \int_0^{100} \left(1 - \frac{x}{100}\right)^2 \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)}$$

$$a_2 = 4,02 \times \frac{1}{E}$$

$$b_2 = \int_0^{100} \left(1 - \frac{x}{100}\right) \times \frac{x}{100} \times \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)}$$

$$b_2 = 2,794 \times \frac{1}{E}$$

$$c_2 = \int_0^{100} \frac{x^2}{100^2} \times \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)}$$

$$c_2 = 4,02 \times \frac{1}{E}$$

✓ Coefficient de souplesse de la travée de rive gauche C0 – P1 :

Dans la travée de rive gauche C0 – P1, les coefficients de souplesse se déduisent directement à partir des coefficients de souplesse de la travée de rive droite.

Les coefficients de souplesse pour chaque travée sont résumés dans le tableau 50.

Tableau 50 : Coefficients de souplesse pour chaque travée

	Travée de rive gauche (i = 1)	Travée centrale (i = 2)	Travée de rive droite (i = 3)
a_i	$3,933 \times \frac{1}{E}$	$4,02 \times \frac{1}{E}$	$1,459 \times \frac{1}{E}$
b_i	$1,344 \times \frac{1}{E}$	$2,794 \times \frac{1}{E}$	$1,344 \times \frac{1}{E}$
c_i	$1,459 \times \frac{1}{E}$	$4,02 \times \frac{1}{E}$	$3,933 \times \frac{1}{E}$

✓ Rotations d'extrémité de la travée de rive C0 – P1 :

Les rotations d'extrémité de la travée C0 – P1 sont nulles parce qu'il n'y a pas de charges directement appliquées sur cette travée. Donc, $\omega'_1 = \omega''_1 = 0$.

✓ Rotations d'extrémité de la travée centrale P1 – P2 :

Les moments isostatiques de la travée P1 – P2 sont :

$$0 \leq x \leq 48,75 : \mu(x) = -39,56x ;$$

$$48,75 \leq x \leq 51,25 : \mu(x) = -39,56x + 39,56(x - 48,75) ;$$

$$51,25 \leq x \leq 100 : \mu(x) = -39,56x + 39,56(x - 48,75) + 39,56(x - 51,25)$$

Les rotations d'extrémité de la travée centrale P1 – P2 sont obtenues par les formules suivantes :

$$\begin{aligned}\omega'_2 &= - \int_0^{48,75} (-39,56x) \times \left(1 - \frac{x}{100}\right) \times \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)} - \\ &\quad \int_{48,75}^{51,25} ((-39,56x) + 39,56(x - 48,75)) \times \left(1 - \frac{x}{100}\right) \times \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)} - \\ &\quad \int_{51,25}^{100} (-39,56x + 39,56(x - 48,75) + 39,56(x - 51,25)) \times \left(1 - \frac{x}{100}\right) \times \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)} \\ \omega'_2 &= 8,845.10^3 \times \frac{1}{E} \\ \omega''_2 &= \int_0^{48,75} (-39,56x) \times \left(\frac{x}{100}\right) \times \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)} + \\ &\quad \int_{48,75}^{51,25} ((-39,56x) + 39,56(x - 48,75)) \times \left(\frac{x}{100}\right) \times \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)} + \\ &\quad \int_{51,25}^{100} (-39,56x + 39,56(x - 48,75) + 39,56(x - 51,25)) \times \left(\frac{x}{100}\right) \times \frac{dx}{\left(E \times \left(3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}\right)\right)} \\ \omega''_2 &= -8,845.10^3 \times \frac{1}{E}\end{aligned}$$

✓ Rotations de la travée de rive P2 – C3 :

Les rotations d'extrémité de la travée P2 – C3 sont nulles parce qu'il n'y a pas de charges directement appliquées sur cette travée. Donc, $\omega'_3 = \omega''_3 = 0$.

La formule générale des trois moments sera par conséquent :

$$\text{❖ Sur la travée 1 : } b_1 M_0 + (c_1 + a_2) M_1 + b_2 M_2 = \omega'_2 - \omega''_1$$

$$\text{❖ Sur la travée 2 : } b_2 M_1 + (c_2 + a_3) M_2 + b_3 M_3 = \omega'_3 - \omega''_2$$

Dans ces deux équations, $M_0 = M_3 = 0$, ces deux équations seront alors :

$$(c_1 + a_2) M_1 + b_2 M_2 = \omega'_2 - \omega''_1$$

$$b_2 M_1 + (c_2 + a_3) M_2 = \omega'_3 - \omega''_2$$

À partir de ces équations, on a :

$$M_1 = \frac{((c_2 + a_3) \times (\omega'_2 - \omega''_1)) - (b_2 \times (\omega'_3 - \omega''_2))}{((c_1 + a_2) \times (c_2 + a_3)) - (b_2^2)}$$

$$M_2 = \frac{(b_2 \times (\omega'_2 - \omega''_1)) - ((c_1 + a_2) \times (\omega'_3 - \omega''_2))}{(b_2^2) - (c_1 + a_2) \times (c_2 + a_3)}$$

Dans cette structure hyperstatique, les valeurs des moments aux appuis sont :

- $M_0 = 0 \text{ T.m}$;
- $M_1 = 1069,14 \text{ T.m}$;
- $M_2 = 1069,14 \text{ T.m}$;
- $M_3 = 0 \text{ T.m}$.

Le diagramme des moments dus à l'enlèvement de l'équipage mobile et le poids du béton de clavage est illustré par la figure 43.

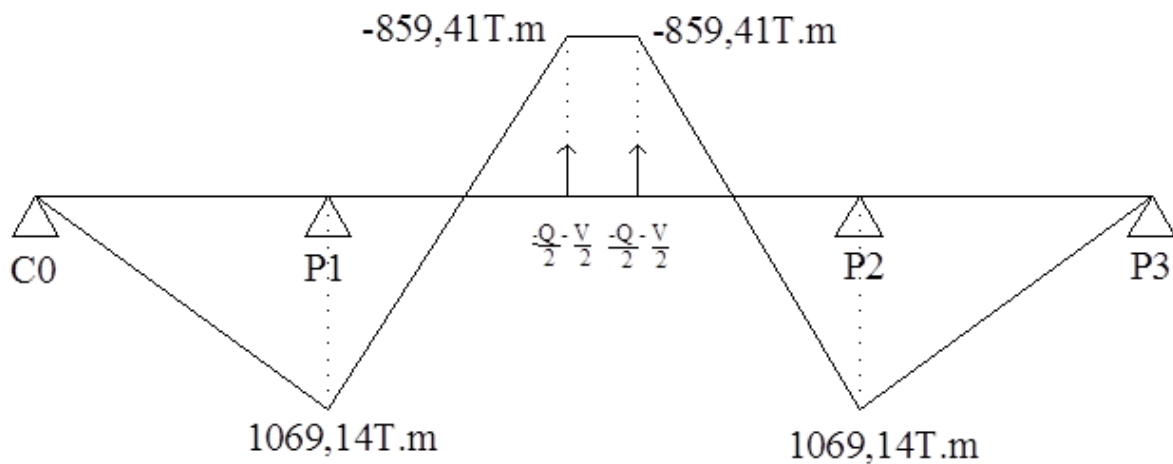


Figure 43 : Diagramme des moments dus à l'enlèvement de l'équipage mobile

La deuxième partie de cette phase est représentée par la figure 44 :

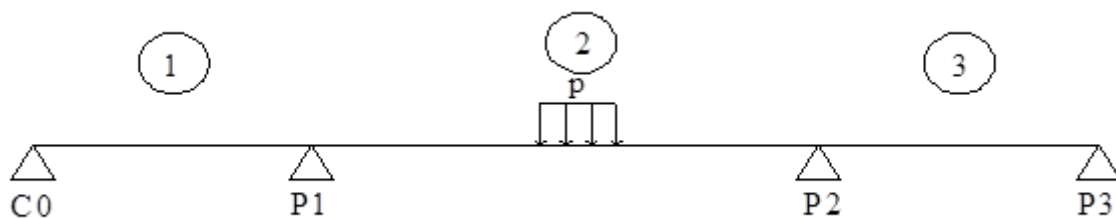


Figure 44 : Effort dû au poids propre du clavage

La valeur de p est égale à $\frac{V_c}{l_c} = \frac{29,12}{2,50} = 11,65 \text{ T/m}$

Comme précédemment, on utilise la méthode des trois moments pour trouver les moments dans cette structure hyperstatique.

Les coefficients de souplesse sont donnés dans le tableau 50 mais les rotations d'extrémité des travées sont à calculer.

✓ Rotations d'extrémité de la travée de rive C0 – P1 :

Les rotations d'extrémité de la travée C0 – P1 sont nulles parce qu'il n'y a pas de charges directement appliquées sur cette travée. Donc, $\omega'_1 = \omega''_1 = 0$.

✓ Rotations d'extrémité de la travée centrale P1 – P2 :

Les moments isostatiques de la travée P1 – P2 sont :

$$0 \leq x \leq 48,75 : \mu(x) = 14,56x ;$$

$$48,75 \leq x \leq 51,25 : \mu(x) = 14,56x - 11,65 \frac{(x-48,75)^2}{2} ;$$

$$51,25 \leq x \leq 100 : \mu(x) = 14,56x - \left(11,65 \times 2,5 \times \left(x - 48,75 - \frac{2,5}{2} \right) \right)$$

Ce qui donne les rotations d'extrémité suivantes :

$$\omega'_2 = -3,257.10^3 \times \frac{1}{E}$$

$$\omega''_2 = 3,257.10^3 \times \frac{1}{E}$$

✓ Rotation de la travée de rive P2 – C3 :

Les rotations d'extrémité de la travée P2 – C3 sont nulles parce qu'il n'y a pas de charges directement appliquées sur cette travée. Donc, $\omega'_3 = \omega''_3 = 0$.

Dans cette structure hyperstatique, les valeurs des moments aux appuis sont :

- $M_0 = 0 \text{ T.m}$;
- $M_1 = -393,69 \text{ T.m}$;
- $M_2 = -393,69 \text{ T.m}$;
- $M_3 = 0 \text{ T.m}$.

Le diagramme des moments dus au poids de clavage est schématisé sur la figure 45.

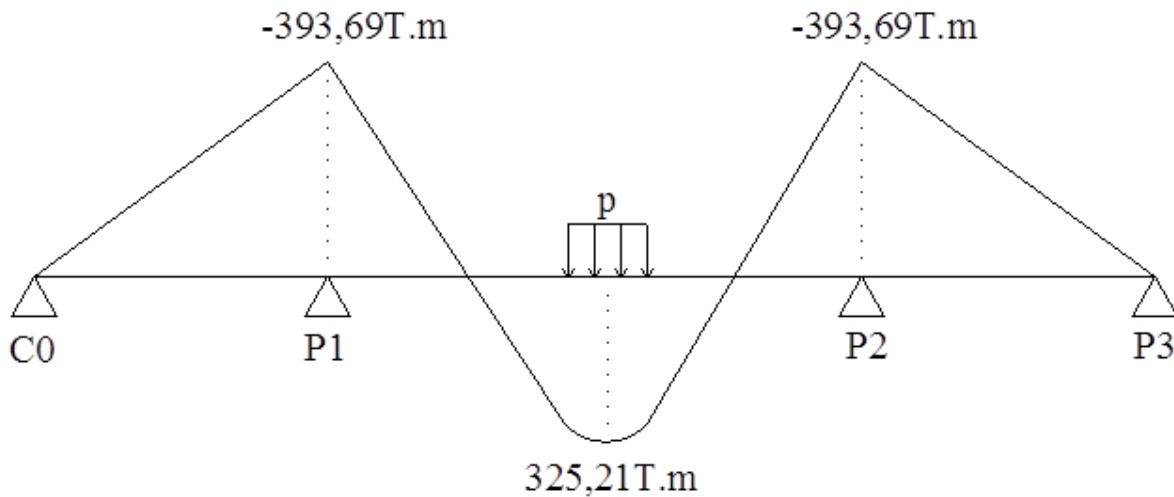


Figure 45 : Diagramme des moments dus au poids propre de clavage

Au terme de ces deux dernières étapes, le moment à considérer pour le calcul des câbles éclisses de la travée P1 - P2 est : $M_{(Q+V_c)} = -859,41 + 325,21 = -534,20 \text{ T.m}$

a.3. Effet du gradient thermique

Sous l'effet des variations de température, les liaisons provisoires des fléaux risquent de créer des efforts importants dans le tablier et dans les appuis, notamment si ces derniers sont rigides. Le moment de gradient thermique est dû à une différence de température $\Delta\theta$ entre la fibre supérieure et la fibre inférieure du tablier ($\Delta\theta = 12^\circ\text{C}$). La déformation ainsi créée engendre des moments hyperstatiques calculés avec la méthode des trois moments.

Le théorème des trois moments permet le calcul des moments correspondants à partir des rotations isostatiques données par les formules ci-dessous (le coefficient de dilatation thermique du béton pris est égal à $\lambda = 10^{-5}/^\circ\text{C}$).

✓ Rotations d'extrémité de la travée de rive droite P2 – C3 :

Les rotations d'extrémité de la travée de rive droite P2 – C3 sont obtenues par les formules suivantes :

$$\omega'_3 = \frac{\lambda\Delta\theta\alpha L_r}{h_c} \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) + \frac{\lambda\Delta\theta L_r (1 - \alpha)^2}{\sqrt{h_c(h_p - h_c)}} \left(\text{Arctg} \left(\frac{\sqrt{h_p - h_c}}{\sqrt{h_c}} \right) - \frac{1}{2} \frac{\sqrt{h_c}}{\sqrt{h_p - h_c}} \ln \left(\frac{h_p}{h_c} \right) \right)$$

$$\omega''_3 = -\frac{\lambda\Delta\theta L_r \alpha^2}{2h_c} - \frac{\lambda\Delta\theta L_r (1 - \alpha)}{\sqrt{h_c(h_p - h_c)}} \left(\alpha \text{Arctg} \left(\frac{\sqrt{h_p - h_c}}{\sqrt{h_c}} \right) + \frac{1 - \alpha}{2} \frac{\sqrt{h_c}}{\sqrt{h_p - h_c}} \ln \left(\frac{h_p}{h_c} \right) \right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{\left(L_r - \frac{L}{2}\right)}{L_r} = \frac{\left(55 - \frac{100}{2}\right)}{55} = 0,0909;$$

L_r : portée de la travée de rive ;

h_c : hauteur de la section sur culée ;

h_p : hauteur de la section sur pile.

Ce qui donne : $\omega'_3 = 0,0011$ et $\omega''_3 = -0,0009$

✓ Rotations d'extrémité de la travée centrale P1 – P2 :

Les rotations d'extrémité de la travée centrale P1 – P2 sont obtenues par les formules suivantes :

$$\omega'_2 = -\omega''_2 = \frac{\lambda \Delta \theta L}{2 \sqrt{h_c(h_p - h_c)}} \times \text{Arctg} \left(\frac{\sqrt{h_p - h_c}}{\sqrt{h_c}} \right)$$

Avec : L : portée de la travée centrale ;

h_c : hauteur de la section sur culée ;

h_p : hauteur de la section sur pile.

Ce qui donne : $\omega'_2 = -\omega''_2 = 0,0018$

✓ Rotation de la travée de rive gauche C0 – P1 :

Les rotations d'extrémité de la travée de rive gauche C0 – P1 sont les opposés de celles de la travée de rive droite P2 – P3 : $\omega'_1 = 0,0009$ et $\omega''_1 = -0,0011$

Dans cette structure hyperstatique, les valeurs des moments aux appuis sont :

- $M_0 = 0 \text{ T.m}$;
- $M_1 = 1260 \text{ T.m}$;
- $M_2 = 1260 \text{ T.m}$;
- $M_3 = 0 \text{ T.m}$.

Le diagramme des moments dus au gradient thermique est représenté par la figure 46.

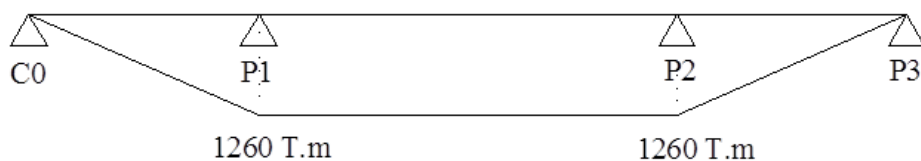


Figure 46 : Diagramme du moment dû à un gradient thermique de 12°C

La valeur du moment dû au gradient thermique à la clé prise en compte pour le calcul des câbles d'éclisses de P1 – P2 est donc : $M_{\text{therm}} = 1260 \text{ T.m}$

a.4. Calcul des câbles éclisses de la travée centrale P1 – P2

Comme pour celui des câbles de fléau, on considère que le tablier est coulé en place en prenant certaines précautions. On adopte comme résistance du béton au moment de la dépose de l'équipage de clavage $f_{cj} = 16 \text{ MPa}$. En classe II du B.P.E.L, la contrainte admissible en fibre inférieure est par conséquent :

$$\bar{\sigma}_t = 0,7 f_{tj} - k f_{cj}$$

Avec $k = 0,02$ pour ce type d'ouvrage

$$f_{tj} = (0,6 + 0,06 \times f_{cj})$$

$$\bar{\sigma}_t = (0,7 \times (0,6 + 0,06 \times 16)) - (0,02 \times 16) = 0,77 \text{ MPa}$$

L'effort P développé par les câbles éclisses au droit du clavage doit satisfaire la condition qui suit :

$$\frac{P}{S} - \frac{M_{(Q+V_c)} \times V'}{I} - \frac{P \times e \times V'}{I} - \frac{M_{\text{therm}} \times V'}{I} - \frac{M_{\text{hyper}} \times V'}{I} \geq -\bar{\sigma}_t$$

Avec M_{hyper} : le moment hyperstatique de précontrainte à la clé.

L'effort P étant inconnu, nous procéderons par itération en commençant par une paire de câbles de 21,76 m de longueur régnant sur 6 voussoirs et le voussoir de clavage de 2,5 m.

$$e = -(V' - 1,5\phi_g)$$

Où ϕ_g est le diamètre de la gaine égal à 0,088 m.

$$e = -(1,52 - (1,5 \times 0,088)) = -1,388 \text{ m}$$

$$P = 2 \times 0,75 \times 254,88 = 382,32 \text{ T}$$

✓ Détermination du moment hyperstatique :

La structure étant hyperstatique au moment de la mise en tension des câbles éclisses qui développent dans la travée centrale un moment hyperstatique de signe contraire à celui du moment isostatique qu'ils développent. Ce moment hyperstatique est une inconnue qui dépend de l'intensité et de la distribution de la précontrainte dans la travée (tracé, longueur des câbles) mais aussi des caractéristiques de la structure étudiée (variation d'inertie ou pas), il est déterminé en appliquant la méthode des trois moments dont les rotations isostatiques des travées centrale sont obtenues par les formules ci-après.

$$\omega'_2 = -\omega''_2 = (-P \times e) \int_{\frac{(L-21,76)}{2}}^{\frac{(L+21,76)}{2}} \left(\frac{x}{L}\right) \left(1 + \left(\frac{h_p - h_c}{h_c}\right) \times \left(1 - \frac{2x}{L}\right)^2\right) \times \frac{dx}{EI(x)}$$

$$\omega'_2 = -\omega''_2 = 1,418.10^3 \times \frac{1}{E}$$

Les rotations isostatiques des deux travées de rives sont nulles parce que les moments isostatiques développés par les câbles éclisses centrales sont nuls en travée de rive.

$$\omega'_1 = \omega''_1 = \omega'_3 = \omega''_3 = 0$$

Comme précédemment, d'après les formules générales des trois moments, les moments sur appuis M_1 et M_2 sont : $M_1 = M_2 = 171,40 \text{ T.m}$

Le diagramme des moments dus au seul effet hyperstatique des câbles éclisses P1 – P2 est désigné sur la figure 47.

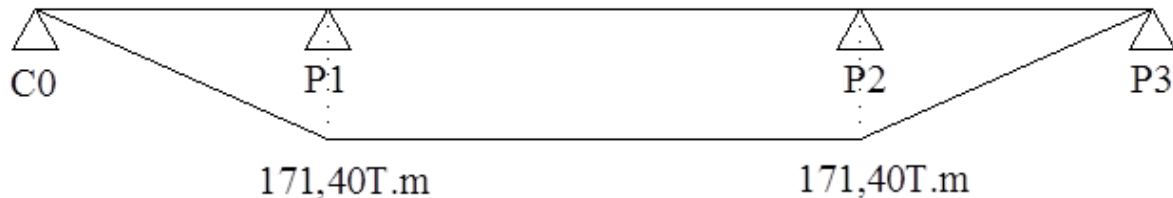


Figure 47 : Diagramme du moment dû au seul effet hyperstatique des câbles éclisses P1 – P2

Le moment hyperstatique à la clé de la travée P1 – P2 est alors : $M_{\text{hyper}} = 171,40 \text{ T.m}$

✓ Vérification des contraintes :

Les caractéristiques géométriques du voussoir de clavage sont :

- Surface : $S = 4,66 \text{ m}^2$;
- Moment d'inertie $I = 3,95 \text{ m}^4$;
- Distance du centre de gravité à la fibre inférieure : $V' = 1,52 \text{ m}$.

$$\frac{382,32}{4,66} - \frac{(-534,20 \times 1,52)}{3,95} - \frac{(382,32 \times -1,388 \times 1,52)}{3,95} - \frac{(1260 \times 1,52)}{3,95} - \frac{(171,40 \times 1,52)}{3,95}$$

$$= -59,01 \text{ T/m}^2$$

On trouve : $\sigma_b = -0,59 \text{ MPa} \geq -0,77 \text{ MPa}$

Nous retiendrons donc une paire de câbles 12T15S.

b. Clavage entre C0 et P1

Les câbles éclisses de la travée C0 – P1 doivent reprendre le poids propre de la partie coulée sur cintre. La figure 48 illustre la structure au moment du clavage.

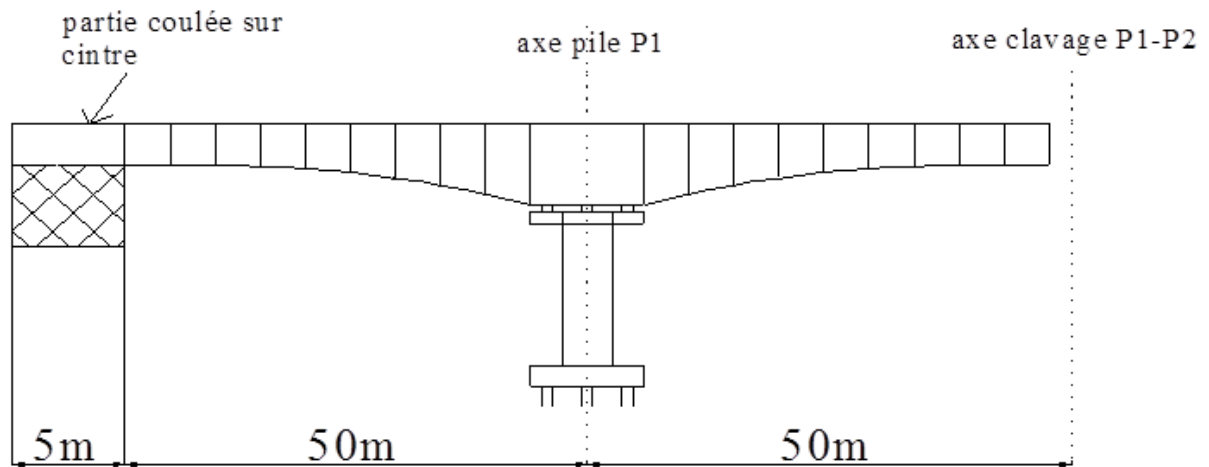


Figure 48 : Détail de la structure en cours de clavage côté culée C0

b.1. Calcul des réactions d'appuis et du moment fléchissant

Les voussoirs de hauteur constante a une section de $4,66 \text{ m}^2$ près des culées. La charge représentant le poids propre du voussoir coulé sur cintre est égale à $Q = 4,66 \times 2,5 = 11,65 \text{ T/m}$.

La structure étudiée étant isostatique, nous pouvons calculer simplement les réactions d'appui et le moment de flexion longitudinale par les équations de la statique de la figure 49.

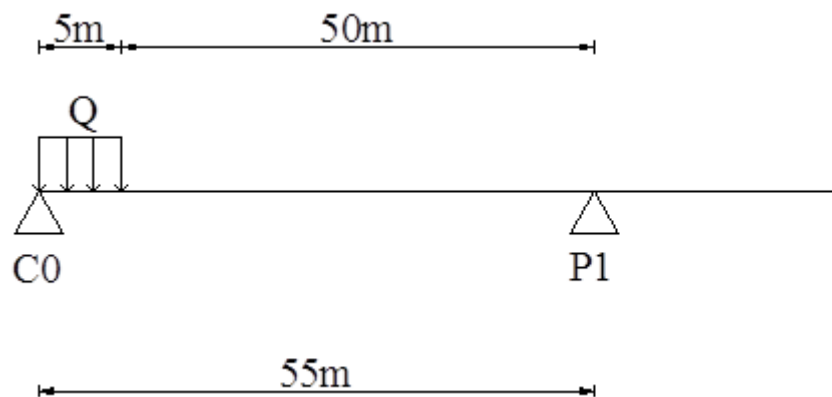


Figure 49 : Détermination des efforts dus au clavage côté culée C0

Les réactions d'appuis sont :

- $R_{C0} = 55,60 \text{ T}$;
- $R_{P1} = 2,65 \text{ T}$.

Pour la partie de 5 m de longueur comprise entre C0 et le clavage, le moment fléchissant vaut :

$$M(x) = R_{C0}x - \frac{Qx^2}{2}$$

Soit pour $x = \frac{55,60}{11,65} = 4,77 \text{ m}$; $M(x) = 132,68 \text{ T.m}$

La figure 50 montre le diagramme du moment fléchissant.

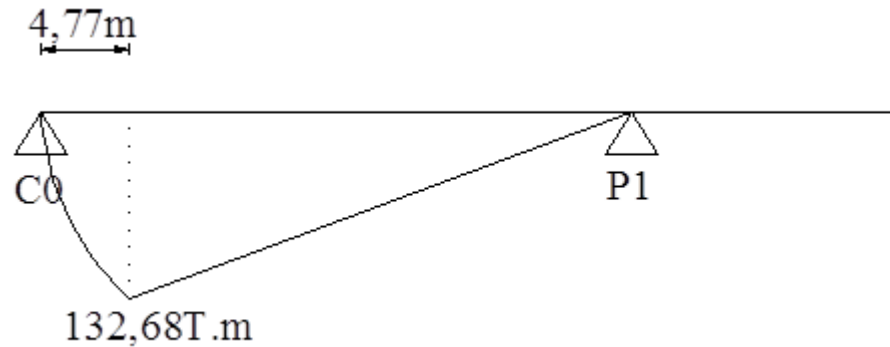


Figure 50 : Moment fléchissant dû au clavage côté culée C0

b.2. Calcul des câbles éclisses entre C0 et P1

L'effort P développé par les câbles éclisses au droit du clavage doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{P}{S} - \frac{M \times V'}{I} - \frac{P \times e \times V'}{I} \geq -\bar{\sigma}_t$$

Ce qui nous donne :

$$P = \frac{-\bar{\sigma}_t + \frac{M \times V'}{I}}{\left(\frac{1}{S} - \frac{e \times V'}{I}\right)}$$

Avec : σ_t : contrainte admissible en fibre inférieure ;

P : effort de précontrainte ;

S : section droite du voussoir de clavage ;

V' : distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure ;

I : le moment d'inertie longitudinale de la section ;

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité ;

M : moment fléchissant dû au poids propre de la partie coulée sur cintre.

On considère que le tablier est coulé en place et on adopte comme résistance du béton au moment du décintrement $f_{cj} = 16$ MPa. En classe II du B.P.E.L, la contrainte admissible en fibre inférieure est donc :

$$\bar{\sigma}_t = 0,7 f_{tj} - k f_{cj}$$

Avec : $k = 0,02$ pour ce type d'ouvrage

$$f_{tj} = (0,6 + 0,06 \times f_{cj})$$

$$\bar{\sigma}_t = (0,7 \times (0,6 + 0,06 \times 16)) - (0,02 \times 16) = 0,77 \text{ MPa}$$

La détermination de l'effort de précontraint P se fait au niveau clavage, elle a pour caractéristiques géométriques :

- Surface : $S = 4,66 \text{ m}^2$;
- Moment d'inertie $I = 3,95 \text{ m}^4$;
- Distance du centre de gravité à la fibre inférieure : $V' = 1,52 \text{ m}$;
- Excentricité des câbles par rapport au centre de gravité : $e = - (V' - 1,5\varnothing_g)$, où $\varnothing_g$ est le diamètre de la gaine égale à $0,088 \text{ m}$.

$$\text{Conséquemment, } e = -(1,52 - (1,5 \times 0,088)) = -1,388 \text{ m}$$

- Moment dû au poids propre de la partie coulé sur cintre : $M = 132,68 \text{ T.m}$

Ainsi :

$$P = \frac{-(0,77 \times 100) + \frac{132,68 \times 1,52}{3,95}}{\left(\frac{1}{4,66} + \frac{1,388 \times 1,52}{3,95}\right)}$$

$$P = -34,65 \text{ T}$$

En principe, aucun câble n'est nécessaire. Afin de prévenir toute fissuration liée à des phénomènes parasites (retrait gêné, etc...), nous prévoyons cependant une paire de câbles 12T15S.

b.3. Vérification des contraintes après clavage de P1 – P2

Le calcul que nous venons de faire détermine un câblage éclisse qui permet à la structure de résister après décintrement de la partie coulée sur cintre. Des efforts un peu plus élevés se développent toutefois dans cette zone après le clavage de P1 – P2. En effet, la structure étant devenue hyperstatique, le tablier devient sensible aux effets des gradients thermiques, effets auxquels nous devons ajouter l'effet hyperstatique des câbles éclisses de P1– P2. Dans cette nouvelle phase, les efforts et la contrainte en fibre inférieure sont :

- $M = 132,68 \text{ T.m}$
- $P_{\text{éclisse C0-P1}} = 2 \times 0,75 \times 254,88 = 382,32 \text{ T}$
- $M_{\text{éclisse C0-P1}} = 382,32 \times -1,388 = -530,66 \text{ T.m}$
- $M_{\text{éclisse P1-P2}} = 171,40 \times \frac{5}{55} = 15,58 \text{ T.m}$
- $M_{\Delta\theta} = 1260 \times \frac{5}{55} = 114,55 \text{ T.m}$

$$\sigma_i = \frac{P}{S} - \frac{MV'}{I} = \frac{382,32}{4,66} - \left(\frac{(132,68 - 530,66 + 62,31 + 261,82)1,52}{3,95} \right) = 185,12 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 1,85 \text{ MPa} \geq -2 \text{ MPa (avec } j = 28 \text{ jours)}$$

Le câblage éclisse sur C0 – P1 est donc suffisant.

c. Clavage entre P2 et C3

La travée de rive du côté culée C3 est symétrique à la travée de rive du côté culée C0 par rapport à l'axe du clavage de la travée centrale. Par symétrie, le câblage de continuité intérieur de la travée droite est identique à celui de la travée de rive gauche. On retiendra alors une paire de câbles 12T15S.

2. Disposition constructive

Comme celles des câbles de fléau, on utilise les règles de BPEL pour la disposition des câbles de continuité intérieurs dans le gousset inférieur. Ainsi, on a : $e_v = e_h = c = 9 \text{ cm}$. La figure 51 schématise une paire de câbles de continuité intérieurs dans le voussoir de clavage et la figure 52, un ancrage de câble de continuité intérieur dans le bossage d'ancrage du voussoir courant.

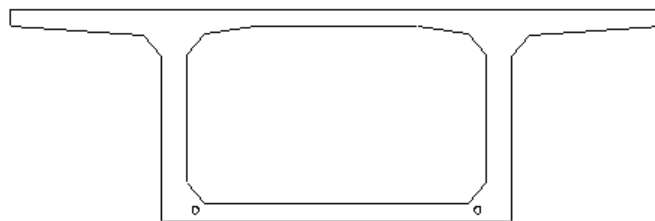


Figure 51 : Paire de câbles de continuité intérieurs dans le voussoir de clavage

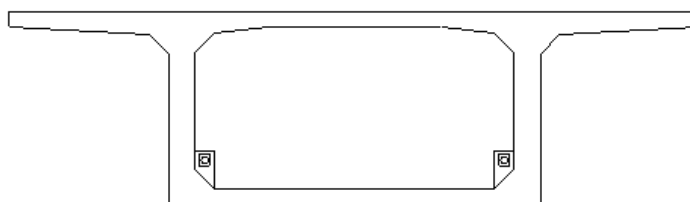


Figure 52 : Ancrage de câble de continuité intérieur dans le bossage d'ancrage du voussoir courant

Le tracé du câble de continuité intérieur est donné en ANNEXE 8.

IV. Câbles de continuité extérieurs

Les câbles de continuité extérieurs sont destinés à reprendre :

- en complément des câbles de continuité intérieurs, les moments positifs en travée dus aux charges permanentes (y compris retrait et redistribution d'effort dus au fluage) et aux charges d'exploitation ;
- en complément des câbles de fléau, les moments négatifs sur pile dus aux charges permanentes et d'exploitation.

En élévation, ces câbles de continuité extérieurs, comme l'indique la figure 53, sont situés près du hourdis inférieur en travée et près du hourdis supérieur sur appuis. En plan, ils sont situés près des âmes.

Les câbles sont déviés par les entretoises sur piles et par des entretoises intermédiaires (déviateurs) en travée, ce qui conduit à un tracé polygonal, rectiligne par tronçons. Les déviateurs en travée sont en général situés entre le tiers et le quart de la travée.

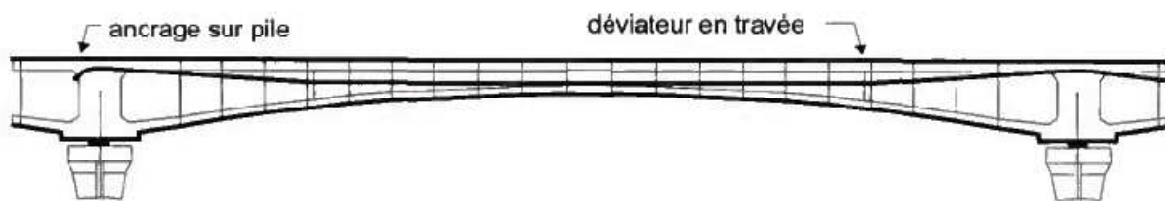


Figure 53: Câble de continuité extérieur en travée courante

Les câbles de précontrainte extérieurs doivent reprendre les efforts dus aux équipements, aux surcharges routières, au gradient thermique et au fluage. Pour déterminer le nombre de câbles nécessaires, nous allons procéder par étape :

- Détermination de la géométrie de câblages ;
- Calcul des moments longitudinaux dus à la surcharge routière $A(l)$;
- Calcul des moments longitudinaux dus à la surcharge du trottoir $A(t)$;
- Calcul des effets du gradient thermique ;
- Calcul des effets des équipements ;
- Calcul des effets du fluage ;
- Détermination de la précontrainte.

1. Détermination de la géométrie du câblage

En première approximation, on peut définir un tracé moyen des câbles de précontrainte extérieurs en respectant quelques règles de base.

Longitudinalement, nous choisissons de placer les déviateurs intermédiaires de la travée centrale aux tiers de travée, soit à 33,33 m de l'axe des piles. Dans les travées de rive, nous plaçons aussi un déviateur, également à 33,33 m de l'axe des piles. On rappellera que les déviateurs sur pile positionnent les câbles de précontrainte extérieurs au plus près de la fibre supérieure du tablier (moment de flexion longitudinale négatif), tandis que les déviateurs intermédiaires placent ces mêmes câbles vers la fibre inférieure (moment de flexion longitudinale positif). La géométrie longitudinale des câbles extérieurs est indiquée sur la figure 54.

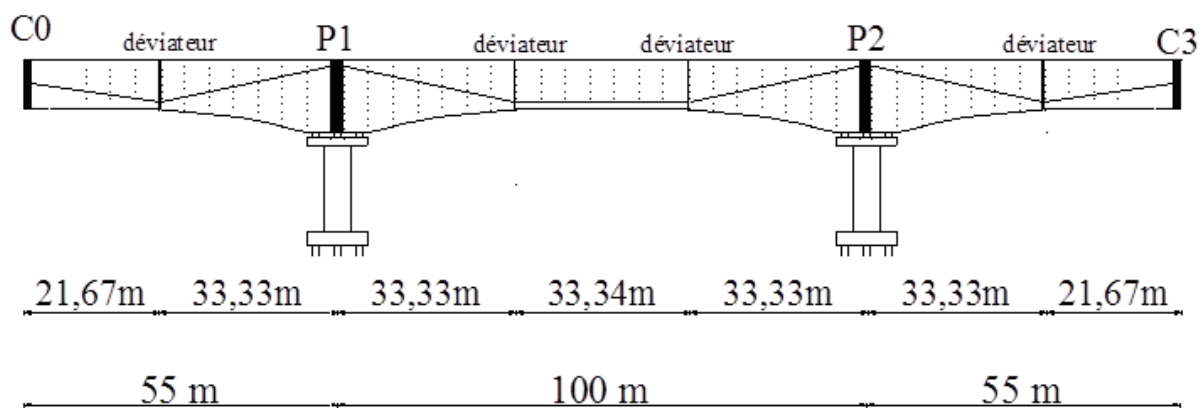


Figure 54: Géométrie longitudinale des câbles extérieurs

Transversalement, nous prévoyons dans la section sur pile une distance minimale du câble moyen à la fibre supérieure égale à l'épaisseur du hourdis supérieur, soit 0,20 m, et dans la section à la clé, une distance minimale du câble moyen à la fibre inférieure égale à l'épaisseur du hourdis inférieur, augmentée de 0,15 m, soit 0,35 m. Cette valeur permet de laisser un espace de 0,10 m entre la gaine du câble de précontrainte et le dessus du hourdis inférieur.

2. Calcul des moments longitudinaux dus à la surcharge routière A(l)

La charge uniformément répartie supportée par la chaussée due à la surcharge routière A(l) est égale à :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L + 12} \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$

Où L, exprimée en mètres, est la longueur surchargée.

La largeur de la chaussée est : $l_{ch} = l_{tablier} - 2 \times l_{trottoir}$

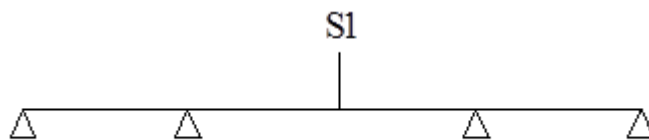
Avec une largeur d'un trottoir égale à 1 m, la largeur de la chaussée est égale à :
 $l_{ch} = 9 - 2 \times 1 = 7 \text{ m}$

D'après le fascicule 61, la valeur obtenue de cette formule ne s'applique qu'aux ouvrages de première classe supportant une ou deux voies de 3,50 m, ainsi qu'aux ouvrages de deuxième classe à deux voies de 3 m dans le cas où une seule de ces voies est chargée.

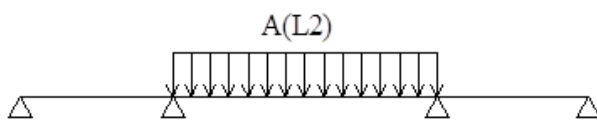
Pour notre cas, cette formule est applicable entièrement car nous avons un ouvrage de première classe à 2 voies de 3,5 m.

Les moments minimal et maximal, dans les clés de différentes travées de l'ouvrage avec le chargement $A(l)$ et qui dépend de la longueur équivalente L , sont calculés selon la figure 55.

- Section de clé de la travée centrale :



Le moment maximal



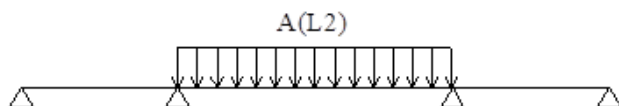
Le moment minimal



- Section de clé sur travée de rive :



Le moment maximal



Le moment minimal



Figure 55: Détermination des moments minimal et maximal dus à la surcharge routière $A(l)$ dans les travées de rive et dans la travée centrale

L_1 , L_2 et L_3 sont respectivement les longueurs de la travée C0 – P1, P1 – P2 et P2 – C3.

a. Travée de rive gauche C0 – P1

a.1. Calcul du moment minimal

Pour avoir le moment minimal au niveau de la clé de la travée de rive C0 – P1, il faut charger la travée centrale P1 – P2, ce qui donne une longueur équivalente $L_2 = 100$ m et un chargement $A(l) = 0,55$ T/m². Avec une largeur de chaussée égale à 7 m, le chargement $A(l) = 3,85$ T/m. Pour résoudre ce système hyperstatique, on va utiliser la méthode des trois moments. Les coefficients de souplesse des travées sont donnés dans le tableau 50 mais seules les rotations d'extrémité des travées sont à calculer et dont les résultats sont affichés dans le tableau 51.

Tableau 51 : Rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment minimal au niveau de la clé de la travée de rive C0 - P1 dû à la surcharge $A(l)$

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	0	0
Travée centrale (i = 2)	$-2,69.10^4 \times \frac{1}{E}$	$2,69.10^4 \times \frac{1}{E}$
Travée de rive droite (i = 3)	0	0

Les moments sur appuis sont :

- $M_1 = M_2 = -3251,54$ T.m
- $M_0 = M_3 = 0$ T.m

La clé de la travée de rive gauche C0 – P1 se trouve à 5 m de l'appui C0, donc le moment minimal est : $M(x = 5\text{m}) = -3251,54 \times \frac{5}{55} = -295,59$ T.m

a.2. Calcul du moment maximal

Pour avoir le moment maximal au niveau de la clé de la travée de rive C0 – P1, il faut charger la travée de rive gauche C0 – P1, ce qui donne une longueur équivalente $L_1 = 55$ m et un chargement $A(l) = 0,77$ T/m². Avec une largeur de chaussée égale à 7 m, le chargement $A(l) = 5,39$ T/m. Le tableau 52 montre les résultats du calcul des rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment maximal au niveau de la clé de la travée de rive C0 - P1 dû à la surcharge $A(l)$.

Tableau 52 : Rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment maximal au niveau de la clé de la travée de rive C0 - P1 dû à la surcharge A(l)

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	$-6,577. 10^3 \times \frac{1}{E}$	$4,382. 10^3 \times \frac{1}{E}$
Travée centrale (i = 2)	0	0
Travée de rive droite (i = 3)	0	0

Les moments sur appuis sont :

- $M_1 = -1080,85 \text{ T.m}$
- $M_2 = 551,18 \text{ T.m}$
- $M_0 = M_3 = 0 \text{ T.m}$

La clé de la travée de rive gauche C0 – P1 se trouve à 5 m de l'appui C0, donc le moment maximal est :

$$M(x = 5\text{m}) = \left(148,23 \times 5 - 5,39 \times \frac{5^2}{2}\right) + \left(-1080,85 \times \frac{5}{55}\right) = 575,51 \text{ T.m}$$

b. Travée centrale P1 – P2

b.1. Calcul du moment minimal

Pour avoir le moment minimal au niveau de la clé de la travée centrale P1 – P2, il faut charger les deux travées de rive, ce qui donne une longueur équivalente $L_1 + L_3 = 110 \text{ m}$ et un chargement $A(l) = 0,53 \text{ T/m}^2$. Avec une largeur de chaussée égale à 7 m, le chargement $A(l) = 3,71 \text{ T/m}$. Les résultats du calcul des rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment minimal au niveau de la clé de la travée centrale P1– P2 dû à la surcharge A(l) sont indiqués dans le tableau 53.

Tableau 53: Rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment minimal au niveau de la clé de la travée centrale P1– P2 dû à la surcharge A(l)

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	$-4,525. 10^3 \times \frac{1}{E}$	$3,015. 10^3 \times \frac{1}{E}$
Travée centrale (i = 2)	0	0
Travée de rive droite (i = 3)	$- 3,015. 10^3 \times \frac{1}{E}$	$4,525. 10^3 \times \frac{1}{E}$

Les moments sur appuis sont :

- $M_1 = M_2 = -364,44 \text{ T.m}$
- $M_0 = M_3 = 0 \text{ T.m}$

La clé de la travée centrale P1 – P2 se trouve au milieu de la travée, alors le moment minimal est :

$$M(x = 50 \text{ m}) = \left(-364,44 \times \left(1 - \frac{50}{100}\right)\right) + \left(-364,44 \times \frac{50}{100}\right) = -364,44 \text{ T.m}$$

b.2. Calcul du moment maximal

Pour avoir le moment minimal au niveau de la travée centrale P1 – P2, il faut charger la travée centrale P1 – P2, ce qui donne une longueur équivalente $L_2 = 100 \text{ m}$ et un chargement $A(l) = 0,55 \text{ T/m}^2$. Avec une largeur de chaussée égale à 7 m , le chargement $A(l) = 3,85 \text{ T/m}$. Le tableau 54 montre les résultats du calcul des rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment maximal au niveau de la clé de la travée centrale P1 – P2 dû à la surcharge $A(l)$

Tableau 54 : Rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment maximal au niveau de la clé de la travée centrale P1 – P2 dû à la surcharge $A(l)$

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	0	0
Travée centrale (i = 2)	$-2,69.10^4 \times \frac{1}{E}$	$2,69.10^4 \times \frac{1}{E}$
Travée de rive droite (i = 3)	0	0

Les moments sur appuis sont :

- $M_1 = M_2 = -3251,54 \text{ T.m}$
- $M_0 = M_3 = 0 \text{ T.m}$

La clé de la travée centrale P1 – P2 se trouve au milieu de la travée, de ce fait, le moment maximal est :

$$M(x = 50 \text{ m}) = \left((192,5 \times 50) - \left(3,85 \times \frac{50^2}{2}\right)\right) + \left(-3251,54 \times \left(1 - \frac{50}{100}\right)\right) + \left(-3251,54 \times \left(\frac{50}{100}\right)\right)$$

$$M(x = 50 \text{ m}) = 1560,96 \text{ T.m}$$

c. Travée de rive droite P2 – C3

Les moments minimal et maximal à la clé de la travée de rive droite P2 – C3 sont les mêmes que ceux de la travée de rive gauche C0 – P1, ainsi :

- Moment minimal = $-295,59 \text{ T.m}$;
- Moment maximal = $575,51 \text{ T.m}$

3. Calcul des effets dus à la surcharge du trottoir $A(t)$

On considère la surcharge du trottoir $A(t) = 0,15 \text{ T/m}^2$. Le tablier de notre ouvrage comporte deux trottoirs de 1 m de largeur chacune. Donc, la surcharge $A(t) = 0,30 \text{ T/m}$.

Le calcul est le même que celui de la surcharge routière $A(l)$.

a. Travée de rive gauche C0 – P1

a.1. Calcul du moment minimal

Les coefficients de souplesse des travées sont donnés dans le tableau 50 mais seules les rotations d'extrémité des travées sont à calculer et les résultats sont représentés dans le tableau 55.

Tableau 55 : Rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment minimal au niveau de la clé de la travée de rive C0 - P1 dû à la surcharge $A(t)$

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	0	0
Travée centrale (i = 2)	$-2,096.10^3 \times \frac{1}{E}$	$2,096.10^3 \times \frac{1}{E}$
Travée de rive droite (i = 3)	0	0

Les moments sur appuis sont :

- $M_1 = M_2 = -253,35 \text{ T.m}$
- $M_0 = M_3 = 0 \text{ T.m}$

La clé de la travée de rive gauche C0 – P1 se trouve à 5 m de l'appui C0, d'où le moment minimal est : $M(x = 5 \text{ m}) = -253,35 \times \frac{5}{55} = -23,03 \text{ T.m}$

a.2. Calcul du moment maximal

Les résultats du calcul des rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment maximal au niveau de la clé de la travée de rive C0 - P1 dû à la surcharge A(t) sont indiqués dans le tableau 56.

Tableau 56 : Rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment maximal au niveau de la clé de la travée de rive C0 - P1 dû à la surcharge A(t)

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	$-365,994 \times \frac{1}{E}$	$243,851 \times \frac{1}{E}$
Travée centrale (i = 2)	0	0
Travée de rive droite (i = 3)	0	0

Les moments sur appuis sont :

- $M_1 = -60,15 \text{ T.m}$
- $M_2 = 30,67 \text{ T.m}$
- $M_0 = M_3 = 0 \text{ T.m}$

La clé de la travée de rive gauche C0 – P1 se trouve à 5 m de l'appui C0, ainsi le moment maximal est :

$$M(x = 5 \text{ m}) = \left(8,25 \times 5 - 0,30 \times \frac{5^2}{2}\right) + \left(-60,15 \times \frac{5}{55}\right) = 32,03 \text{ T.m}$$

b. Travée centrale P1 – P2

b.1. Calcul du moment minimal

Les résultats du calcul des rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment minimal au niveau de la clé de la travée centrale P1– P2 dû à la surcharge A(t) sont illustrés dans le tableau 57.

Tableau 57: Rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment minimal au niveau de la clé de la travée centrale P1– P2 dû à la surcharge A(t)

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	$-365,994 \times \frac{1}{E}$	$243,851 \times \frac{1}{E}$
Travée centrale (i = 2)	0	0
Travée de rive droite (i = 3)	$-243,851 \times \frac{1}{E}$	$365,994 \times \frac{1}{E}$

Les moments sur appuis sont :

- $M_1 = M_2 = -29,48 \text{ T.m}$
- $M_0 = M_3 = 0 \text{ T.m}$

La clé de la travée centrale P1 – P2 se trouve au milieu de la travée, donc le moment minimal est :

$$M (x = 50 \text{ m}) = \left(-29,48 \times \left(1 - \frac{50}{100} \right) \right) + \left(-29,48 \times \frac{50}{100} \right) = -29,48 \text{ T.m}$$

b.2. Calcul du moment maximal

Les résultats du calcul des rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment maximal au niveau de la clé de la travée centrale P1 – P2 dû à la surcharge A(t) sont représentés dans le tableau 58.

Tableau 58 : Rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment maximal au niveau de la clé de la travée centrale P1 – P2 dû à la surcharge A(t)

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	0	0
Travée centrale (i = 2)	$-2,096.10^3 \times \frac{1}{E}$	$2,096.10^3 \times \frac{1}{E}$
Travée de rive droite (i = 3)	0	0

Les moments sur appuis sont :

- $M_1 = M_2 = -253,35 \text{ T.m}$
- $M_0 = M_3 = 0 \text{ T.m}$

La clé de la travée centrale P1 – P2 se trouve au milieu de la travée, par conséquent, le moment maximal est :

$$M (x = 50 \text{ m}) = \left((15 \times 50) - \left(0,30 \times \frac{50^2}{2} \right) \right) + \left(-253,35 \times \left(1 - \frac{50}{100} \right) \right) + \left(-253,35 \times \left(\frac{50}{100} \right) \right)$$

$$M (x = 50 \text{ m}) = 121,65 \text{ T.m}$$

c. Travée de rive droite P2 – C3

Les moments minimal et maximal à la clé de la travée de rive droite P2 – C3 sont les mêmes que ceux de la travée de rive gauche C0 – P1, donc :

- Moment minimal = $-23,03 \text{ T.m}$;
- Moment maximal = $32,03 \text{ T.m}$

4. Calcul des effets du gradient thermique

Les moments aux appuis dus au gradient thermique $\Delta\theta = 12 \text{ }^\circ\text{C}$ sont déjà calculés lors du calcul des câbles éclisses de la travée centrale P1 – P2. Ces moments sont :

- $M_0 = 0 \text{ T.m}$;
- $M_1 = 1260 \text{ T.m}$;
- $M_2 = 1260 \text{ T.m}$;
- $M_3 = 0 \text{ T.m}$;

Le moment à la clé de la travée de rive gauche C0 – P1 est :

$$M(x = 5 \text{ m}) = \left(1260 \times \frac{5}{55}\right) = 114,55 \text{ T.m}$$

Le moment à la clé de la travée centrale P1 – P2 est : $M(x = 50 \text{ m}) = 1260 \text{ T.m}$

Le moment à la clé de la travée de rive droite P2 – C3 est égal à celui de la travée de rive gauche C0 – P1, d'où le moment est $114,55 \text{ T.m}$

5. Calcul des effets des équipements

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Ces équipements comprennent :

- les équipements du tablier qui sont : les gardes corps, les revêtements du tablier, les trottoirs, les gargouilles, les appareils d'appuis, et les dalles de transitions
- les équipements particuliers du caisson (équipements de maintenance) qui sont : l'installation électrique du caisson, notamment l'éclairage intérieur, les escaliers ou rampes de franchissement des entretoises et des déviateurs, les dispositifs (portes, caillebotis, tôles, etc.) de fermeture des points d'entrée dans le tablier (trou d'hommes des entretoises sur culées, trous d'homme réservés dans le hourdis inférieur, sur pile ou près des culées)

On établit le poids linéique probable des équipements à $q_{eq} = 45 \text{ KN/m}$ (4,5 T/m) y compris les pondérations prévues par les directrices communes relatives aux constructions.

L'effet des équipements sur le tablier est représenté par la figure 56.

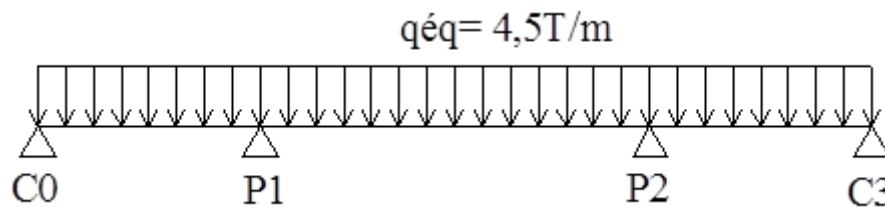


Figure 56 : Effort dû aux équipements sur le tablier

Pour calculer les moments sur appuis, on va utiliser la méthode des trois moments. Les rotations d'extrémité de chaque travée sont désignées dans le tableau 59.

Tableau 59 : Rotations d'extrémité de chaque travée pour calcul du moment maximal dû aux équipements du tablier

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	$-5,49.10^3 \times \frac{1}{E}$	$3,658.10^3 \times \frac{1}{E}$
Travée centrale (i = 2)	$-3,144.10^4 \times \frac{1}{E}$	$3,144.10^4 \times \frac{1}{E}$
Travée de rive droite (i = 3)	$-3,658.10^3 \times \frac{1}{E}$	$5,49.10^3 \times \frac{1}{E}$

Les moments aux appuis sont :

- $M_0 = 0 \text{ T.m}$;
- $M_1 = -4242,48 \text{ T.m}$;
- $M_2 = -4242,48 \text{ T.m}$;
- $M_3 = 0 \text{ T.m}$.

Le moment à la clé de la travée de rive gauche C0 – P1 est :

$$M(x = 5 \text{ m}) = \left((123,75 \times 5) - \left(4,5 \times \frac{5^2}{2} \right) \right) + \left(-4242,48 \times \frac{5}{55} \right) = 176,82 \text{ T.m}$$

Le moment à la clé de la travée centrale P1 – P2 est :

$$M(x = 50 \text{ m}) = \left((225 \times 50) - \left(4,5 \times \frac{50^2}{2} \right) \right) + \left(-4242,48 \times \left(1 - \frac{50}{100} \right) \right) + \left(-4242,48 \times \frac{50}{100} \right) = 1382,52 \text{ T.m}$$

Le moment à la clé de la travée de rive droite P2 – C3 est égal à celui de la travée de rive gauche C0 – P1, par conséquent, le moment est 176,82 T. m.

6. Calcul des effets du fluage

Lorsqu'on construit un ouvrage hyperstatique par phase selon une cinématique évoluant dans le sens d'augmentation de l'hyperstaticité, le fluage du béton entraîne une modification progressive des efforts calculés dans l'hypothèse élastique, les déformations consécutives au fluage se trouvant entravées par l'augmentation d'hyperstaticité du système.

Le terme général de fluage désigne les déformations différées du béton sous l'effet des contraintes qui lui sont appliquées, le retrait étant par convention, déduit des déformations différées totales.

En première approximation, on se réserve une marge de 2 MPa (200 T/m²) sur la contrainte en fibre inférieure. Cette réserve nous conduit à calculer un moment de fluage dans la travée centrale :

$$\sigma_b = -\frac{M \times V'}{I} \Rightarrow M = -\sigma_b \times \frac{I}{V'}$$

Le moment sur le clavage de la travée centrale est : $M = 200 \times \frac{3,95}{1,52} = 519,74 \text{ T.m}$

Dans les travées de rive, le moment correspondant à cette réserve de compression sera déterminé en interpolant linéairement entre $M_0 = 0 \text{ T.m}$ sur culée et $M_1 = 519,74 \text{ T.m}$ sur pile. Donc, le moment à la clé des deux travées de rive gauche et droite est $M = 47,25 \text{ T.m}$ et le moment à la clé de la travée centrale est de $M = 519,74 \text{ T.m}$.

7. Détermination de la précontrainte extérieure

Les calculs étant similaires et répétitifs, nous dimensionnerons les câbles extérieurs uniquement au droit des sections de clavage.

a. Calcul dans le clavage de la travée centrale P1 – P2

Les valeurs des moments longitudinaux sont :

- Moment dû à l'enlèvement de l'équipage mobile : $M_G = -534,20 \text{ T.m}$;
- Moment dû aux équipements : $M_{\text{équi}} = 1382,52 \text{ T.m}$;
- Moment dû au fluage : $M_{\text{fl}} = 519,74 \text{ T.m}$;
- Moment dû à la surcharge routière A(l) : $M_{A(l)\text{min}} = -364,44 \text{ T.m}$ et $M_{A(l)\text{max}} = 1560,96 \text{ T.m}$;

- Moment dû à la surcharge de trottoir A(t) : $M_{A(t)\min} = -29,48 \text{ T.m}$ et $M_{A(t)\max} = 121,65 \text{ T.m}$;
- Moment dû au gradient thermique : $M_{\Delta\theta} = 1260 \text{ T.m}$

a.1. Calcul de M_Q

D'après les règles du BPEL, on a :

$$M_Q = 1,2(M_{A(l)} + M_{A(t)}) + 0,5 M_{\Delta\theta}$$

Ce qui donne : $M_{Q\min} = -472,70 \text{ T.m}$ et $M_{Q\max} = 2649,13 \text{ T.m}$

a.2. Calcul de $M_{\min}$ et $M_{\max}$

Les moments fléchissants extrêmes maximum et minimum à la clé de cette travée dus aux actions autres que la précontrainte sont évalués dans le cadre d'une combinaison rare :

$$M_{\min} = M_{G\min} + M_{Q\min} = (M_G + M_{\text{équi}}) + M_{Q\min}$$

$$M_{\min} = (-534,20 + 1382,52) - 472,70$$

$$M_{\min} = 375,62 \text{ T.m}$$

$$M_{\max} = M_{G\max} + M_{Q\max} = (M_G + M_{\text{équi}} + M_{\text{fl}}) + M_{Q\max}$$

$$M_{\max} = (-534,20 + 1382,52 + 519,74) + 2649,13$$

$$M_{\max} = 4017,19 \text{ T.m}$$

a.3. Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles éclisses

- Force utile pour 1 câble 12T15S : $f_u = 0,75 \times 254,88 = 191,16 \text{ T}$;
- Excentricité des câbles par rapport au centre de gravité : $e = -1,388 \text{ m}$;
- Nombre de câbles de clavages 12T15S : $n = 2$;
- Moment isostatique : $M_{\text{iso}} = 191,16 \times 2 \times -1,388 = -530,66 \text{ T.m}$;
- Le moment hyperstatique est déjà calculé précédemment par la méthode des trois moments : $M_{\text{hyper}} = 171,40 \text{ T.m}$
- Le moment total des câbles éclisses : $M_{\text{pécl}} = -530,66 + 171,40 = -359,26 \text{ T.m}$

a.4. Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs

Pour les câbles extérieurs, on choisira les câbles de type 19T15S.

La géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans la travée centrale est représentée par la figure 57.

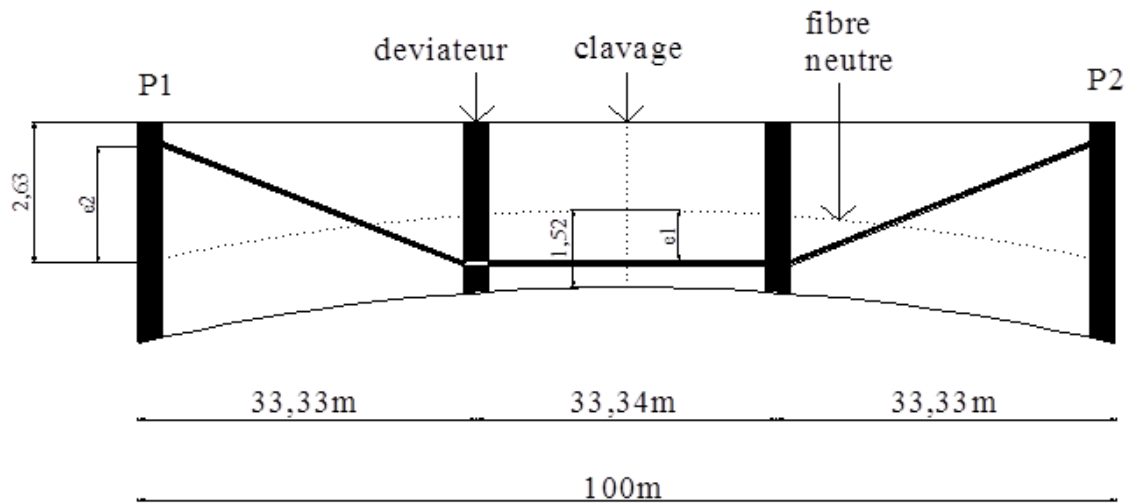


Figure 57 : Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans la travée centrale

- $e_1 = - (1,52 - 0,35) = -1,17 \text{ m}$;
- $e_2 = (2,63 - 0,20) = 2,43 \text{ m}$;
- force utile pour un câble 19T15S : $f_u = 0,75 \times 403,56 = 302,67 \text{ T}$;
- nombres de câbles extérieurs : n ;
- moment isostatique des câbles au niveau de la section à la clé :

$$M_{e1} = n \times 302,67 \times -1,17 = (-354,12n) \text{ T.m}$$

- moment isostatique des câbles au niveau de la section sur pile :

$$M_{e2} = n \times 302,67 \times 2,43 = (735,49n) \text{ T.m}$$

Le diagramme du moment isostatique des câbles extérieurs dans la travée centrale est représenté par la figure 58.

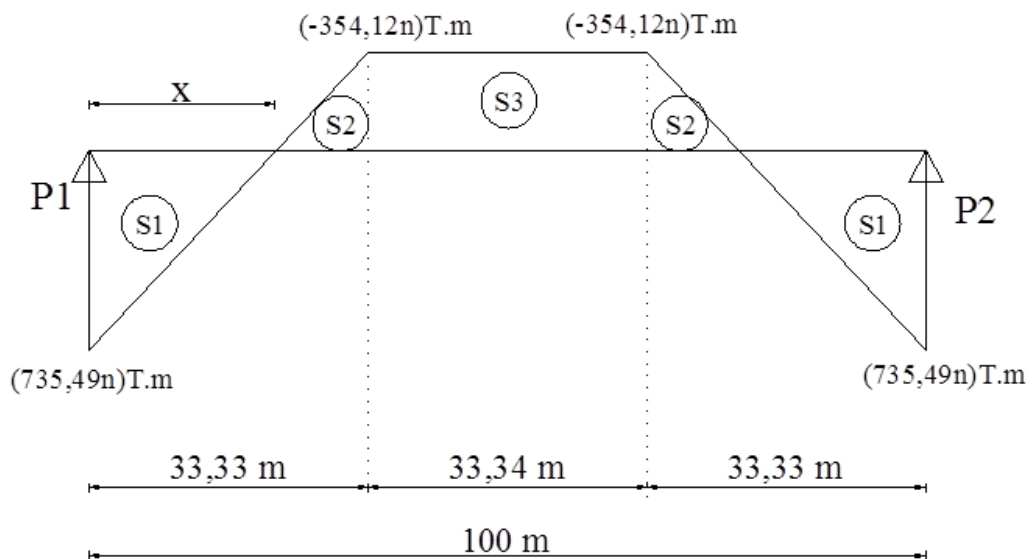


Figure 58 : Diagramme du moment isostatique des câbles extérieurs dans la travée centrale

La valeur de x est : $x = \frac{735,49n}{735,49n+354,12n} \times 33,33 = 22,50 \text{ m}$

Les valeurs des surfaces S_1 , S_2 et S_3 sont :

$$2 \times S_1 = 735,49n \times 22,50 = 16546,83n ;$$

$$2 \times S_2 = -354,12n \times (33,33 - 22,50) = -3835,96n ;$$

$$S_3 = -354,12n \times 33,34 = -11806,49n .$$

La somme des surfaces est 904,38n.

Pour simplifier le calcul du moment hyperstatique, on peut considérer un encastrement de la travée centrale sur ses appuis. Dans ce cas, le moment hyperstatique peut être évalué de la manière suivante :

$$M_{\text{hyper}} = - \frac{\text{aire du diagramme du moment isostatique}}{\text{longueur de la travée}}$$

$$M_{\text{hyper}} = - \frac{904,38n}{100} = - (9,04n) \text{ T.m}$$

Le moment du précontraint extérieur est :

$$M_{\text{pext}} = M_{\text{iso}} + M_{\text{hyper}} = -354,12n - 9,04n = (-363,17n) \text{ T.m}$$

a.5. Calcul de la contrainte en fibre inférieure

Elle est obtenue par la formule qui suit :

$$\sigma_i = \frac{P}{S} - \frac{MV'}{I} = \frac{P_{\text{écl}} + P_{\text{ext}}}{S} - \frac{M_{\text{max}} V'}{I} - \frac{(M_{P_{\text{écl}}} + M_{P_{\text{ext}}}) V'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{S} - \frac{MV'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{(2 \times 191,16) + (302,67 \times n)}{4,66} - \frac{4017,19 \times 1,52}{3,95} - \frac{(-359,26 - 363,17n)1,52}{3,95}$$

$$\sigma_i = 204,70n - 1325,57 > -\sigma_t = -200 \text{ T/m}^2$$

$$204,70n - 1325,57 > -200 \text{ T/m}^2$$

$$n > 5,50$$

$$n = 6$$

Nous retiendrons ainsi trois paires de câbles 19T15S.

b. Calcul dans le clavage de la travée de rive gauche C0 – P1

Les valeurs des moments longitudinaux sont :

- Moment dû à l'enlèvement de l'équipage mobile : à partir du diagramme des moments dus à l'enlèvement de l'équipe de clavage, on a :

$$M_G = 97,19 - 35,79 = 61,40 \text{ T.m ;}$$

- Moment dû aux équipements : $M_{\text{équi}} = 176,82 \text{ T.m ;}$
- Moment dû au fluage : $M_{\text{fl}} = 47,25 \text{ T.m ;}$
- Moment dû à la surcharge routière A(l) :

$$M_{A(l)\text{min}} = -295,59 \text{ T.m et } M_{A(l)\text{max}} = 575,51 \text{ T.m ;}$$

- Moment dû à la surcharge de trottoir A(t) :

$$M_{A(t)\text{min}} = -23,03 \text{ T.m et } M_{A(t)\text{max}} = 32,03 \text{ T.m ;}$$

- Moment dû au gradient thermique : $M_{\Delta\theta} = 114,55 \text{ T.m.}$

b.1. Calcul de M_Q

D'après les règles du BPEL, on a :

$$M_Q = 1,2 (M_{A(l)} + M_{A(t)}) + 0,5 M_{\Delta\theta}$$

Ce qui donne : $M_{Q\text{min}} = -382,34 \text{ T.m et } M_{Q\text{max}} = 786,32 \text{ T.m.}$

b.2. Calcul de M_{min} et M_{max}

Les moments fléchissants extrêmes maximum et minimum à la clé de cette travée, dus aux actions autres que la précontrainte sont évalués dans le cadre d'une combinaison rare :

$$M_{\text{min}} = M_{G\text{min}} + M_{Q\text{min}} = (M_G + M_{\text{équi}}) + M_{Q\text{min}}$$

$$M_{\text{min}} = (61,40 + 176,82) - 382,34$$

$$M_{\text{min}} = -144,12 \text{ T.m}$$

$$M_{\text{max}} = M_{G\text{max}} + M_{Q\text{max}} = (M_G + M_{\text{équi}} + M_{\text{fl}}) + M_{Q\text{max}}$$

$$M_{\text{max}} = (61,40 + 176,82 + 47,25) + 786,32$$

$$M_{\text{max}} = 1071,80 \text{ T.m}$$

b.3. Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles éclisses

- Force utile pour 1 câble 12T15S : $f_u = 0,75 \times 254,88 = 191,16 \text{ T}$;
- Excentricité des câbles par rapport au centre de gravité : $e = -1,388 \text{ m}$;
- Nombre de câbles de clavage 12T15S : $n = 2$;
- Moment isostatique : $M_{iso} = 191,16 \times 2 \times -1,388 = -530,66 \text{ T.m}$;
- Le moment hyperstatique est nul pour les câbles de travée de rive ;
- Le moment hyperstatique pour les câbles éclisses et extérieurs de la travée centrale P1 – P2 : $M_{hyper} = 171,40 \times \frac{5}{55} - 54,26 \times \frac{5}{55} = 10,65 \text{ T.m}$
- Le moment total des câbles éclisses : $M_{P_{écl}} = -530,66 + 10,65 = -520,01 \text{ T.m}$

b.4. Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs

Pour les câbles extérieurs, on choisira les câbles de type 19T15S.

La géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans la travée de rive gauche C0 – P1 est représentée par la figure 59.

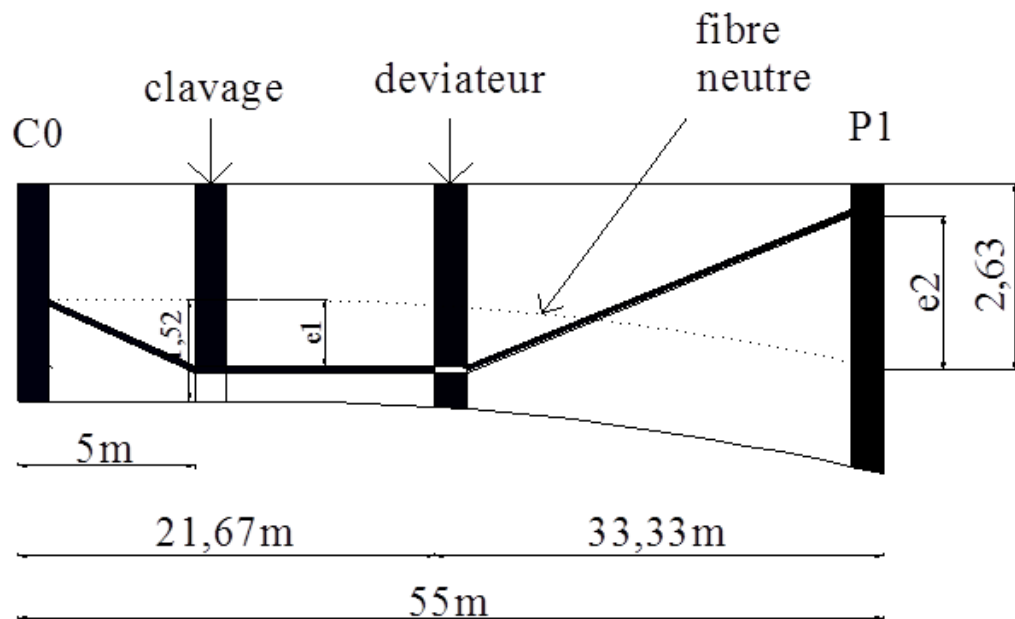


Figure 59 : Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans la travée C0 - P1

- $e_1 = - (1,52 - 0,35) = -1,17 \text{ m}$;
- $e_2 = (2,63 - 0,20) = 2,43 \text{ m}$;
- force utile pour un câble 19T15S : $f_u = 0,75 \times 403,56 = 302,67 \text{ T}$;
- nombres de câbles extérieurs : n ;
- moment isostatique des câbles au niveau de la section à la clé :

$$M_{e1} = n \times 302,67 \times -1,17 = (-354,12n) \text{ T.m} ;$$

- moment isostatique des câbles au niveau de la section sur pile :

$$M_{e2} = n \times 302,67 \times 2,45 = (735,49n) \text{ T.m.}$$

Le diagramme du moment isostatique des câbles extérieurs dans la travée de rive gauche C0 – P1 est désigné sur la figure 60.

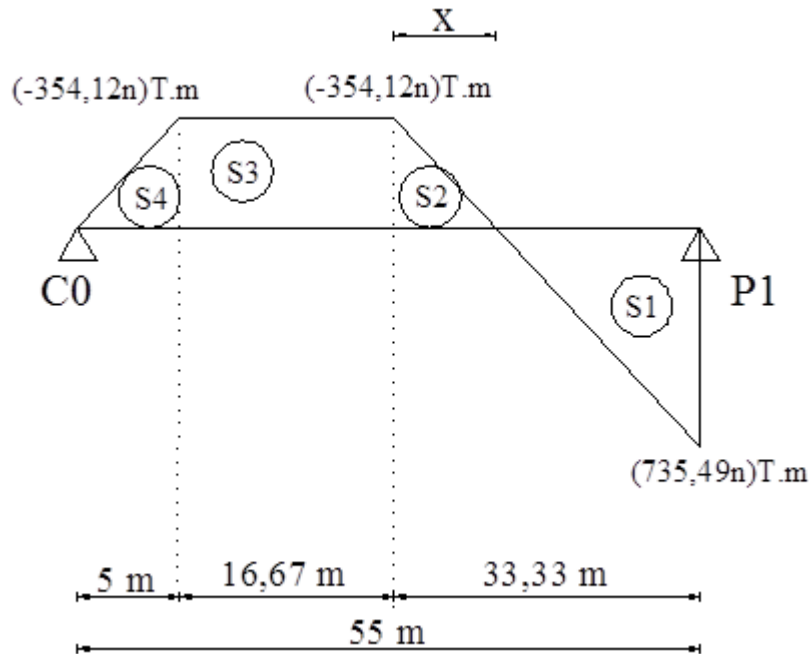


Figure 60 : Diagramme du moment isostatique des câbles extérieurs dans la travée C0 - P1

La valeur de x est : $x = \frac{354,12n}{354,12n + 735,49n} \times 33,33 = 10,83 \text{ m}$

Les valeurs des surfaces S_1 , S_2 , S_3 et S_4 sont :

$$S_1 = (735,49n \times 22,50)/2 = 8273,41n ;$$

$$S_2 = (-354,12n \times 10,83)/2 = -1917,98n ;$$

$$S_3 = -354,12n \times 16,67 = -5903,25n ;$$

$$S_4 = \frac{-354,12n \times 5}{2} = -885,31n.$$

La somme des surfaces est $-433,12n$.

Le moment hyperstatique sur appui est : $M_{\text{hyper}} = \frac{433,12n \times 2}{55} = (15,75n) \text{ T.m}$

Le moment hyperstatique à la clé de la travée de rive gauche est :

$$M_{\text{hyper(clé)}} = \frac{15,75n \times 5}{55} = (1,43n) \text{ T.m}$$

Le moment du précontraint extérieur est :

$$M_{\text{pext}} = M_{\text{iso}} + M_{\text{hyper}} = -354,12n + 1,43n = (-352,69n) \text{ T.m}$$

b.5. Calcul de la contrainte en fibre inférieure

Elle est obtenue par la formule ci-dessous :

$$\sigma_i = \frac{P}{S} - \frac{MV'}{I} = \frac{P_{\text{écl}} + P_{\text{ext}}}{S} - \frac{M_{\text{max}}V'}{I} - \frac{(M_{\text{Pécl}} + M_{\text{Pext}})V'}{I}$$

$$\sigma_i = \frac{P}{S} - \frac{MV'}{I} = \frac{(2 \times 191,16) + (302,67 \times n)}{4,66} - \frac{1071,80 \times 1,52}{3,95} - \frac{(-520,01 - 352,69n)1,52}{3,95}$$

$$\sigma_i = 200,67n - 130,29 > -\sigma_t = -200 \text{ T/m}^2$$

$$200,67n - 130,29 > -200 \text{ T/m}^2$$

On trouve une valeur négative. Théoriquement, on n'a pas besoin de câble mais pour raison de sécurité, on retiendra une paire de câbles 19T15S.

c. Calcul dans le clavage de la travée de rive droite P2 – C3

Par symétrie, le câblage de continuité extérieur de la travée de rive droite P2 – C3 est identique à celui de la travée de rive gauche C0 – P1. Nous retiendrons donc une paire de câbles 19T15S.

8. Conclusion

Les câbles de continuité extérieurs étant supposés régner sur la totalité de l'ouvrage, on retiendra alors par la suite le nombre maximum ainsi obtenu.

Finalement, le câble de continuité extérieur sera composé de trois paires de câbles 19T15S.

C. PHASAGE DE LA CONSTRUCTION ET MISE EN SERVICE

Les consoles de chaque fléau se composent de voussoirs, bétonnés et précontraints à des âges différents. Il est important de connaître avec exactitude les déformations des consoles aux différentes étapes de la réalisation de l'ouvrage, afin d'en tenir compte dans la détermination des contreflèches à donner aux équipages mobiles de bétonnage.

Pendant la phase isostatique de la construction des fléaux, les déformations des consoles sont dues :

- Au poids propre des voussoirs ;
- Au poids de l'équipage mobile de bétonnage ;

- A la précontrainte assurant l'assemblage des voussoirs.

Après clavage des fléaux, le tablier devient hyperstatique mais continue à subir des déformations liées à des opérations ci-après :

- Mise en tension de la précontrainte de solidarisation ;
- Enlèvement des équipages mobiles ;
- Suppression des appuis provisoires ou de l'encastrement sur pile ;
- Mise en place des équipements.

Ces déformations, auxquelles s'ajoutent les déformations différées dues au fluage du béton, n'entraînent pas des différences de niveau entre extrémités des consoles d'une même travée, mais engendrent des variations continues du profil en long de l'ouvrage (généralement abaissement de la clé des travées). Pour cette raison, elles doivent être compensées, comme les déformations isostatiques, par les contreflèches d'exécutions données aux consoles.

La principale difficulté rencontrée dans la prévision des déformations des consoles réside dans la connaissance du comportement à long terme du béton sous charge.

Le module de déformation longitudinale du béton varie en effet avec le temps, en fonction, d'une part, de l'âge du béton au moment de son chargement et d'autre part de la durée de chargement. La précontrainte diminue également dans le temps, par suite des pertes différées subies par les câbles.

I. Calcul des flèches et contreflèche du demi – fléau en console

1. Flèche due aux poids propre du demi-fléau

L'équation différentielle de la déformé est définie par la formule :

$$\frac{d^2f(x)}{dx^2} = - \frac{M(x)}{EI}$$

Avec : $M(x)$: moment fléchissant dû au poids propre dans une section d'abscisse x ;

$$I(x) = 3,95 \left(1 + 1,28 \left(1 - \frac{2x}{100} \right)^2 \right)^{\frac{5}{2}} : \text{moment d'inertie dans une section d'abscisse } x.$$

$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = \frac{11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}}{3}$: module de déformation différée du béton. A 28 jours ; $E_{v28} = 11994 \text{ MPa}$.

2. Contreflèche due à la force de précontrainte de fléau

Le calcul est le même que celle de la flèche dû au poids propre. Mais dans laquelle :

$M(x) = n \times P \times e_p$: moment dû à la force de précontrainte de fléau ;

n : nombre de câble de fléau dans chaque voussoir ;

P : force de précontrainte de fléau dans chaque voussoir après toutes les pertes ;

e_p : distance du centre de gravité des câbles par rapport à celui du béton.

3. Allure du demi – fléau à vide

La flèche permanente due aux charges permanentes et aux forces de précontrainte de fléau est :

$$f_v = c(f_g + f_p)$$

Où $c = 1,5$: coefficient traduisant l'augmentation de la flèche due au fluage du béton.

Les flèches, contreflèche et l'allure du demi – fléau à vide dû au poids propre et à la force de précontrainte de fléau sont indiquées dans le tableau 60.

Tableau 60 : Flèche, contreflèche et allure du demi – fléau en console à vide

Voussoir	x[m]	Flèche due au poids propre [m]	Contreflèche due à la force de précontrainte de fléau [m]	Allure du demi – fléau [m]
V1	6,96	0,009	-0,011	-0,002
V2	10,17	0,022	-0,023	-0,002
V3	13,38	0,042	-0,041	0,002
V4	16,59	0,073	-0,063	0,014
V5	19,8	0,115	-0,089	0,040
V6	23,01	0,173	-0,116	0,085
V7	26,22	0,248	-0,144	0,156
V8	29,43	0,343	-0,169	0,261
V9	32,64	0,459	-0,187	0,407
V10	35,85	0,596	-0,196	0,599
V11	39,06	0,753	-0,193	0,840
V12	42,27	0,925	-0,173	1,128
V13	45,48	1,106	-0,135	1,456
V14	48,75	1,289	-0,078	1,817

4. Contreflèche de construction à appliquer à la construction du demi - fléau

La solution à ses déplacements est d'adopter des contreflèches durant la réalisation afin d'avoir une allure finale de l'ouvrage qui épouse la ligne de construction et qui ne gêne pas les opérations de clavage avec les travées adjacentes.

Quand le tablier est construit par voussoirs bétonnés en place à l'intérieur d'équipages mobiles, il est imprécis de régler l'équipage en se référant à l'altitude théorique qu'ils devraient avoir, cette altitude étant susceptible de varier en fonction de la température, de l'hygrométrie et de l'ensoleillement.

Il est préférable d'effectuer le réglage, en donnant à l'équipage une contreflèche angulaire θ par rapport du voussoir précédent.

Ainsi, avant le bétonnage du voussoir i , il faut ajuster l'équipage mobile par la formule suivante :

$$\text{Arctan}\left(\frac{U_{zi} - U_{zi-1}}{3104}\right) - \text{Arctan}\left(\frac{U_{zi-1} - U_{zi-2}}{3104}\right)$$

Où $U_{zi} = 0$ si le voussoir i n'est pas encore coulé.

L'ajustement angulaire à appliquer à l'équipage mobile dans la construction de chaque voussoir courant est représenté dans le tableau 61.

Tableau 61 : Ajustement angulaire à donner à l'équipage mobile

Voussoir	x[m]	Allure du demi – fléau [m]	Ajustement angulaire θ [Degré]
V1	6,96	-0,002	0
V2	10,17	-0,002	8,84096E-05
V3	13,38	0,002	4,15442E-05
V4	16,59	0,014	-0,00012
V5	19,8	0,040	-0,00050
V6	23,01	0,085	-0,00121
V7	26,22	0,156	-0,00239
V8	29,43	0,261	-0,00419
V9	32,64	0,407	-0,00676
V10	35,85	0,599	-0,01021
V11	39,06	0,840	-0,01461
V12	42,27	1,128	-0,01996
V13	45,48	1,456	-0,02612
V14	48,75	1,817	-0,03291

II. Calcul des pertes de tension de précontrainte

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

Les effets différés qui sont à l'origine de ces pertes sont le fluage et le retrait du béton et la relaxation des aciers de précontraintes.

Quant au mode de précontrainte par post-tension, le frottement de l'acier de précontrainte sur sa gaine lors de la mise en tension produit une perte instantanée. Par ailleurs, le relâchement des câbles introduit une perte de tension instantanée à l'ancrage.

Les pertes de précontraint dans chaque voussoir pendant l'assemblage des voussoirs au cours de la fabrication d'un fléau sont alors les pertes de tension instantanées et les pertes de tensions différées.

1. Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes de tensions à l'ancrage ;
- Les pertes de tensions par frottement ;
- Les pertes de tensions par déformations instantanées du béton.

a. Perte de tension par recul d'ancrage

Cette perte est due au tassement ou déformation de l'ancrage, c'est-à-dire due au glissement de l'armature par rapport à son ancrage. Sa valeur est calculée à partir de la formule ci-après :

$$\Delta\sigma_{\text{anc}} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l_i} \times E_p$$

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 ;

$E_p = 195000 \text{ MPa}$: module d'élasticité longitudinale des câbles ;

l_i : longueur de l'armature de précontrainte considérée.

D'où, on a les résultats dans le tableau 62.

Tableau 62: Pertes de tension par recul d'ancrage

Voussoirs	N° du câble	l_i (m)	$\Delta\sigma_{\text{anc}}$ (MPa)
V1	1	6,97	55,97
V2	2	10,18	38,32
V3	3	13,39	29,13
V4	4	16,60	23,50
V5	5	19,82	19,68
V6	6	23,03	16,94
V7	7	26,24	14,86
V8	8	29,45	13,24
V9	9	32,66	11,94
V10	10	35,87	10,87
V11	11	39,08	9,98
V12	12	42,29	9,22
V13	13	45,50	8,57
V14	14	48,77	8,00

b. Perte de tension par frottement

Le frottement entre câbles, gaine et béton provoque une diminution de contrainte dans un câble à une section donnée. Cette perte est évaluée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{sp}^0 - \sigma_{po}(x)$$

Avec $\sigma_{po}(x) = \sigma_{sp}^0 \times e^{-f\alpha - \varphi x}$, 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 :

$\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$: coefficient de perte de tension par unité de longueur ;

$f = 0,20 \text{ rad}^{-1}$: coefficient de frottement en courbe ;

x : distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension ;

α : la déviation angulaire totale du câble sur la distance x ;

$e = 2,718$: base des logarithmes népériens ;

$\sigma_{sp}^0 = 1416$ MPa.

Donc on aura : $\sigma_{po}(x) = 1416 \times e^{-0,20 \times \alpha - 0,003x}$

Ainsi, on a les résultats du tableau 63.

Tableau 63: Perte de tension par frottement

Voussoirs	N° du câble	x (m)	α [rad]	$e^{-0,20\alpha-0,003x}$	$\sigma_{po}(x)$ [MPa]	$\Delta\sigma_f(x)$ [MPa]
V1	1	6,96	0,118	0,957	1354,44	61,56
V2	2	10,17	0,118	0,947	1341,46	74,54
V3	3	13,38	0,118	0,938	1328,61	87,39
V4	4	16,59	0,118	0,929	1315,87	100,13
V5	5	19,8	0,173	0,910	1289,03	126,97
V6	6	23,01	0,173	0,902	1276,68	139,32
V7	7	26,22	0,173	0,893	1264,44	151,56
V8	8	29,43	0,173	0,884	1252,33	163,67
V9	9	32,64	0,173	0,876	1240,32	175,68
V10	10	35,85	0,173	0,868	1228,44	187,56
V11	11	39,06	0,173	0,859	1216,66	199,34
V12	12	42,27	0,173	0,851	1205,00	211,00
V13	13	45,48	0,173	0,843	1193,46	222,54
V14	14	48,75	0,173	0,835	1181,80	234,20

c. Perte 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 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.

Cette perte de tension est déterminée par la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{pi} = E_p \frac{k \times \Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

$\Delta\sigma_{bj}$: variation de contrainte au niveau du béton ;

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$: module d'élasticité du béton au moment où $\Delta\sigma_{bj}$ se produit ;

$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$: résistance à la compression à j jours;

k : coefficient multiplicateur égal à $\frac{n-1}{2n}$ pour le cas de n armatures identiques tendues successivement.

Pour notre cas, la mise en tension des câbles de fléau se fait câble par câble, donc, pour n câbles de fléau mis en tension successivement, la perte de tension par déformation instantané du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_{pi} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{E_p \sigma_{b0}}{E_{ij}}$$

Où σ_{b0} : contrainte moyenne du béton au niveau du câble à la mise en tension.

La mise en tension des câbles de fléau se fait à 7 jours d'âge. La perte de tension par déformation instantanée du béton sera :

$$\Delta\sigma_{pi} = \left(\frac{28-1}{2 \times 28} \right) \times \frac{195000 \times 23,18}{31363,93} = 69,49 \text{ MPa}$$

d. Tension probable dans un câble après pertes instantanées

Après pertes instantanées, la tension dans un câble est :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{sp}^0 - [\Delta\sigma_{anc}(x) + \Delta\sigma_f(x) + \Delta\sigma_{pi}]$$

Où $\sigma_{sp}^0 = 1416 \text{ MPa}$

Après calcul, nous avons les résultats donnés dans le tableau 64.

Tableau 64: Tensions probables après pertes de tensions instantanées

Voussoirs	N° du câble	x (m)	$\Delta\sigma_{anc}$ (MPa)	$\Delta\sigma_f(x)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pi}$ [MPa]	$\sigma_{pi}(x)$ [MPa]
V1	1	6,96	55,97	61,56	2,48	1295,99
V2	2	10,17	38,32	74,54	2,48	1300,66
V3	3	13,38	29,13	87,39	2,48	1296,99
V4	4	16,59	23,50	100,13	2,48	1289,89
V5	5	19,8	19,68	126,97	2,48	1266,87
V6	6	23,01	16,94	139,32	2,48	1257,26
V7	7	26,22	14,86	151,56	2,48	1247,10
V8	8	29,43	13,24	163,67	2,48	1236,60
V9	9	32,64	11,94	175,68	2,48	1225,90
V10	10	35,85	10,87	187,56	2,48	1215,08
V11	11	39,06	9,98	199,34	2,48	1204,20
V12	12	42,27	9,22	211,00	2,48	1193,30
V13	13	45,48	8,57	222,54	2,48	1182,40
V14	14	48,75	8,00	234,20	2,48	1171,33

2. Pertes de tension différées

a. Pertes de tension dues au retrait

On peut évaluer cette perte par la formule :

$$\Delta\sigma_r(t) = \varepsilon_r[r(t) - r(t_0)]E_p$$

Avec : $\varepsilon_r = 4.10^{-4}$: retrait total du béton pour un climat chaud et sec ;

$r(t)$: fonction traduisant la variation du retrait dans le temps telle que :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

$$\text{Où } r_m = \frac{B}{P};$$

B : section brute de la poutre ;

P : périmètre extérieur de la poutre.

t_0 : âge du béton à la mise en tension des câbles considérés. La mise en tension des câbles de fléau se fait à $t_0 = 7$ jours et pour $t = \infty$, $r(t) = 1$.

Les résultats des calculs sont indiqués dans le tableau 65.

Tableau 65 : Pertes de tension dues au retrait

Voussoirs	N° du câble	x (m)	B (x)[cm²]	P(x)[cm]	r _m [cm]	r (t ₀)	Δσ _r (t)[MPa]
V1	1	6,96	68130,95	2688,41	25,34	0,030	75,68
V2	2	10,17	64950,29	2623,27	24,76	0,030	75,62
V3	3	13,38	62023,70	2563,34	24,20	0,031	75,57
V4	4	16,59	59351,18	2508,62	23,66	0,032	75,52
V5	5	19,8	56932,74	2459,09	23,15	0,033	75,46
V6	6	23,01	54768,37	2414,77	22,68	0,033	75,41
V7	7	26,22	52858,08	2375,65	22,25	0,034	75,37
V8	8	29,43	51201,85	2341,74	21,86	0,034	75,32
V9	9	32,64	49799,70	2313,02	21,53	0,035	75,28
V10	10	35,85	48651,62	2289,51	21,25	0,035	75,25
V11	11	39,06	47757,62	2271,21	21,03	0,036	75,22
V12	12	42,27	47117,69	2258,10	20,87	0,036	75,20
V13	13	45,48	46731,83	2250,20	20,77	0,036	75,18
V14	14	48,75	46600,00	2247,50	20,73	0,036	75,18

b. Pertes de tension dues à la relaxation des câbles

La perte de tension due à la relaxation d'acier de précontraint est définie par :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}(x)$$

Avec : $f_{prg} = 1770$ MPa : contrainte de rupture garantie ;

$\rho_{1000} = 2,5\%$ de la tension initiale : valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 h ;

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.

Les pertes de tension dues à la relaxation des câbles sont représentées dans le tableau 66.

Tableau 66: Tensions dues à la relaxation des câbles

Voussoirs	N° du câble	x (m)	$\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	$\Delta\sigma_p(x)$ [MPa]
V1	1	6,96	1295,99	0,59
V2	2	10,17	1300,66	0,59
V3	3	13,38	1296,99	0,59
V4	4	16,59	1289,89	0,58
V5	5	19,8	1266,87	0,54
V6	6	23,01	1257,26	0,53
V7	7	26,22	1247,10	0,51
V8	8	29,43	1236,60	0,50
V9	9	32,64	1225,90	0,48
V10	10	35,85	1215,08	0,47
V11	11	39,06	1204,20	0,45
V12	12	42,27	1193,30	0,44
V13	13	45,48	1182,40	0,42
V14	14	48,75	1171,33	0,41

c. Pertes de tension dues au fluage du béton

Le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant. La perte finale de tension due au fluage du béton prise est égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2\sigma_{bc} \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Où : σ_{bc} représente la contrainte moyenne du béton au niveau du câble que l'on peut supposer calculer à un temps infini.

$$\Delta\sigma_{fl} = 2 \times 35 \times \frac{195000}{35981,73} = 379,36 \text{ MPa}$$

d. Évaluation des pertes de tension différées

La perte différée totale prise est égale à :

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_r(x) + \Delta\sigma_{fl}(x) + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p(x)$$

Les valeurs des pertes différées totales dans chaque câble sont données dans le tableau 67 qui suit.

Tableau 67: Pertes de tension différées totales

Voussoirs	N° du câble	x (m)	$\Delta\sigma_r(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ [MPa]	$\Delta\sigma_p(x)$ [MPa]	$\Delta\sigma_d(x)$ [MPa]
V1	1	6,96	75,68	13,55	0,59	89,72
V2	2	10,17	75,62	13,55	0,59	89,67
V3	3	13,38	75,57	13,55	0,59	89,61
V4	4	16,59	75,52	13,55	0,58	89,55
V5	5	19,8	75,46	13,55	0,54	89,47
V6	6	23,01	75,41	13,55	0,53	89,40
V7	7	26,22	75,37	13,55	0,51	89,34
V8	8	29,43	75,32	13,55	0,50	89,28
V9	9	32,64	75,28	13,55	0,48	89,23
V10	10	35,85	75,25	13,55	0,47	89,18
V11	11	39,06	75,22	13,55	0,45	89,14
V12	12	42,27	75,20	13,55	0,44	89,11
V13	13	45,48	75,18	13,55	0,42	89,08
V14	14	48,75	75,18	13,55	0,41	89,07

Tableau 68: Pertes de tension finales dans chaque câble

Voussoirs	N° du câble	x (m)	$\sigma_{pi}(x)$ [MPa]	$\Delta\sigma_d(x)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_d(x)$ [MPa]	perte totale [MPa]	perte totale %
V1	1	6,96	1295,99	89,72	1206,27	209,73	14,81
V2	2	10,17	1300,66	89,67	1210,99	205,01	14,48
V3	3	13,38	1296,99	89,61	1207,38	208,62	14,73
V4	4	16,59	1289,89	89,55	1200,35	215,65	15,23
V5	5	19,8	1266,87	89,47	1177,41	238,59	16,85
V6	6	23,01	1257,26	89,40	1167,86	248,14	17,52
V7	7	26,22	1247,10	89,34	1157,76	258,24	18,24
V8	8	29,43	1236,60	89,28	1147,32	268,68	18,97
V9	9	32,64	1225,90	89,23	1136,67	279,33	19,73
V10	10	35,85	1215,08	89,18	1125,90	290,10	20,49
V11	11	39,06	1204,20	89,14	1115,06	300,94	21,25
V12	12	42,27	1193,30	89,11	1104,19	311,81	22,02
V13	13	45,48	1182,40	89,08	1093,32	322,68	22,79
V14	14	48,75	1171,33	89,07	1082,26	333,74	23,57

Les pertes de tension totales et les tensions finales dans chaque câble sont illustrées dans le tableau 68.

Lors de la détermination du nombre d'armatures de précontrainte de fléau, les pertes de tension dans chaque câble sont estimées à 25 % de la valeur maximale de la contrainte à l'origine. Cette valeur maximale est égale à 1416 MPa.

D'où, la somme des pertes de tensions dans chaque câble devra être inférieure à 25 % de 1416 MPa. D'après le tableau 68, la condition est vérifiée.

III. 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 ni trop comprimée ni tendue.

1. Section de référence pour le calcul des contraintes normales

La section nette pour le calcul des contraintes normales est la section brute de la poutre moins les vides causés par les gaines de précontrainte.

a. Aire de section nette

$$S_n = S_b - n_c \frac{\pi \phi^2}{4}$$

Avec : 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 ;

$\phi = 88 \text{ mm}$: diamètre d'une gaine.

b. Centre de gravité par rapport à la fibre inférieure de la poutre

$$V'_n = \frac{S_b \times V' - n_c \times \frac{\pi \phi^2}{4} \times V'_c}{S_b - n_c \times \frac{\pi \phi^2}{4}}$$

Avec : 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

c. Moment d'inertie de la section nette par rapport à son centre de gravité

$$I_n = I + (V' - V'_n)^2 \times S_b - (V'_n - V'_c)^2 \times n_c \times \frac{\pi \phi^2}{4}$$

Les caractéristiques géométriques des différents voussoirs sont représentées dans le tableau 69.

Tableau 69: Caractéristiques géométriques des différents voussoirs

Voussoirs	S [m ²]	S _n [m ²]	V' _n [m]	V _n [m]	I [m ⁴]	I _n [m ⁴]
½ VSP	7,59	7,42	2,81	2,69	30,96	29,90
V1	6,81	6,66	2,44	2,26	23,80	22,50
V2	6,50	6,35	2,30	2,08	20,87	19,54
V3	6,20	6,07	2,16	1,92	18,17	16,83
V4	5,94	5,81	2,04	1,77	15,70	14,39
V5	5,69	5,58	1,93	1,63	13,48	12,21
V6	5,48	5,38	1,83	1,50	11,48	10,29
V7	5,29	5,20	1,75	1,39	9,72	8,62
V8	5,12	5,05	1,68	1,29	8,19	7,21
V9	4,98	4,92	1,62	1,21	6,90	6,06
V10	4,87	4,82	1,58	1,13	5,84	5,15
V11	4,78	4,74	1,54	1,07	5,02	4,49
V12	4,71	4,69	1,52	1,03	4,43	4,07
V13	4,67	4,66	1,52	1,00	4,07	3,89
V14	4,66	4,66	1,52	0,98	3,95	3,95
V _{clavage centrale}	4,66	4,65	1,52	0,98	3,95	3,92
V _{clavage rive}	4,66	4,65	1,52	0,98	3,95	3,92

2. Définition des phases de justification

Les phases de justification des contraintes normales à l'état limite de service sont les suivantes :

- Phase I :

C'est la phase de construction du fléau et mise en tension successifs des câbles de fléau après 7 jours de durcissement de chaque voussoir courant :

❖ Section résistante : section nette des voussoirs courants et sur pile ;

- ❖ Action à prendre en compte : poids propre du voussoir courant, poids de l'équipage mobile, surcharge de chantier, et action des câbles de fléau après perte par frottement et perte par recul d'ancrage.

- Phase II :

Après construction du fléau, c'est la phase de construction du voussoir de clavage de la travée de rive et du voussoir sur la culée coulé sur cintre. Après durcissement et décintrement lorsque la résistance du béton atteint 16 MPa (soit 4 jours), c'est la mise en tension des câbles éclisses de la travée de rive :

- ❖ Section résistante : section nette du voussoir de clavage de la travée de rive ;
- ❖ Action à prendre en compte : poids propre de la partie coulée sur cintre et action des câbles éclisses après perte par frottement et perte par recul d'ancrage.

- Phase III :

C'est la phase de construction du voussoir de clavage central. Après durcissement et dépose de l'équipage de clavage lorsque la résistance du béton atteint 16 MPa (soit 4 jours), c'est la mise en tension des câbles éclisses de la travée centrale :

- ❖ Section résistante : section nette du voussoir de clavage de la travée centrale ;
- ❖ Action à prendre en compte : effet de l'enlèvement de l'équipage mobile, effet du gradient thermique ($\Delta\theta = 12\text{ }^{\circ}\text{C}$), effet des câbles éclisses de la travée centrale, action des câbles éclisses de la travée centrale après perte par frottement et perte par recul d'ancrage.

- Phase IV :

C'est la phase de mise en tension des câbles de continuité extérieure après 28 jours de durcissement des voussoirs :

- ❖ Section résistante : section nette des voussoirs sur pile et des clavages ;
- ❖ Action à prendre en compte : effet du gradient thermique ($\Delta\theta = 12\text{ }^{\circ}\text{C}$), effet de l'enlèvement de l'équipage mobile, effet des câbles de fléau, effets des câbles éclisses de la travée centrale et des deux travées de rive, effets des câbles extérieure, action des câbles éclisses et des câbles de fléau traversant la section en supposant qu'ils ont effectué 25 % de ces pertes, action des câbles extérieurs avec les pertes différées qui ne sont pas encore manifestées.

- Phase V :

Mise en place des éléments de la superstructure et des équipements particuliers du caisson.

- ❖ Section résistante : section nette des voussoirs de clavage et du voussoir sur pile ;
- ❖ Action à prendre en compte : c'est la même que dans la phase IV en considérant la déformation instantanée du béton, due à la mise en œuvre de la superstructure et des équipements des caissons, qui provoque des pertes de tension dans les câbles extérieurs.

- Phase VI :

C'est la phase d'exploitation de l'ouvrage :

- ❖ Section résistante : section nette des voussoirs sur pile et des clavages ;
- ❖ Action à prendre en compte : poids propre de l'ouvrage, poids propre des équipements du caisson et de la superstructure, surcharges d'exploitation, gradient thermique ($\Delta\theta = 6\text{ }^{\circ}\text{C}$), effet du fluage, effet des câbles de fléau, effet des câbles de continuité intérieur et extérieur, forces des câbles de précontrainte traversant la section après 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 obtenue 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 :

$$\sigma_b(x) = \frac{M \times V_n}{I_n}$$

- Dans la fibre inférieure de la section résistante :

$$\sigma'_b(x) = -\frac{M \times V'_n}{I_n}$$

Où M : moment fléchissant dû aux actions extérieures.

c. Contrainte normale admissible

Pour notre ouvrage coulé sur place, il est justifié selon la classe II du BPEL 91 révisée 99.

En application de l'article 4.10 du BPEL 91 révisé 99 et sachant que les dispositions sont prises pour que la précontrainte P_m soit réalisé dans l'ouvrage, une marge égale à k_{fcj} sera appliquée aux contraintes admissibles avec $k = 0,02$.

La contrainte normale est limitée :

- Pour les phases I, II et III à :

Une contrainte admissible en compression :

- ❖ Pour le voussoir sur pile : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,55 f_{c28} - k f_{c28} = 18,55 \text{ MPa}$;
- ❖ Pour les voussoirs courants : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,55 f_{c7} - k f_{c7} = 12,28 \text{ MPa}$;
- ❖ Pour les voussoirs de clavage : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,55 f_{c4} - k f_{c4} = 9,18 \text{ MPa}$.

Une contrainte admissible en traction :

- ❖ Pour le voussoir sur pile : $\overline{\sigma}_{bt} = - (f_{t28} - k f_{c28}) = - 2 \text{ MPa}$;
- ❖ Pour les voussoirs courants : $\overline{\sigma}_{bt} = - (f_{t7} - k f_{c7}) = -1,53 \text{ MPa}$;
- ❖ Pour les voussoirs de clavage : $\overline{\sigma}_{bt} = - (f_{t4} - k f_{c4}) = -1,29 \text{ MPa}$.

- Pour les phases IV, V et VI à :

Une contrainte admissible en compression : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} - k f_{c28} = 20,30 \text{ MPa}$

Une contrainte admissible en traction :

- ❖ Section d'enrobage : $\overline{\sigma}_{bt} = - (f_{t28} - k f_{c28}) = - 2 \text{ MPa}$;
- ❖ Ailleurs : $\overline{\sigma}_{bt} = - (1,5 f_{t28} - k f_{c28}) = -3,35 \text{ MPa}$;

On doit vérifier que :

- Pour les voussoirs sur pile et courant :

La contrainte en fibre supérieure est supérieure à la contrainte de traction admissible et la contrainte en fibre inférieure est inférieure à la contrainte de compression admissible.

- Pour les voussoirs de clavage de la travée centrale et des travées de rive :

La contrainte en fibre supérieure est inférieure à la contrainte de compression admissible et la contrainte en fibre inférieure est supérieure à la contrainte de traction admissible.

Les contraintes normales, durant les phases, dans les fibres extrêmes sont données dans le tableau 70.

Tableau 70 : Contraintes normales en [MPa] dans les fibres extrêmes des voussoirs

PHASES	FIBRES	VOUSSOIRS																
		$\frac{1}{2}$ VSP	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14	V _{clavage} centrale	V _{clavage} de rive
I	Supérieure	7,27	7,99	7,78	7,41	7,00	6,37	5,95	5,55	5,17	4,84	4,53	4,21	3,81	3,20	1,81		
	Inférieure	12,08	11,85	11,65	11,35	10,91	10,36	9,60	8,66	7,52	6,17	4,61	2,92	1,24	-0,21	-0,47		
II	Supérieure																	-0,27
	Inférieure																	2,95
III	Supérieure																1,64	
	Inférieure																-0,02	
IV	Supérieure	18,83															-1,38	-1,67
	Inférieure	-2,41															16,26	16,72
V	Supérieure	18,40															-1,28	-1,58
	Inférieure	-2,30															15,45	15,91
VI	Supérieure	5,26															5,76	3,12
	Inférieure	14,27															-0,34	12,65

D'après les résultats trouvés dans le tableau 70, on peut conclure que les contraintes normales dans le béton sont respectées, c'est-à-dire qu'elles ne dépassent pas les valeurs limites.

IV. Justification des contraintes tangentielles

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 :

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq \bar{\tau}_1^2 = 0,4f_{tj}[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t)]$$

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq \bar{\tau}_2^2 = 2\frac{f_{tj}}{f_{cj}}(0,6f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t)[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t)]$$

Avec : σ_x : 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 du centre de gravité de la section nette de la poutre.

La justification sera effectuée dans au milieu du voussoir au niveau de la culée, au milieu des voussoirs de clavage, au milieu des parties dont la hauteur du hourdis inférieur varie paraboliquement et au milieu du voussoir sur pile durant la phase d'exploitation de l'ouvrage.

- Contrainte tangentielle τ :

Elle est définie par la formule de JURAVSKI ci-dessous :

$$\tau = \frac{V_{red} \times S}{I \times b_n}$$

Dans laquelle : $V_{red} = |V - P \sin \alpha_c|$: effort tranchant réduit ;

V : effort tranchant au niveau de la section ;

P : force de précontrainte obtenue par les câbles de continuité extérieur ;

α_c : angle de déviation des câbles de continuité extérieur, donné par la formule suivante :

$$\tan \alpha_c = \frac{e_2 + e_1}{l}$$

Où : $e_2 = 2,43$ m : distance des câbles de continuité extérieurs au centre de gravité du voussoir sur pile ;

$e_1 = -1,17$ m : distance des câbles de continuité extérieurs au centre de gravité du voussoir de clavage ;

l : distance entre entretoise et déviateur

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 :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

Où B_n est la section nette du béton.

1. Vérification de section au milieu du voussoir au niveau de la culée

Les caractéristiques de la section nette du voussoir au niveau de la culée sont :

- $B_n = 4,66$ m² ;
- $I_n = 3,92$ m⁴ ;
- $S = 1,89$ m³ ;
- $b_n = 0,70$ m.

Dans le voussoir sur culée, il y a trois paires de câbles de continuité extérieurs, soient 1816,02 T déviés d'un angle $\alpha_c = 0,11$ radians.

Les efforts tranchants dans la section du voussoir au niveau de la culée sont représentés dans le tableau 71.

Tableau 71 : Efforts tranchants dans la section du voussoir au niveau de la culée

	V [T]
Poids propre de l'ouvrage	41,04
Surcharge A(l)	21,47
Surcharge A(t)	2,36
Gradient thermique	11,86
Effet hyperstatique dû au fluage	9,45
Effet hyperstatique du câble éclisse de la travée centrale	3,12
Effet hyperstatique du câble extérieur	1,72
Total	91,01

$$V_{\text{red}} = |91,01 - 195,02| = 104,00 \text{ T} ;$$

$$\tau = \frac{104 \times 1,89}{3,92 \times 0,70} = 71,63 \text{ T/m}^2 = 0,72 \text{ MPa} \text{ et } \tau^2 = 0,51 \text{ [MPa]}^2 ;$$

$$\sigma_x = \frac{1816,02}{4,66} = 389,70 \text{ T/m}^2 = 3,90 \text{ MPa} ;$$

$$\text{A 28 jours, } f_{c28} = 35 \text{ MPa et } f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ;$$

$$\text{D'où : } \overline{\tau^2_1} = 5,72 \text{ [MPa]}^2 \text{ et } \overline{\tau^2_2} = 13,98 \text{ [MPa]}^2 ;$$

$$\tau^2 < \overline{\tau^2_1} < \overline{\tau^2_2} : \text{les deux conditions sont vérifiées.}$$

2. Vérification de section au milieu du voussoir de clavage de la travée de rive

Les caractéristiques de la section nette du voussoir de clavage de la travée de rive sont :

- $B_n = 4,66 \text{ m}^2$;
- $I_n = 3,92 \text{ m}^4$;
- $S = 1,89 \text{ m}^3$;
- $b_n = 0,70 \text{ m}$.

Dans le voussoir de clavage de la travée de rive, il y a trois paires de câbles de continuité extérieurs, soient 1816,02 T déviés d'un angle $\alpha_c = 0,11$ radians.

Les efforts tranchants dans la section du voussoir de clavage de la travée de rive sont évoqués dans le tableau 72.

Tableau 72 : Efforts tranchants dans la section du voussoir de clavage de la travée de rive

	V [T]
Poids propre de l'ouvrage	26,48
Surcharge A(l)	14,64
Surcharge A(t)	1,61
Gradient thermique	11,86
Effet hyperstatique dû au fluage	9,45
Effet hyperstatique du câble éclisse de la travée centrale	3,12
Effet hyperstatique du câble extérieur	1,72
Total	68,88

$$V_{\text{red}} = |68,88 - 195,02| = 126,140 \text{ T} ;$$

$$\tau = \frac{126,14 \times 1,89}{3,92 \times 0,70} = 86,88 \text{ T/m}^2 = 0,87 \text{ MPa et } \tau^2 = 0,75 \text{ [MPa]}^2 ;$$

$$\sigma_x = \frac{1816,02}{4,66} = 389,70 \text{ T/m}^2 = 3,90 \text{ MPa} ;$$

$$\text{A 28 jours, } f_{c28} = 35 \text{ MPa et } f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ;$$

$$\text{D'où : } \overline{\tau^2_1} = 5,72 \text{ [MPa]}^2 \text{ et } \overline{\tau^2_2} = 13,98 \text{ [MPa]}^2 ;$$

$$\tau^2 < \overline{\tau^2_1} < \overline{\tau^2_2} : \text{les deux conditions sont vérifiées.}$$

3. Vérification de section au milieu du voussoir de clavage de la travée centrale

Les caractéristiques de la section nette du voussoir de clavage de la travée centrale sont :

- $B_n = 4,66 \text{ m}^2$;
- $I_n = 3,92 \text{ m}^4$;
- $S = 1,89 \text{ m}^3$;
- $b_n = 0,70 \text{ m}$.

Dans le voussoir de clavage de la travée centrale, il y a trois paires de câbles de continuité extérieurs, soient 1816,02 T. Dans cette section, les câbles ne sont pas déviés c'est-à-dire $\alpha_c = 0$ radians.

Le milieu du voussoir de clavage se trouve sur l'axe de l'ouvrage, donc les efforts tranchants dans cette section sont nuls. Ce qui signifie que la contrainte tangentielle τ est aussi nulle en ce point.

4. Vérification de section au milieu des parties dont la hauteur du hourdis inférieur varie paraboliquement

On va considérer le voussoir V7 se trouvant à $x = 26,22$ m de l'axe du voussoir sur pile. Les caractéristiques de la section nette du voussoir V7 sont :

- $B_n = 5,20 \text{ m}^2$;
- $I_n = 8,62 \text{ m}^4$;
- $S = 2,92 \text{ m}^3$;
- $b_n = 0,70 \text{ m}$.

Dans le voussoir courant V7, il y a trois paires de câble de continuité extérieur soit 1816,02 T déviés d'un angle $\alpha_c = 0,11$ radians.

Les efforts tranchants dans la section du voussoir de clavage de la travée de rive sont montrés dans le tableau 73.

Tableau 73 : Efforts tranchants dans la section du voussoir courant V7

	V [T]
Poids propre de l'ouvrage	274,23
Surcharge A(l)	50,29
Surcharge A(t)	5,52
Gradient thermique	11,86
Effet hyperstatique dû au fluage	9,45
Effet hyperstatique du câble éclisse de la travée centrale	3,12
Effet hyperstatique du câble extérieur	1,72
Total	356,19

Pour le voussoir courant dont la hauteur du hourdis inférieur varie paraboliquement, on doit tenir compte de l'effet Résal représenté par la figure 61 suivante :

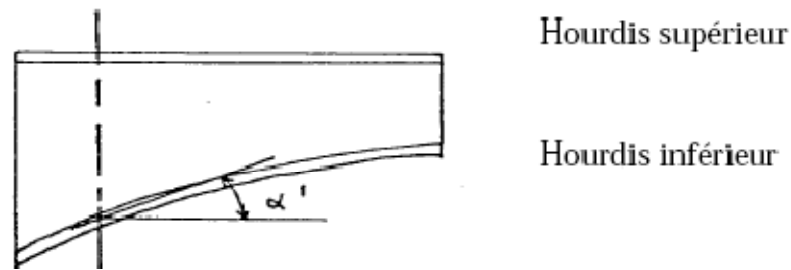


Figure 61 : Section de voussoir courant dont la hauteur du hourdis inférieur varie paraboliquement

L'effet Résal réduit l'effort tranchant dans une section de voussoir dont la hauteur du hourdis inférieur varie paraboliquement par la formule suivante :

$$V = |V_{\text{total}} - (B \times \sigma \sin \alpha')|$$

Avec : V_{total} : effort tranchant total dans la section nette du voussoir courant ;

$B = 1,06 \text{ m}^2$: surface du hourdis inférieur (hormis les âmes) ;

σ : contrainte moyenne dans le hourdis inférieur, concomitante de l'effort tranchant maximum, qu'on estimera à 10 MPa ;

$\alpha' = 0,07$ radians : angle du hourdis inférieur avec l'horizontale.

Ainsi :

$$V = |356,19 - (1,06 \times 1000 \times \sin 0,07)| = 285,63 \text{ T.}$$

$$V_{\text{red}} = |285,63 - 195,02| = 90,61 \text{ T ;}$$

$$\tau = \frac{90,61 \times 2,92}{8,62 \times 0,70} = 43,79 \text{ T/m}^2 = 0,44 \text{ MPa et } \tau^2 = 0,19 [\text{MPa}]^2 ;$$

$$\sigma_x = \frac{1816,02}{5,20} = 349,23 \text{ T/m}^2 = 3,49 \text{ MPa ;}$$

A 28 jours, $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$;

$$\text{D'où : } \overline{\tau^2_1} = 5,43 [\text{MPa}]^2 \text{ et } \overline{\tau^2_2} = 13,58 [\text{MPa}]^2 ;$$

$$\tau^2 < \overline{\tau^2_1} < \overline{\tau^2_2} : \text{les deux conditions sont vérifiées.}$$

5. Vérification de section au milieu du voussoir sur pile

Les caractéristiques de la section nette du voussoir sur pile sont :

- $B_n = 7,42 \text{ m}^2$;
- $I_n = 29,90 \text{ m}^4$;
- $S = 6,69 \text{ m}^3$;
- $b_n = 0,70 \text{ m}$.

Dans le voussoir sur pile, il y a trois paires de câbles de continuité extérieurs, soient 1816,02 T déviés d'un angle $\alpha_c = 0,11$ radians.

Les efforts tranchants dans la section du voussoir sur pile sont donnés dans le tableau 74.

Tableau 74 : Efforts tranchants dans la section du voussoir sur pile

	V [T]
Poids propre de l'ouvrage	689,02
Surcharge A(l)	121,87
Surcharge A(t)	13,39
Gradient thermique	11,86
Effet hyperstatique dû au fluage	9,45
Effet hyperstatique du câble éclisse de la travée centrale	3,12
Effet hyperstatique du câble extérieur	1,72
Total	850,43

$$V_{\text{red}} = |850,43 - 195,02| = 655,41 \text{ T} ;$$

$$\tau = \frac{655,41 \times 6,69}{29,90 \times 0,70} = 209,49 \text{ T/m}^2 = 2,09 \text{ MPa et } \tau^2 = 4,39 [\text{MPa}]^2 ;$$

$$\sigma_x = \frac{1816,02}{7,42} = 244,75 \text{ T/m}^2 = 2,45 \text{ MPa} ;$$

$$\text{A 28 jours, } f_{c28} = 35 \text{ MPa et } f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ;$$

$$\text{D'où : } \overline{\tau^2}_1 = 4,68 [\text{MPa}]^2 \text{ et } \overline{\tau^2}_2 = 12,40 [\text{MPa}]^2 ;$$

$$\tau^2 < \overline{\tau^2}_1 < \overline{\tau^2}_2 : \text{les deux conditions sont vérifiées.}$$

D. ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE

L'étude de la flexion transversale du tablier a pour objet le dimensionnement des armatures transversales des voussoirs. Dans un pont en encorbellement, la structure transversale étant constituée de poutres caissons. Les poutres caissons sont des poutres à section tubulaire, constituées par des âmes verticales ou inclinées reliées entre elles par des hourdis supérieurs et inférieurs. Les âmes ont pour rôle de résister aux cisaillements longitudinal et transversal, donc à l'effort tranchant et au moment de torsion, tandis que les deux hourdis de la poutre supportent l'effet de la flexion. Comme indiqué sur la figure 62, le hourdis supérieur est à peu près parfaitement encastré sur les âmes par suite de la présence du hourdis inférieur qui, en jouant le rôle de tirant, empêche les âmes de déverser.

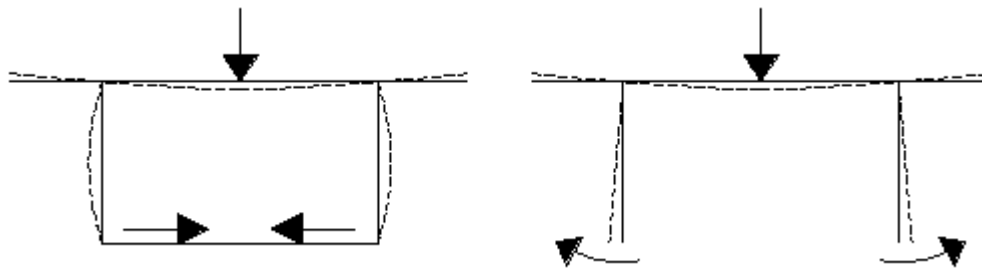


Figure 62 : Rôle du hourdis inférieur dans l'encastrement du hourdis supérieur

I. Principe de calcul

Pour les ouvrages classiques (caisson monocellulaire), on détermine les efforts à l'aide des abaques de dalle bi encastree pour les charges situées entre les âmes et des abaques de dalles encastrees pour les charges situées sur les encorbellements. On injecte ensuite les moments obtenus à l'encastrement aux nœuds supérieurs d'un modèle 2 D représentant une tranche de caisson de longueur unitaire.

Ce principe de calcul plan suppose que :

- le tablier est de section constante localement ;
- toutes les sections sont chargées de la même façon.

Ce calcul est alors tout à fait valable pour les charges réparties telles que le poids propre ou les équipements. Pour les charges concentrées (charges routières), il s'agit d'une approximation puisque d'une part, l'effort n'est pas réparti uniformément le long de l'encastrement, et d'autre part, on ne représente pas la diffusion des efforts depuis le hourdis supérieur vers les âmes et le hourdis inférieur. Des calculs à l'aide d'éléments finis ont montré cependant une assez bonne précision de ce type de calcul pour le hourdis supérieur lorsque les âmes sont suffisamment rigides. Cela reste valable pour la partie supérieure des âmes, la

diffusion des efforts n'étant pas encore importante. Ce calcul est cependant beaucoup moins représentatif pour la partie inférieure du caisson.

Au terme de ces calculs, les moments transversaux s'exerçant dans le caisson sont :

- Moment abaque + moment cadre pour le hourdis supérieur central ;
- Moment cadre dans les âmes et le hourdis inférieur ;
- Moment abaque dans les encorbellements.

La portée pour le calcul par abaques de la dalle centrale, illustrée sur la figure 63, est obtenue en considérant le point de concours de l'intrados du hourdis et d'une ligne inclinée à 45° à partir de la naissance du gousset sur l'âme.

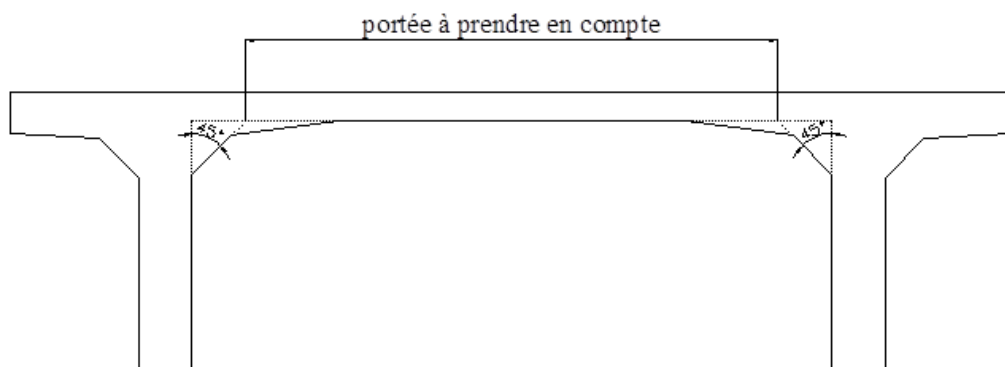


Figure 63 : Gousset de référence

II. Etude de l'encorbellement

1. Détermination du Coefficient de Majoration Dynamique

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

Avec : L : longueur de l'élément considéré ; on considère ainsi la longueur du voussoir sur pile L = 7,5 m ;

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

On a :

Poids de la dalle et celui du trottoir :

$$(2,5 \times 7,5) \left[(0,2 \times 2,075) + (0,1 \times 0,25) + \left(0,10 \times \frac{1,825}{2} \right) + \left(0,25 \times \frac{0,25}{2} \right) + (0,15 \times 1) \right] = 13,34 \text{ T ;}$$

$$\text{Chaussée : } 2,075 \times 0,05 \times 7,5 \times 2,3 = 1,79 \text{ T ;}$$

S : surcharge maximale du système B. La surcharge maximale est celle du système B_c. Pour cela, S = 30 T.

Après calcul, on trouve : $\delta = 1,36$.

2. Moments sous charges permanentes

Les efforts dus aux charges permanentes sont déterminés par mètre linéaire de la largeur du hourdis supérieur en encorbellement de la figure 64.

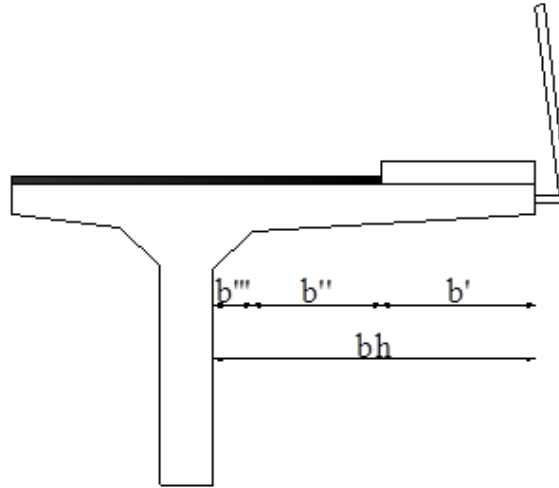


Figure 64 : Hourdis supérieur en encorbellement

Les charges permanentes à prendre en compte, représentées sur la figure 65, sont :

- g_h : poids propre du hourdis ;
- g_r : poids propre du revêtement ;
- g_t : poids propre du trottoir ;
- g_p : poids du parapet.

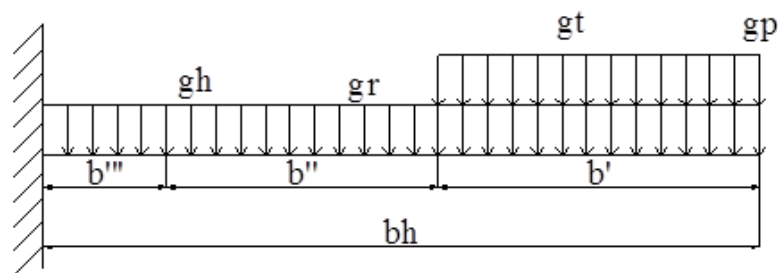


Figure 65 : Charges permanentes du hourdis supérieur en encorbellement

D'après les deux figures 64 et 65, et en divisant la section du hourdis en plusieurs sections usuelles, le moment à l'encastrement est :

$$M = 2,5 \left[\left(0,2 \times 1 \times \frac{b_h^2}{2} \right) + \left(0,1 \times \frac{1}{2} \times (b_h - b''') \left(\frac{2(b_h - b''')}{3} + b''' \right) \right) + \left(0,1 \times 1 \times \left(\frac{b'''^2}{2} \right) \right) + \left(0,25 \times \frac{1}{2} \times \left(\frac{2 \times b'''^2}{3} \right) \right) \right] + \left(2,3 \times 1 \times 0,05 \left(\frac{b_h^2}{2} \right) \right) + \left(2,5 \times 1 \times 0,15 b' \left(b_h - \frac{b'}{2} \right) \right) + (0,06 \times b_h)$$

Avec : $b_h = 2,075 \text{ m}$; $b' = 1 \text{ m}$; $b'' = 0,825 \text{ m}$ et $b''' = 0,25 \text{ m}$.

Ce qui donne : ELS : $M_{\text{gser}} = 2,39 \text{ T.m/ml}$;

ELU : $M_{\text{gu}} = 3,23 \text{ T.m/ml}$.

3. Moments sous surcharges d'exploitations

Pour le hourdis supérieur en encorbellement, on considère seulement l'effet du système B_c .

Pour le trottoir, on retient le cas défavorable entre une roue de 3 T de surface d'impact $0,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m}$ et charge uniforme de 450 Kg/m^2 .

a. Moment sous surcharge B_c

L'effet des surcharges routières sur l'encorbellement est déterminé à partir des abaques du document « Calcul de hourdis de pont » du SETRA. Le cas considéré est une route nationale. Pour une faible longueur d'encorbellement ($< 2,30 \text{ m}$), le moment d'encastrement maximal est obtenu par l'impact de la roue de 6 T du convoi B_c sur le trottoir dont l'extrémité de l'impact est située à $0,10 \text{ m}$ du bord libre de la dalle comme le représente la figure 66.

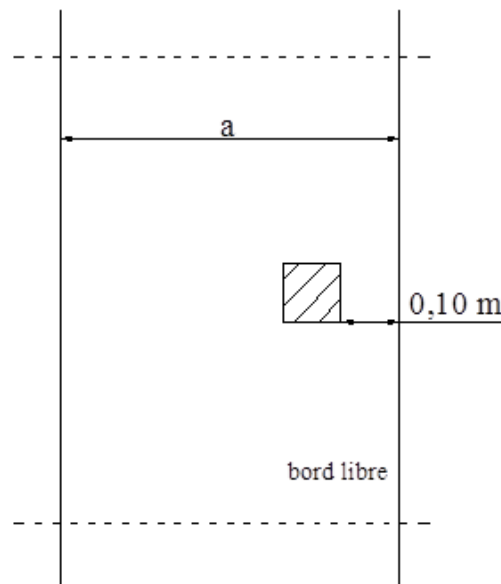


Figure 66 : Roue de 6 T sur le hourdis supérieur en encorbellement pour le cas de route nationale

On lit alors sur les abaques les valeurs des moments d'encastrement en fonction de :

- L'épaisseur E qui est égale à : $\frac{3}{4}$ de l'épaisseur de la chaussée plus $\frac{1}{2}$ de l'épaisseur de la dalle ;

- La longueur de l'encorbellement a.

Dans notre cas, l'épaisseur de la chaussée est 5 cm, l'épaisseur de la dalle est 20 cm et la longueur de l'encorbellement est 2,075 m.

$$\text{Ce qui donne : } E = \frac{3}{4} \times 5 + \frac{1}{2} \times 20 = 13,75 \text{ cm.}$$

L'abaque n°4 (ANNEXE N°2) donne pour $a = 2,075 \text{ m}$ et $E = 13,75 \text{ cm}$ un moment d'encastrement de 2,69 T.m/ml.

Ce moment d'encastrement obtenu est encore affecté par le coefficient de majoration dynamique et les coefficients de pondération dont le coefficient B_c égal à 1,2 (article 5.22 du titre II du fascicule 61 du C.P.C) et le coefficient de pondération des surcharges B égal à 1,07 à l'ELU et à 1,2 à l'ELS (article 2.1 de la circulaire n°71.156 du 30 décembre 1971). On aura :

- A l'ELU : $M_{bcu} = 7,05 \text{ T.m/ml}$;
- A l'ELS : $M_{bcser} = 5,27 \text{ T.m/ml}$.

b. Moment sous surcharges de 450 Kg/m^2 réparties sur le trottoir

Cette répartition de surcharges de 450 Kg/m^2 sur le trottoir est représentée sur la figure 67.

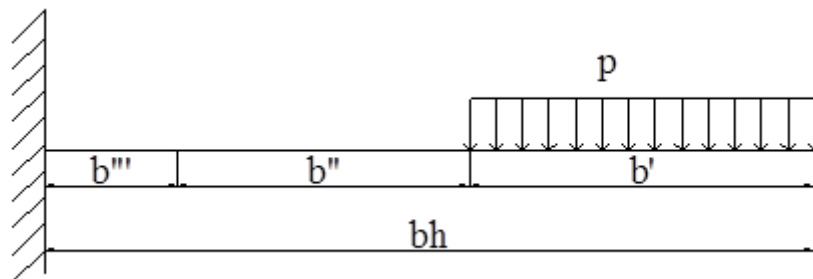


Figure 67 : Hourdis en encorbellement sous surcharge de trottoir de 450 Kg/m^2

D'après la figure 67, l'expression du moment sera :

$$M_{t1} = pb' \left(b''' + b'' + \frac{b'}{2} \right)$$

En tenant compte des coefficients de pondération 1,07 pour l'ELU et 1,2 pour l'ELS on trouve :

- ELU : $M_{t1u} = 1,14 \text{ T.m/ml}$;
- ELS : $M_{t1ser} = 0,85 \text{ T.m/ml}$.

c. Moment fléchissant sous surcharges de 3 T sur le trottoir

$$\text{On a : } M_{t2} = \frac{p}{2b_h + a_1} (b_h - a_1)$$

Avec : $P = 3 \text{ T}$; $b_h = 2,075 \text{ m}$; $a_1 = 0,20 \text{ m}$;

D'où, on trouve :

- ELU : $M_{t2u} = 2,07 \text{ T.m/ml}$;
- ELS : $M_{t2ser} = 1,55 \text{ T.m/ml}$.

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 encorbellement sont :

- ELU : $M_u = M_{gu} + M_{bcu} + M_{t2u} = 12,35 \text{ T.m/ml}$;
- ELS : $M_{ser} = M_{gser} + M_{bcser} + M_{t2ser} = 9,21 \text{ T.m/ml}$.

4. Détermination des armatures du hourdis en encorbellement

La dalle est assimilée à une poutre de section rectangulaire $0,2 \text{ m} \times 1 \text{ m}$, sollicitée en flexion simple. La fissuration est jugée préjudiciable, par conséquent, l'enrobage des aciers est égal à 3 cm. D'où, la hauteur utile est $d = 17 \text{ cm}$.

- A l'ELU :

$$\begin{aligned} \text{Soient : } M_u &= 12,35 \text{ T.m/ml} ; M_{ser} = 9,21 \text{ T.m/ml} ; \theta = 1 ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; \\ f_{c28} &= 35 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 19,83 \text{ MPa} ; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,215 ; \\ \gamma &= \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,341 ; \mu_{lu} = 0,392. \end{aligned}$$

Alors, on a : $\mu_{bu} < \mu_{lu}$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,307 ;$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,15$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = f_{cd} = \frac{f_e}{s} = 347,83 \text{ MPa}$$

D'où, on trouve : $A_u = 23,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- A l'ELS :

$$\begin{aligned} \text{Soient : } M_{\text{ser}} &= 9,21 \text{ T.m/ml} ; \theta = 1 ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ; f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \\ \overline{\sigma}_{bc} &= 0,6f_{c28} = 21 \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3}f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 228,63 \text{ MPa} ; \\ \overline{\alpha}_1 &= \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} = 0,579 ; \end{aligned}$$

Moment résistant du béton : $M_{rb} = \frac{1}{2}\overline{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3}\right) b_0 d^2 \overline{\sigma}_{bc} = 14,19 \text{ Tm} > M_{\text{ser}}$, ainsi, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_s = \frac{M_{\text{ser}}}{b_0 d^2 \overline{\sigma}_s} = 0,0139 ;$$

$$z_1 = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{50\mu_s + 1} = 0,142 \text{ m}$$

$$\text{La section d'armature est } A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{z_1 \times \overline{\sigma}_s} = 28,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{L'armature minimale est : } A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 2,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A = \max(A_u, A_{\text{ser}}, A_{\text{min}}) = 28,44 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Soit } A = 29,45 \text{ cm}^2/\text{ml} = 6\text{HA}25/\text{ml} \text{ espacées de } 15,80 \text{ cm}.$$

$$\text{L'armature de répartition est : } A_r = \frac{A}{3} = 9,82 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } A_r = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\text{HA}16/\text{ml}.$$

III. Etude du cadre

Considérer le pont dans son intégralité aurait mené à des calculs complexes, on a retenu, pour étudier la flexion transversale tout au long de l'ouvrage, deux sections principales : la section du voussoir sur pile et la section du voussoir à la clé.

On répartit ensuite les armatures calculées à partir de ces deux sections sur l'ensemble de l'ouvrage. Pour réaliser ces calculs, on a utilisé un modèle horizontal : le tablier est modélisé horizontalement par une dalle de longueur infinie bi encastree dans sa largeur et par deux consoles de largeur infinie. Les charges sont considérées à la fibre moyenne de la dalle. Pour ce modèle, on utilise les abaques du document du SETRA « Calcul des hourdis de pont ». Ce modèle permet de sélectionner et de positionner les cas des charges dimensionnant. Il permet aussi de calculer les moments d'encastrement du hourdis supérieur sur les âmes et le moment à mi-portée, entre âmes.

Le principe de l'étude du cadre est défini par la figure 68 ci-dessous :

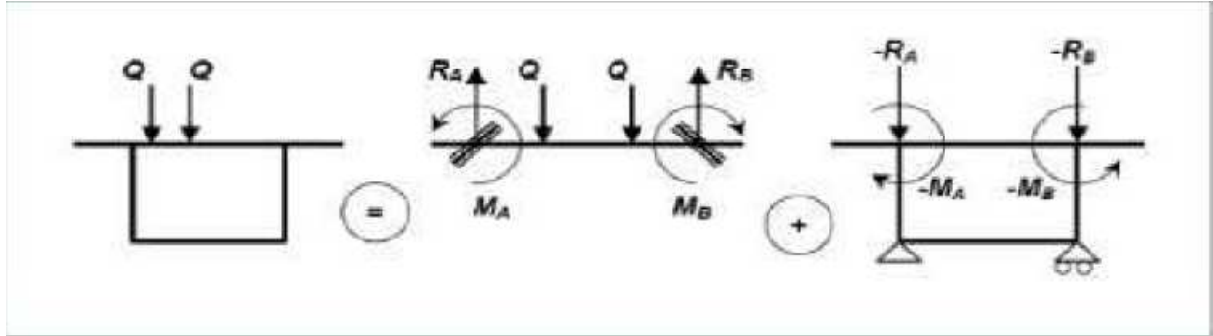


Figure 68 : Principe de l'étude du cadre

1. Coefficients de majorations

Selon les recommandations du guide susmentionné, le moment au centre de la dalle bi encastree doit être majoré d'une quantité, déterminée par le système suivant :

$$\begin{cases} M_0 \left(\frac{l_1}{I_1} + \frac{2l_2}{I_2} + \frac{l_3}{I_3} \right) + N_0 \left[\frac{l_2(2l_g+l_2)}{I_2} + \frac{(l_2+l_g)l_3}{I_3} \right] = M_e \left(\frac{2l_2}{I_2} + \frac{l_3}{I_3} \right) \\ M_0 \left[\frac{l_2(2l_g+l_2)}{I_2} + \frac{(l_2+l_g)l_3}{I_3} \right] + N_0 \left[\frac{2l_2}{I_2} \left(\frac{l_2^2}{3} + l_2l_g + l_g^2 \right) + \frac{(l_2+l_g)^2l_3}{I_3} \right] = M_e \left[\frac{l_2(2l_g+l_2)}{I_2} + \frac{(l_2+l_g)l_3}{I_3} \right] \end{cases}$$

Avec : M_0 : moment fléchissant au point situé dans l'axe du caisson ;

N_0 : effort normal au point situé dans l'axe du caisson ;

M_e : moment d'encastrement unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la dalle ;

I_1 : inertie du hourdis supérieur (par unité de longueur) ;

I_2 : inertie des âmes (par unité de longueur) ;

I_3 : inertie du hourdis inférieur (par unité de longueur) ;

l_1 : longueur du hourdis supérieur mesurée entre les extrémités du gousset ;

l_2 : hauteur d'une âme mesurée entre extrémité du gousset de raccordement du hourdis supérieur et la fibre moyenne du hourdis inférieur ;

l_g : longueur relative au gousset, mesurée entre son extrémité côté âme et la fibre moyenne du hourdis supérieur ;

l_3 : longueur du hourdis inférieur mesurée entre les axes des âmes.

Les moments d'inertie par unité de longueur des hourdis supérieur, hourdis inférieur et les âmes pour les deux sections principales sont démontrés dans le tableau 75.

Tableau 75: Valeurs intervenant dans le calcul des coefficients de majorations

	Voussoir sur pile	Voussoir à la clé
I_1 [cm ⁴ /cm]	666,67	666,67
I_2 [cm ⁴ /cm]	3572,92	3572,92
I_3 [cm ⁴ /cm]	5333,33	666,67
l_1 [cm]	349	349
l_2 [cm]	475	185
l_3 [cm]	450	450
l_g [cm]	43	43

Pour les deux sections principales, chaque système s'écrit :

- Voussoir sur pile :

$$\begin{cases} 0,874M_0 + 118,288N_0 = 0,350M_e \\ 118,288M_0 + 48559,328N_0 = 118,288M_e \end{cases}$$

On trouve : $M_0 = 0,106M_e$

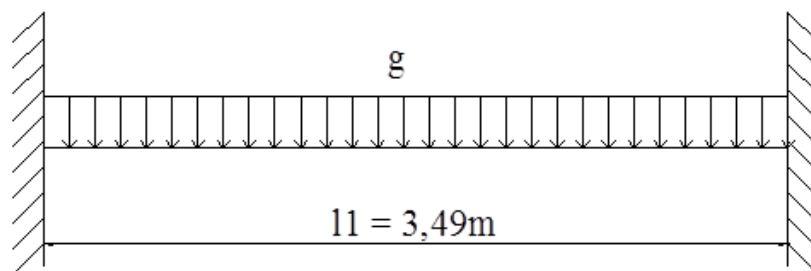
- Voussoir à la clé :

$$\begin{cases} 1,302M_0 + 167,931N_0 = 0,779M_e \\ 167,931M_0 + 37285,705N_0 = 167,931M_e \end{cases}$$

On trouve : $M_0 = 0,042M_e$.

2. Moments dus au poids propre du hourdis supérieur central

Comme on l'a dit précédemment, le tablier est modélisé horizontalement par une dalle de longueur infinie bi encastree dans sa largeur et par deux consoles de largeur infinie. Comme les charges sont uniformément réparties, on peut assimiler la dalle à une poutre de section $1 \times 0,20$ m², de longueur $l_1 = 3,49$ m et encastree à ses deux extrémités. Pour les deux sections principales, on a la figure 69 ci-après.

**Figure 69 :** Schéma de calcul du hourdis supérieur central

Le moment maximal à mi-travée est égal à $M_g = \frac{gl_1^2}{24}$ et le moment maximal d'encastrement dans chaque extrémité de la travée est $M_e = -\frac{gl_1^2}{12}$ où g est le poids propre uniformément réparti sur la dalle et obtenu par :

Dalle : $2,5 \times 0,2 \times 1 = 0,50 \text{ T/ml}$;

Revêtement : $2,3 \times 0,05 \times 1 = 0,12 \text{ T/ml}$.

D'où, on a : $g = 0,62 \text{ T/ml}$.

Après calcul, on trouve les moments maximaux suivants :

$$M_g = \frac{(0,62 \times 3,49^2)}{24} = 0,31 \text{ T.m/ml} ;$$

$$M_e = -\frac{(0,62 \times 3,49^2)}{12} = -0,63 \text{ T.m/ml}.$$

Le moment fléchissant M_0 au point situé dans l'axe du caisson est :

- Voussoir sur pile : $M_0 = 0,106 \times 0,63 = 0,07 \text{ T.m/ml}$;
- Voussoir à la clé : $M_0 = 0,042 \times 0,63 = 0,03 \text{ T.m/ml}$.

Par suite, le moment maximal au centre du hourdis supérieur central doit être ajouté de M_0 , soit $M_g = 0,38 \text{ T.m/ml}$ pour le voussoir sur pile et $M_g = 0,34 \text{ T.m/ml}$ pour celui à la clé ; ce qui donne les moments indiqués dans le tableau 76.

Tableau 76: Moment sous poids propre du hourdis supérieur central

	MOMENTS SOUS POIDS PROPRE DU HOURDIS SUPERIEUR CENTRAL [T.m/ml]			
	ELU		ELS	
	En travée	Encastrement	En travée	Encastrement
Voussoir sur pile	0,51	-0,85	0,38	-0,63
Voussoir à la clé	0,45	-0,85	0,34	-0,63

3. Moment sous surcharges d'exploitation par abaque sur le hourdis supérieur central

On utilise des abaques qui servent à déterminer directement les moments d'encastrement et les moments maximaux produits au centre de la dalle supposée parfaitement encastree sur ses deux côtés en fonction :

- L'épaisseur E qui est égale à $\frac{3}{4}$ de l'épaisseur de la chaussée plus $\frac{1}{2}$ de l'épaisseur de la dalle ;
- La largeur a .

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 de ce fait 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. Selon le document du SETRA « Calcul des hourdis de pont », le cas le plus défavorable pour le calcul du moment maximum transversal est la surcharge B_c et l'impact des roues d'une surcharge B_c sur la dalle de largeur a est représenté par la figure 70.

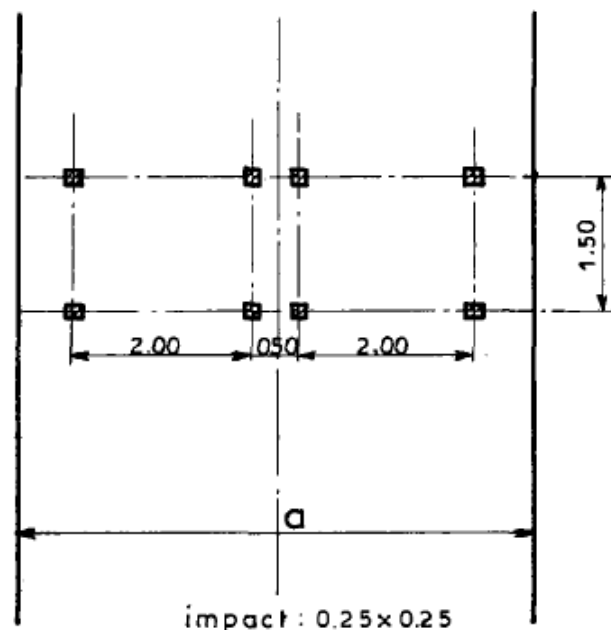


Figure 70 : Disposition des roues du système B_c sur le hourdis supérieur central de largeur a

L'épaisseur E est égale à 13,75 cm et la largeur $a = 3,49$ m, donc :

- Pour le moment transversal au centre, l'abaque n°1 (ANNEXE N°3) donne :

$$M_{x_{bc}} = 2,25 \text{ T.m/ml ;}$$

- Pour le moment d'encastrement, l'abaque n°2 (ANNEXE N°4) donne :

$$M_{e_{bc}} = 2,65 \text{ T.m/ml.}$$

En augmentant le moment transversal au centre du moment fléchissant M_0 , on a :

- Voussoir sur pile : $M_{x_{bc}} = 2,25 + (0,106 \times 2,65) = 2,53 \text{ T.m/ml.}$
- Voussoir à la clé : $M_{x_{bc}} = 2,25 + (0,042 \times 2,65) = 2,36 \text{ T.m/ml.}$

En tenant compte du CMD ($\delta = 1,35$ pour le voussoir sur pile et $\delta = 1,62$ pour celui à la clé), du coefficient de surcharge B_c (1,1) et des coefficients de pondération des surcharges (1,07 à l'ELU et à 1,2 à l'ELS), on a les moments M_{xBc} et M_{eBc} du tableau 77.

Tableau 77: Moments abaques sous surcharge B_c du hourdis supérieur central

	MOMENTS ABAQUES [T.m/ml]			
	ELU		ELS	
	En travée	Encastrement	En travée	Encastrement
Voussoir sur pile	6,03	-6,32	4,51	-4,72
Voussoir à la clé	6,75	-7,58	5,05	-5,67

4. Calculs des moments du cadre

- a. Calcul des sollicitations des deux modèles cadres (section sur pile et à la clé)

On introduit les moments d'encastrement ainsi que les réactions d'appuis théoriques dans chacun des deux modèles cadres. Pour l'introduction des moments aux nœuds du cadre, on ajoute le moment dû à l'effort tranchant déterminé au bord théorique de la dalle en la multipliant par la distance entre cet encastrement théorique et le nœud supérieur situé dans l'axe de l'âme (figure 71); cet effort tranchant n'est pas fourni par les abaques mais il peut être facilement évaluer.

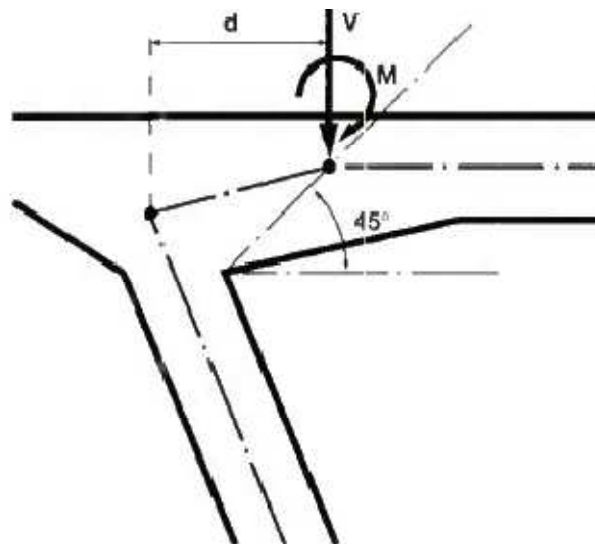


Figure 71 : Positions relatives des efforts calculés à l'encastrement du hourdis supérieur central (pour les abaques) et du nœud supérieur du cadre modélisé sur lequel on applique les efforts

La distance de l'encastrement théorique et le nœud supérieur pour les deux modèles cadres est $d = 0,5$ m, par conséquent, les moments à introduire aux nœuds du cadre sont :

- Le moment dû au poids propre du hourdis supérieur central,
- Le moment dû à la surcharge B_{c30}

a.1. Moment dû au poids propre du hourdis supérieur central

$$M_{eg} = -0,63 + \left(-\frac{0,62 \times 3,49}{2} \times 0,5 \right) = -1,17 \text{ T.m/ml} ;$$

Chacun des deux modèles cadres est sollicité par les moments d'encastrement et les réactions d'appuis théoriques dus aux poids propre du hourdis supérieur qu'on représente par la figure 72.

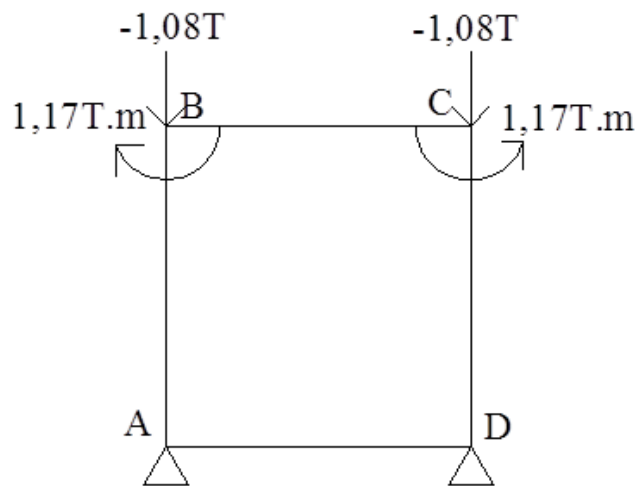


Figure 72 : Cadre sollicité par les moments d'encastrement et réactions d'appuis théoriques dus aux poids propre du hourdis supérieur central

Les charges dues aux poids propres des deux âmes et du hourdis inférieur sont introduites avec les moments dus au poids propre du hourdis supérieur.

a.2. Moment dû à la surcharge B_{c30}

Les réactions d'appuis théoriques dans les deux modèles cadres dues aux surcharges B_{c30} sont déterminées à partir des fonctions d'influence des efforts tranchants suivants :

- $\alpha \leq x : V(x, \alpha) = -p \frac{l^3 - (1-\alpha)^2(1+2\alpha)}{l^3} ;$
- $\alpha \geq x : V(x, \alpha) = p \frac{(1-\alpha)^2(1+2\alpha)}{l^3} .$

On obtient la ligne d'influence de la figure 73 ci-après.

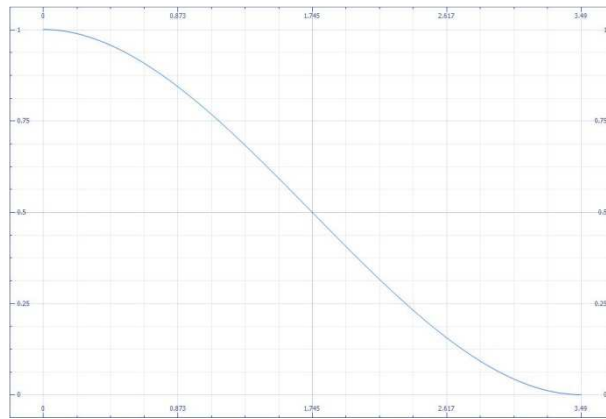


Figure 73 : Ligne d'influence des efforts tranchants aux encastremements

D'après la LI, la réaction d'appui théorique est maximale si la charge P se trouve à l'abscisse égale à 0 m, c'est-à-dire les autres roues se trouvent à $x_1 = 2$ m, $x_2 = 2,5$ m. Ces abscisses correspondent respectivement aux ordonnées suivantes : $y = 1$, $y_1 = 0,39$ m et $y_2 = 0,20$ m. Alors, les réactions d'appuis théoriques pour chaque modèle cadre sont :

- Voussoir sur pile :

$$R_1 = R_2 = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,35 \times 6 \times (1 + 0,39 + 0,20) = 12,88 \text{ T.}$$

D'où le moment d'encastrement suivant :

$$M_{eBc30} = -3,93 + (-12,88 \times 0,5) = -10,37 \text{ T.m/ml.}$$

- Voussoir à la clé :

$$R_1 = R_2 = \delta \times \sum (P_i \times y_i) = 1,62 \times 6 \times (1 + 0,39 + 0,20) = 15,45 \text{ T.}$$

D'où le moment d'encastrement suivant :

$$M_{eBc30} = -4,73 + (-15,45 \times 0,5) = -12,45 \text{ T.m/ml.}$$

L'étude des deux modèles cadres due à la surcharge B_c est la même que celle du cadre sollicité par le poids propre du hourdis supérieur qu'on représente sur la figure 74.

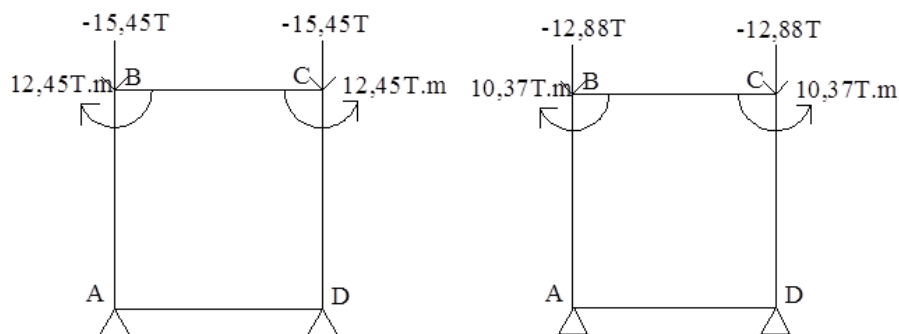


Figure 74 : Deux modèles cadres sollicités par les moments d'encastrement et réactions d'appuis théoriques dus aux surcharges B_c

D'après la disposition des charges sollicitant les deux modèles cadres, on a des cadres rectangulaires simples reposant sur appuis simple et symétrique. Conséquemment, pour l'étude de chacun des deux modèles cadres, on considère les portiques des figures 75 et 76.

- Voussoir sur pile :

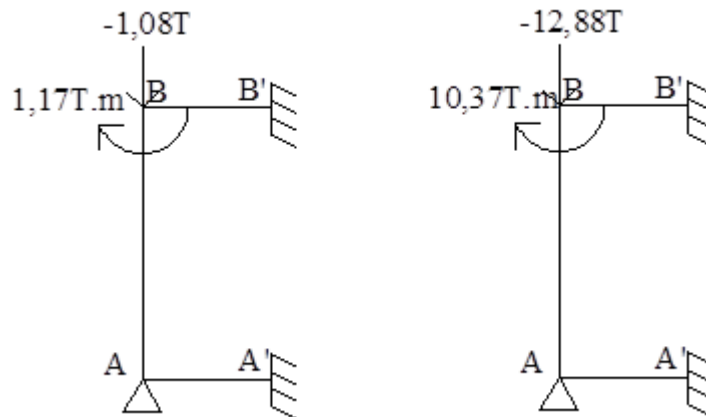


Figure 75 : Portiques pour l'étude du cadre du voussoir sur pile

- Voussoir à la clé :

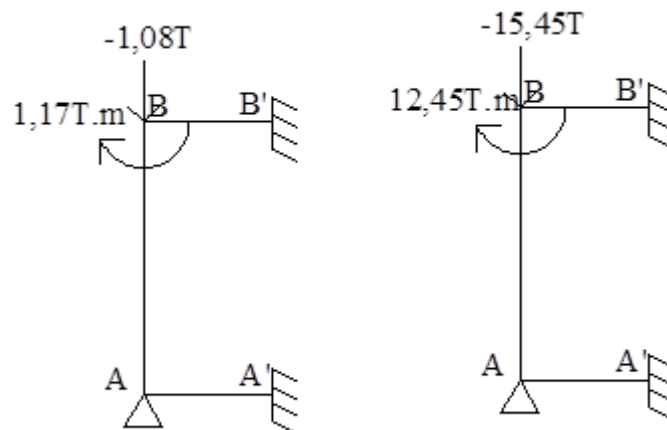


Figure 76 : Portiques pour l'étude du cadre du voussoir à la clé

Pour l'étude des portiques, on utilise la méthode de Cross pour déterminer les moments dans le hourdis supérieur, les âmes et le hourdis inférieur.

b. Méthode de Cross

Pour l'application de la méthode de Cross, on considère une unité de longueur de la poutre caisson et on va suivre les étapes suivantes :

- Calcul des moments d'inertie I_i : pour chaque élément des deux modèles cadres, ces moments sont illustrés sur le tableau 78.

Tableau 78: Moments d'inertie de chaque élément des deux modèles cadres

	Voussoir sur pile	Voussoir à la clé
$I_{BC} [m^4]$	0,001	0,001
$I_{AB} [m^4]$	0,004	0,004
$I_{AD} [m^4]$	0,005	0,001

- Calcul de la raideur R_i de chaque élément du portique : elle est calculée par les formules qui suivent :

❖ $R_i = \frac{I_i}{L_i}$: si la poutre est encastree à ses deux extrémités ;

❖ $R_i = \frac{3I_i}{4L_i}$: si elle est encastree à une extrémité et articulée à une autre ;

❖ $R_i = 0$: si la poutre est en console.

Dans lesquelles L_i est la longueur de chaque barre évoquée dans le tableau 79.

Tableau 79 : Longueur L_i de chaque barre dans les deux modèles cadres

	Voussoir sur pile	Voussoir à la clé
$L_{BC} [m]$	450	450
$L_{AB} [m]$	475	185
$L_{AD} [m]$	450	450

Pour les portiques, on a :

❖ $R_{BB'} = \frac{1}{2} R_{BC}$;

❖ $R_{AA'} = \frac{1}{2} R_{AD}$

- Calcul du coefficient de répartition C_i de chaque barre : il permet de répartir la somme des moments en un nœud entre les barres ou les poutres qui en dérivent. Il

a pour formule : $C_i = \frac{R_i}{\sum R_i}$

- Calcul du moment M_i dans chaque poutre : il est obtenu par application de la méthode de la résistance des matériaux (RDM), telle que l'on considère chaque barre comme encastree à ses deux extrémités et est soumise à une charge linéaire ou à une charge concentrée. On rappelle qu'il faut considérer la portée de la barre complète pour le calcul des moments M_i dans chaque poutre.

- Calcul des moments réels dans les barres : ils sont déterminés à partir du tableau de Cross, en faisant la somme des moments dans chaque barre obtenue par chaque itération due au déblocage des nœuds et cette somme sera ajoutée au moment d'encastrement parfait de cette barre. Le déblocage des nœuds se fait à partir des moments qui leur sont appliqués pour les répartir proportionnellement au coefficient de répartition C_i de chaque barre.

c. Résultats des moments dans les deux modèles cadres

Après calcul, les diagrammes des moments dans chacun des deux modèles cadres sous les différents cas de charges sont désignés sur les figures qui suivent.

c.1. Voussoir sur pile

- Diagramme des moments sous poids propres (figure 77) :

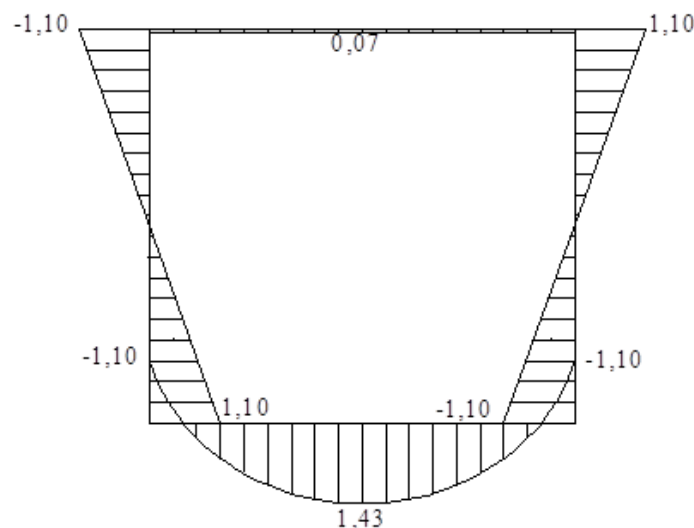


Figure 77 : Diagramme des moments sous poids propre dans le cadre du voussoir sur pile

- Diagramme des moments sous surcharges B_c (figure 78) :

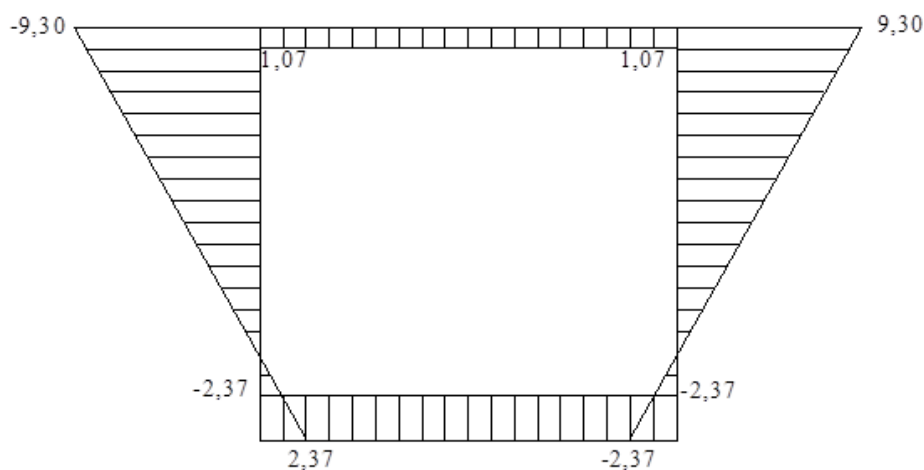


Figure 78 : Diagramme des moments sous surcharge B_c dans le cadre du voussoir sur pile

c.2. Voussoir à la clé

- Diagramme des moments sous poids propres (figure 79) :

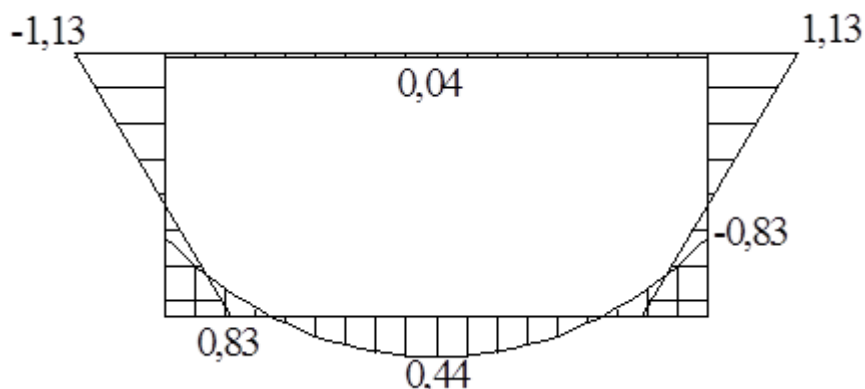


Figure 79 : Diagramme des moments sous poids propre dans le cadre du voussoir à la clé

- Diagramme des moments sous surcharges B_c (figure 80) :

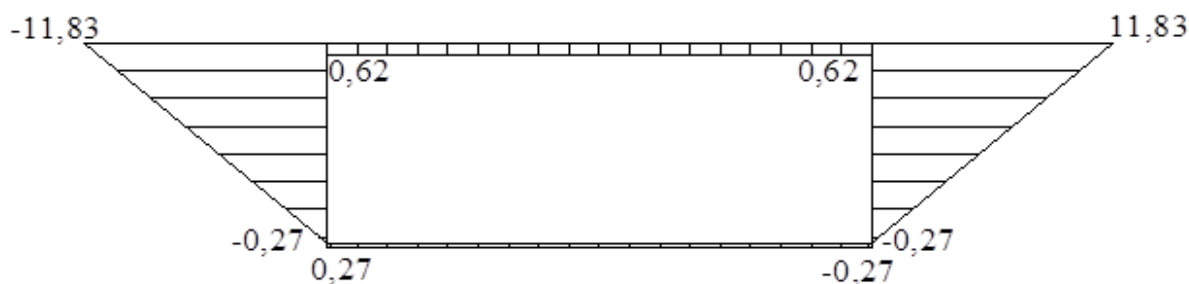


Figure 80 : Diagramme des moments sous surcharge B_c dans le cadre du voussoir à la clé

Les valeurs des moments pour les deux modèles cadres sont résumées dans le tableau 80 dans lequel on retient le moment au centre de la dalle pour le hourdis supérieur et inférieur et les moments aux extrémités pour les deux âmes.

Tableau 80: Moments cadre des deux sections

		MOMENTS CADRE [T.m/ml]			
		Hourdis supérieur	Ames		Hourdis inférieur
			Extrémité supérieure	Extrémité inférieure	
Section sur pile	Poids propre	0,07	1,10	-1,10	1,43
	Surcharge B _c	1,07	9,30	-2,37	-2,37
Section à la clé	Poids propre	0,04	1,13	-0,83	0,44
	Surcharge B _c	0,62	11,83	-0,27	-0,27

5. Résultat final des moments sollicitant les deux sections

Les moments dans le hourdis inférieur et les âmes sont ainsi les moments cadres calculés. Pour les sollicitations dans le hourdis supérieur, il faut les ajouter aux moments extraits des abaques calculés précédemment.

Les moments abaques plus cadre sont donnés dans le tableau 81 ci-après :

Tableau 81: Moments cadre + abaque des deux sections

		MOMENTS CADRE + ABAQUE [T.m/ml]				
		Hourdis supérieur		Ames		Hourdis inférieur
		En travée	Encastrement	Extrémité supérieure	Extrémité inférieure	
Section sur pile	Poids propre	0,45	-0,63	1,1	-1,1	1,43
	Surcharge B_c	4,83	-3,93	9,3	-2,37	-2,37
Section à la clé	Poids propre	0,38	-0,63	1,13	-0,83	0,44
	Surcharge B_c	4,83	-4,73	11,83	-0,27	-0,27

Les moments finaux sollicitant les deux sections aux ELU et ELS sont représentés dans les tableaux 82 et 83.

Tableau 82: Moments finaux sollicitant les deux sections à l'ELU

		MOMENTS FINAUX DES DEUX SECTIONS [T.m/ml]				
		Hourdis supérieur		Ames		Hourdis inférieur
		En travée	Encastrement	Extrémité supérieure	Extrémité inférieure	
Section sur pile	Poids propre	0,61	-0,85	1,49	-1,49	1,93
	Surcharge B_c	7,75	-6,31	14,93	-3,80	-3,80
	Combinaison	8,36	-7,16	16,41	-5,29	-1,87
Section à la clé	Poids propre	0,51	-0,85	1,53	-1,12	0,59
	Surcharge B_c	7,75	-7,58	18,99	-0,43	-0,43
	Combinaison	8,26	-8,43	20,51	-1,55	0,16

Tableau 83 : Moments finaux sollicitant les deux sections à l'ELS

		MOMENTS FINAUX DES DEUX SECTIONS [T.m/ml]				
		Hourdis supérieur		Ames		Hourdis inférieur
		En travée	Encastrement	Extrémité supérieure	Extrémité inférieure	
Section sur pile	Poids propre	0,45	-0,63	1,10	-1,10	1,43
	Surcharge B_c	5,79	-4,72	11,16	-2,84	-2,84
	Combinaison	6,24	-5,35	12,26	-3,94	-1,41
Section à la clé	Poids propre	0,38	-0,63	1,13	-0,83	0,44
	Surcharge B_c	5,79	-5,67	14,20	-0,32	-0,32
	Combinaison	6,17	-6,30	15,33	-1,15	0,12

6. Calcul des armatures

a. Voussoir sur pile

a.1. Hourdis supérieur central

✓ En travée :

- A l'ELU :

Soient : $M_u = 8,36$ T.m/ml ; $M_{ser} = 6,24$ T.m/ml ; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$;
 $f_{c28} = 35$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ; $d = 0,9h = 0,18$ m ; $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 19,83$ MPa ;

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 0,130 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,340 ; \mu_{lu} = 0,392.$$

Ainsi, on a : $\mu_{bu} < \mu_{lu}$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,175 ; z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,17$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa}$$

D'où, on trouve : $A_u = 14,36$ cm²/ml.

- A l'ELS :

Soient : $M_{ser} = 6,24$ T.m/ml ; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 35$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ;
 $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 21$ MPa ; $\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 228,63$ MPa ;

$$\alpha_1 = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} = 0,579 ;$$

Moment résistant du béton : $M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) b_0 d^2 \overline{\sigma}_{bc} = 15,91 \text{ Tm} > M_{ser}$, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \overline{\sigma}_s} = 0,0084 ; z_1 = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{50\mu_s + 1} = 0,155 \text{ m}$$

La section d'armatures est $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_1 \times \overline{\sigma}_s} = 17,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Les armatures minimales sont : $A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 2,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

De ce fait, $A = \max (A_u, A_{ser}, A_{min}) = 17,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit $A = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml} = 6\text{HA}20/\text{ml}$.

Les armatures de répartition sont : $A_r = \frac{A}{3} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit $A_r = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\text{HA}16/\text{ml}$.

✓ Aux appuis :

- A l'ELU :

On a $M_u = 7,16 \text{ T.m/ml}$, ce qui donne $A_u = 12,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

- A l'ELS :

On a $M_{ser} = 5,35 \text{ T.m/ml}$, ce qui donne $A_{ser} = 14,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

$A_{min} = 2,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On va prendre $A = A_{ser} = 14,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit $A = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml} = 6\text{HA}20/\text{ml}$.

Les armatures de répartition sont : $A_r = \frac{A}{3} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit $A_r = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\text{HA}16/\text{ml}$.

a.2. Hourdis inférieur

- A l'ELU :

On a $M_u = 1,87 \text{ T.m/ml}$, ce qui donne $A_u = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

- A l'ELS :

On a $M_{ser} = 1,41 \text{ T.m/ml}$, ce qui donne $A_{ser} = 1,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

$A_{min} = 5,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On va prendre $A = A_{min} = 5,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit $A = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} = 6\text{HA}12/\text{ml}$.

Les armatures de répartition sont : $A_r = \frac{A}{3} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit $A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\text{HA}10/\text{ml}$.

a.3. Ames

Les âmes sont sollicitées à des moments fléchissants et à des efforts de compression dus aux charges venant du hourdis supérieur central. Elles sont pour cela soumises à des flexions composées.

✓ Excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{12,26}{16,54} = 0,74 \text{ m} > \frac{h}{8} = \frac{0,35}{8} = 0,03 \text{ m}$$

Par suite, notre section est partiellement comprimée. On doit alors chercher le moment fléchissant au niveau du centre de gravité du béton. On va d'abord calculer les excentricités.

✓ Excentricité du 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{\sum \gamma_j M_{jGo}}{\sum \gamma_i N_i} + e_a$$

Avec : $\sum \gamma_j M_{jGo} = 16,41 \text{ T.m}$: moment fléchissant à l'ELU ;

$\sum \gamma_i N_i = N_u = 22,13 \text{ T}$: effort normal à l'ELU ;

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{l_0}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{475}{250}\right) = 2 \text{ cm} : \text{excentricité}$$

additionnelle.

$$\text{D'où : } e_1 = \frac{16,41}{22,13} + 0,02 = 0,76 \text{ m.}$$

✓ Vérification de stabilité de forme :

$$\text{On compare } \frac{l_f}{h} \text{ à } \max\left(15 ; 20 \frac{e_1}{h}\right)$$

Avec : $h = 0,35 \text{ m}$: côte de l'âme ;

$$l_f = \frac{l_0}{2} = \frac{4,75}{2} = 2,38 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2,38}{0,35} = 6,79 < \max\left(15 ; 20 \frac{0,76}{0,35}\right) = 43,52, \text{ ceci implique qu'on va faire le calcul}$$

en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire l'excentricité du second ordre.

✓ Excentricité du 2nd ordre :

$$\alpha = \frac{M_1^L(G + \sum \psi_{2i} Q_i)}{M_1(G + Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i)}, \text{ soit } \alpha = 1$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi) = \frac{3 \times 2,38^2}{10^4 \times 0,35} (2 + (1 \times 2)) = 0,02 \text{ m}$$

Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée : $\sum \gamma_i N_i = 22,13 \text{ T}$.

D'où le moment fléchissant au niveau du centre de gravité du béton est :

$$M_G = N(e_1 + e_2) = 22,13 \times (0,76 + 0,02) = 17,28 \text{ T.m/ml}$$

✓ Armatures longitudinales :

La section d'armature est donnée par la formule suivante :

$$\rho = \frac{A f_{ed}}{b h f_{bc}}$$

Avec : ρ est fonction de coefficient v et μ_G

$$V = \frac{N}{b h f_{bc}} = \frac{22,13}{1 \times 0,35 \times 19,83 \times 100} = 0,03$$

$$\mu_G = \frac{M_G}{b h^2 f_{bc}} = \frac{17,28}{1 \times 0,35^2 \times 19,83 \times 100} = 0,07$$

En utilisant l'abaque d'interaction en ANNEXE N°5 on a : $\rho = 0,1$

$$\text{D'où, } A = \frac{\rho b h f_{bc}}{f_{ed}} = 1,99 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{\min} = \max \left(4u ; \frac{0,2B}{100} \right)$$

$u = 2,7 \text{ m}$: périmètre de l'âme

$B = 3500 \text{ cm}^2$: section de l'âme

$$A_{\min} = \max (10,80 \text{ cm}^2 ; 7 \text{ cm}^2)$$

$$A = 10,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A = 8HA14 = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

✓ Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est $\frac{1}{3} \phi_l \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm}$.

Avec : $\phi_l = 14 \text{ mm}$: diamètre des armatures longitudinales.

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Leur espacement doit respecter la relation suivante :

$$s_t \leq \min[40\text{cm} ; a + 10\text{cm} ; 15\phi_{1\min}]$$

Où a désigne le côté de l'âme. Ici $a = 0,35$ m.

Donc, $s_t \leq \min[40\text{ cm} ; 45\text{ cm} ; 21\text{ cm}]$.

On prend $s_t = 20$ cm.

b. Voussoir à la clé

b.1. Hourdis supérieur central

✓ En travée :

- A l'ELU :

Soient : $M_u = 8,26$ T.m/ml ; $M_{ser} = 6,17$ T.m/ml ; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 35$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ; $d = 0,18$ m ; $f_{bu} = 19,83$ MPa ; $\mu_{bu} = 0,129$; $\gamma = 1,339$; $\mu_{lu} = 0,392$.

Donc, on a : $\mu_{bu} < \mu_{lu}$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0,173 ; z = 0,17$$

D'où, on trouve : $A_u = 14,17$ cm²/ml.

- A l'ELS :

Soient : $M_{ser} = 6,17$ T.m/ml ; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 35$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ; $\overline{\sigma}_{bc} = 21$ MPa ; $\overline{\sigma}_s = 228,63$ MPa ; $\overline{\alpha}_1 = 0,579$;

Moment résistant du béton : $M_{rb} = 15,91$ T.m $> M_{ser}$, alors, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_s = 0,0083 ; z_1 = 0,155\text{ m}$$

La section d'armatures est $A_{ser} = 17,39$ cm²/ml

L'armature minimale est : $A_{min} = 2,79$ cm²/ml

Ainsi, $A = \max(A_u, A_{ser}, A_{min}) = 17,39$ cm²/ml.

Soit $A = 18,85$ cm²/ml = 6HA20/ml.

Les armatures de répartitions sont : $A_r = \frac{A}{3} = 6,28$ cm²/ml, soit $A_r = 10,05$ cm²/ml = 5HA16/ml.

✓ Aux appuis :

- A l'ELU :

On a $M_u = 8,43 \text{ T.m/ml}$ $A_u = 14,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

- A l'ELS :

On a $M_{ser} = 6,30 \text{ T.m/ml}$ qui donne $A_{ser} = 17,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

$A_{min} = 2,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On va prendre $A = A_{ser} = 17,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit $A = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml} = 6\text{HA}20/\text{ml}$.

Les armatures de répartitions sont : $A_r = \frac{A}{3} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit $A_r = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5\text{HA}16/\text{ml}$.

b.2. Hourdis inférieur

- A l'ELU :

On a $M_u = 0,16 \text{ T.m/ml}$, ce qui donne $A_u = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

- A l'ELS :

On a $M_{ser} = 0,12 \text{ T.m/ml}$, ce qui donne $A_{ser} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

$A_{min} = 2,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On va prendre $A = A_{min} = 2,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit $A = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} = 6\text{HA}12/\text{ml}$.

Les armatures de répartitions sont : $A_r = \frac{A}{3} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit $A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\text{HA}10/\text{ml}$.

b.3. Ames

Les âmes sont sollicitées à des moments fléchissants et à des efforts de compression dus aux charges venant du hourdis supérieur central. Elles sont de ce fait soumises à des flexions composées.

✓ Excentricité :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{15,33}{17,73} = 0,78 \text{ m} > \frac{h}{8} = \frac{0,35}{8} = 0,03 \text{ m}$$

✓ Excentricité du 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{\sum \gamma_j M_{jGo}}{\sum \gamma_i N_i} + e_a$$

Avec : $\sum \gamma_j M_{jGo} = 20,51 \text{ T.m}$: moment fléchissant à l'ELU ;

$$\sum \gamma_i N_i = N_u = 26,26 \text{ T} : \text{effort normal à l'ELU} ;$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{l_0}{250} \right) = \max \left(2\text{cm} ; \frac{185}{250} \right) = 2\text{cm}.$$

$$\text{D'où} : e_1 = \frac{20,51}{26,26} + 0,02 = 0,80 \text{ m}$$

✓ Vérification de stabilité de forme :

$$\text{On compare } \frac{l_f}{h} \text{ à } \max \left(15 ; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

Avec : $h = 0,35 \text{ m}$: côte de l'âme ;

$$l_f = \frac{l_0}{2} = \frac{1,85}{2} = 0,93\text{m}$$

$\frac{l_f}{h} = \frac{0,93}{0,35} = 2,64 < \max \left(15 ; 20 \frac{0,80}{0,35} \right) = 45,71$, ce qui veut dire qu'on va faire le calcul en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire l'excentricité du second ordre.

✓ Excentricité du second ordre :

$$\alpha = \frac{M_1^L (G + \sum \psi_{2i} Q_i)}{M_1 (G + Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i)}, \text{ soit } \alpha = 1$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi) = \frac{3 \times 0,93^2}{10^4 \times 0,35} (2 + (1 \times 2)) = 0,003 \text{ m}$$

Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée : $\sum \gamma_i N_i = 26,26 \text{ T}$.

D'où le moment fléchissant au niveau du centre de gravité du béton est :

$$M_G = N(e_1 + e_2) = 26,26 \times (0,80 + 0,003) = 21,12 \text{ T.m/ml}$$

✓ Armatures longitudinales :

La section d'armatures est définie par la formule suivante :

$$\rho = \frac{A_{f_{ed}}}{b h f_{bc}}$$

Avec : ρ est fonction de coefficient v et μ_G

$$v = \frac{N}{b h f_{bc}} = \frac{26,26}{1 \times 0,35 \times 19,83 \times 100} = 0,04$$

$$\mu_G = \frac{M_G}{b h^2 f_{bc}} = \frac{21,12}{1 \times 0,35^2 \times 19,83 \times 100} = 0,09$$

En utilisant l'abaque d'interaction en ANNEXE N°5, on a : $\rho = 0,2$

$$D'o\grave{u}, A = \frac{\rho b h f_{bc}}{f_{ed}} = 3,99 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{\min} = \max \left(4u ; \frac{0,2B}{100} \right)$$

$u = 2,7 \text{ m}$: périmètre de l' me

$B = 3500 \text{ cm}^2$: section de l' me

$$A_{\min} = \max (10,80 \text{ cm}^2 ; 7 \text{ cm}^2)$$

$$A = 10,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A = 8\text{HA14} = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

✓ Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est $\frac{1}{3} \phi_l \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm}$.

Avec : $\phi_l = 14 \text{ mm}$: diamètre des armatures longitudinales. On prendra $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

Leur espacement doit respecter la relation suivante :

$$s_t \leq \min[40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} ; 15\phi_{l \min}]$$

Où a désigne le côté de l' me. Ici $a = 0,35 \text{ m}$.

$$\text{Donc, } s_t \leq \min[40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}].$$

On prend $s_t = 20 \text{ cm}$.

E. STABILITE DU FLEAU EN PHASE DE CONSTRUCTION

Le présent paragraphe a pour but l'étude de la stabilité des fléaux pendant la construction. En effet, pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des culées. Les calculs sont menés conformément aux recommandations du guide de « Conception des ponts construits par encorbellements successifs » du SETRA. L'étude de la stabilité comprend deux volets qui sont la stabilité du fléau vis-à-vis de situations déséquilibrantes et le dimensionnement des cales sur lesquelles l'ouvrage va s'appuyer temporairement.

I. Dimensionnements des câbles d'ancrages

L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, deux types de situations créant des d s équilibres sont à envisager :

- Une situation temporaire de construction alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, des charges de chantier non symétriques et d'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi - fléaux ;
- Une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipage mobile.

Dans les deux cas, les combinaisons d'actions à utiliser relèvent de l'état limite d'équilibre statique. Deux familles de combinaisons sont à étudier : des combinaisons fondamentales correspondant à la première situation et des combinaisons accidentelles correspondant à la seconde. Dans le premier cas, on vérifie que le fléau ne décolle pas de ses appuis provisoires ; dans le second cas, un léger décollement est toléré avec une surtension limitée des armatures actives assurant le clouage du fléau sur sa pile.

Pour stabiliser le fléau sur son appui, on optera pour une solution de stabilisation par précontrainte. Le clouage par câbles de précontrainte est la méthode la plus utilisée pour stabiliser les fléaux en phase provisoire (Figure 81). C'est en principe la méthode la plus économique pour des travées dont la portée est inférieure à 120 m et dont les piles, relativement massives, offrent une surface de chevêtre importante. Elle consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis.

Pendant la construction, le voussoir sur pile repose sur un ensemble de cales provisoires dédoublant l'appui. L'utilisation des appuis définitifs pendant la construction des fléaux n'est en effet pas conseillée car les risques de détérioration sont importants et qu'un calage des appuis en fin de construction est de toute façon indispensable.

Les armatures de clouage passent à côté des cales provisoires. Leurs ancrages supérieurs sont placés en général dans des bossages provisoires préfabriqués, posés sur le hourdis supérieur, parfois sur une poutre de répartition métallique. Elles descendent ensuite à travers le voussoir sur pile en passant près des âmes, à côté ou dans l'entretoise d'appui.

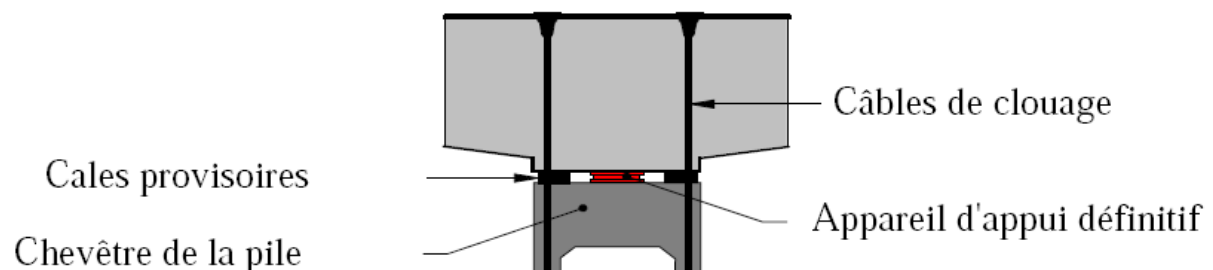


Figure 81 : Coupe d'un voussoir sur pile avec les câbles de clouage et cales provisoires

1. Action à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour cette phase particulière de construction du fléau sont celles d'une situation d'exécution. Le BPEL91 modifié 99 distingue, pour cette situation, les charges permanentes, les charges d'exécution connues Q_{PRC} (en grandeur et en position) ou aléatoires (Q_{PRA}) et, enfin, des actions variables comme le vent (W) ou un gradient thermique ($\Delta\theta$). Des situations accidentelles sont aussi envisagées ; elles comportent des charges permanentes, des charges de chantier et une action accidentelle (F_A).

a. Charges permanentes

L'évaluation des charges permanentes, pour cette phase particulière de construction du fléau comme pour toutes les phases de construction et de service de l'ouvrage, doit être effectuée avec la plus grande précision, en tenant compte de la géométrie précise du tablier et notamment des entretoises, déviateurs, bossages et autres singularités morphologiques de la structure.

Le poids propre de l'ouvrage est calculé avec la valeur : $\gamma = 2,5 \text{ T/m}^3$. Il comprend :

- Le poids des hourdis inférieur et supérieur et le poids des deux âmes ;
- Le poids des pièces de renfort du voussoir sur pile (entretoise d'ancrage, épaissement du hourdis inférieur) ;
- Le poids des bossages.

Le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2 % ($G_{\max}$) alors que le poids de son symétrique est minoré de 2 % ($G_{\min}$).

b. Charges variables d'exécution

Le BPEL distingue les charges de chantier connues en grandeur et en position des charges aléatoires que l'on doit prendre en compte de façon forfaitaire.

- Charges de chantier connues : il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté Q_{PRC} ; on prendra $Q_{PRC} = 50 \text{ T}$. Dans les calculs, ces charges doivent être majorées de + 6 % du côté du demi-fléau le plus lourd ou minorée de 4 % du côté opposé ($Q_{PRC\max}$ ou $Q_{PRC\min}$), selon le même principe que pour le poids propre des fléaux ;
- Charges de chantier aléatoires : correspondant aux matériaux stockés sur le tablier (par exemple rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels. Ce sont :

- ❖ La charge répartie $Q_{PRA1} = 0,02 \text{ T/m}^2$ sur un demi fléau ;

- ❖ La charge concentrée $Q_{pra2} = 10 \text{ T}$ appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé ;

Des charges de vent sont aussi à considérer dans des cas particuliers (grande hauteur de l'ouvrage, portée de demi – fléau dépassant 120 m, zone exposée à d'importants vents). Notre ouvrage, ne présentant pas ce cas, ne sera pas vérifié dans cette phase de calcul contre le vent.

c. Charges accidentelles

La charge accidentelle (F_A) correspond à la chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide. Cette charge est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage Q_{prcmax} .

2. Combinaison d'action en construction

a. Combinaisons en situation temporaire de construction (TYPE A)

Soit la situation temporaire de construction de la figure 82.

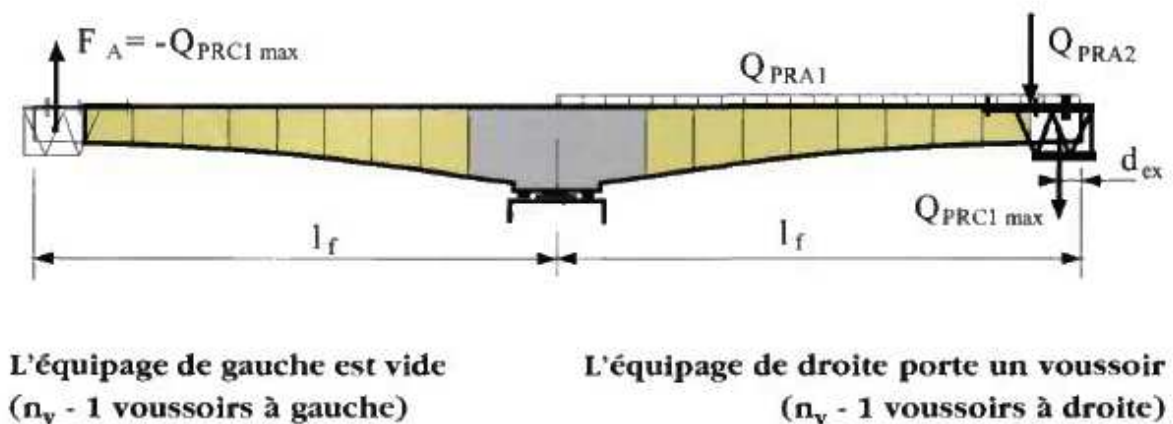


Figure 82: Situation temporaire de construction à considérer

Pour les ouvrages coulés en place, au niveau du prédimensionnement, on peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoirs. On suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire ou a donné lieu à une vidange de l'équipage provoqué par un défaut du béton. Le calcul sera effectué avec les combinaisons suivantes :

- Combinaison A1 : $1,1 (G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{prcmax} + Q_{prcmin} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$;
- Combinaison A2 : $0,9 (G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_{prcmax} + Q_{prcmin} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$.

b. Combinaisons accidentelles de construction (TYPE B)

Soit la situation accidentelle de la figure 83.

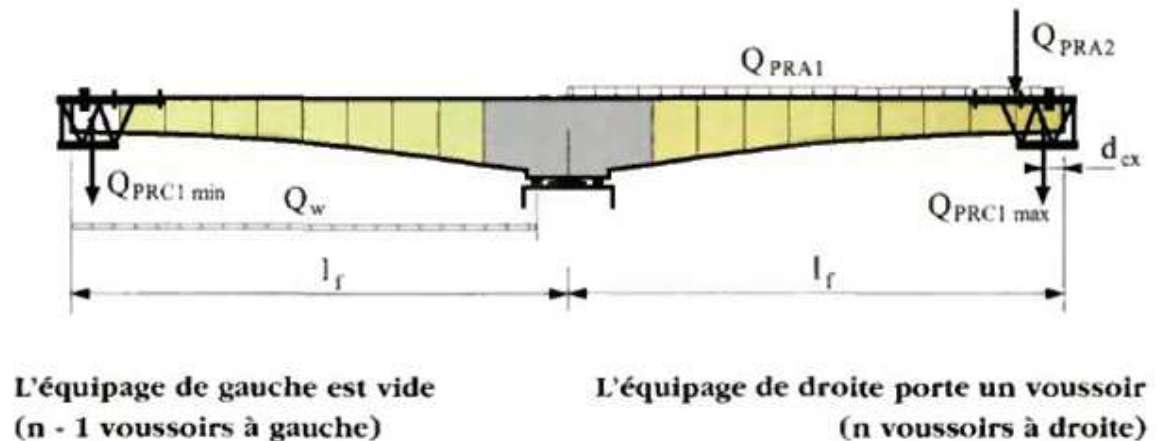


Figure 83: Situation accidentelle à considérer

En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile. Dans ce cas, le fléau peut décoller de ses cales d'appui provisoires mais la sécurité est assurée en mobilisant à pleine capacité les matériaux ; par exemple, dans le cas de précontrainte de clouage, par surtension de ces câbles. Les combinaisons à prendre en compte sont :

- Combinaison B1 : $1,1 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{prcmax}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}})$;
- Combinaison B2 : $0,9 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + (Q_{\text{prcmax}} + Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}})$.

3. Calcul des actions

L'axe de renversement du fléau est l'axe de la pile. Donc, les valeurs des moments M (stabilisant et renversant) et les résultantes N par rapport à l'axe de la pile pour un fléau sont représentées sur le tableau 84.

Tableau 84: M et N par rapport à l'axe de la pile d'un fléau pour l'étude de la stabilité

	Moment M [T.m]		Résultante N [T]	
	Demi – fléau en déséquilibre	Demi – fléau en équilibre	Demi – fléau en déséquilibre	Demi – fléau en équilibre
Poids propre	-17968,65	15199,95	-702,80	631,71
Equipage mobile	-2498,69	2262,96	-53,00	48,00
Charge répartie de chantier aléatoire	-213,89	0,00	-8,78	0,00
Charge concentré de chantier aléatoire	-454,80	0,00	-10,00	0,00
Charge accidentelle	0,00	-4997,37	0,00	-106,00

4. Résultats des calculs

Les valeurs de M et N subies par le fléau durant les phases temporaires et accidentelles sont indiquées dans le tableau 85.

Tableau 85: Valeurs de M et N durant les phases temporaires et accidentelles

COMBINAISONS	M [T.m]	N[T]	M/N [m]
A1	-4176,09	-107,92	38,70
A2	-3622,35	-93,70	38,66
B1	-11210,31	-255,98	43,79
B2	-10656,58	-241,76	44,08

L'utilisation des câbles de précontrainte pour stabiliser le fléau dépend de l'excentrement M/N . En effet, en notant e la distance entre axe des deux files de cales d'appuis provisoire et d la distance entre un câble et la file de cale opposée, on calcule l'excentricité et on la compare à $e/2$.

- Dans le cas où $M/N < e/2$: le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont alors théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, un minimum de deux paires de câbles (par exemple, une paire de câbles 12T15S par file de cales) ;
- Dans le cas où $M/N > e/2$: des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. Pour calculer le nombre de câbles à disposer, on distingue le cas des combinaisons de type A de celui des combinaisons de type B.

Dans notre cas, on adoptera : $d = 3$ m et $e = 2,50$ m. On remarque que dans les 4 combinaisons, l'excentrement est supérieur à la valeur $e/2$. A priori, on aura besoin d'un câblage de précontrainte pour stabiliser le fléau.

5. Calcul du nombre de câbles de clouage

- En situation temporaire de construction (combinaison A)

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit pour cela compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N selon la figure 84 ci-après.

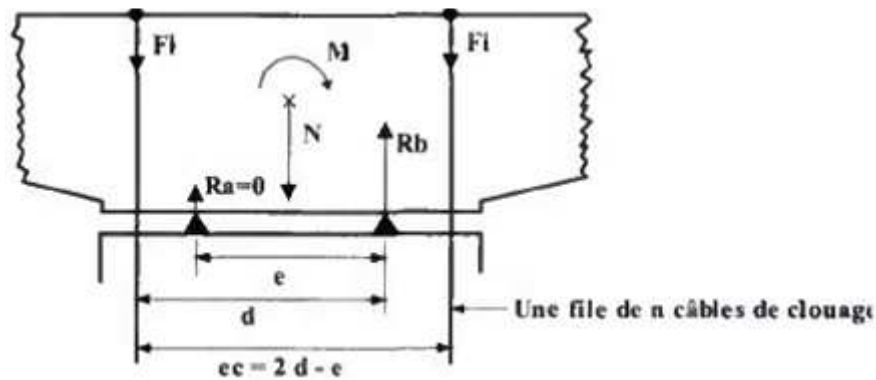


Figure 84: Effort dans les câbles et réactions d'appui

Il faut que R_a reste positif. Cela se traduit par les équations suivantes :

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + F_i \geq 0$$

$$R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F_i$$

Pour le câble de clouage, on va utiliser les câbles de type 19T15S.

Avec $F_i = n \times 0,75 \times 403,56$

Pour la combinaison A la plus dimensionnante, on a :

$$n \geq \frac{\frac{M}{e} - \frac{N}{2}}{0,75 \times 403,56} = 5,34$$

On disposera donc de 6 câbles de 19T15S par file.

b. Justification vis-à-vis de la situation accidentelle : combinaison B

Sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, le voussoir sur pile reste en équilibre par surtension ΔT_g des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression R_b des cales de l'autre file d'appui. Le basculement du fléau avec surtension des câbles est démontré par la figure 85.

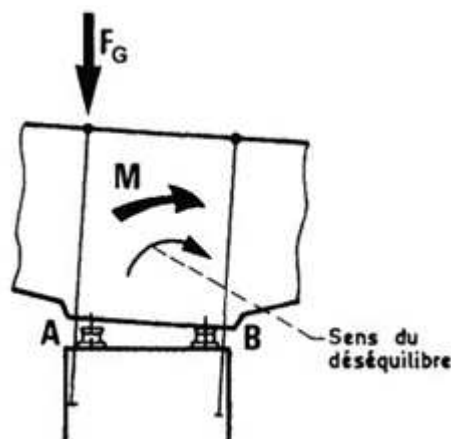


Figure 85: Basculement du fléau avec surtension des câbles

Il est possible d'écrire l'équilibre des efforts appliqués au voussoir sur pile, lorsqu'il tourne d'un angle $d\alpha$ autour d'une file de cales et que les câbles s'allongent ou se raccourcissent :

$$F_g = F_i + \Delta T_g \leq F_{ul} \quad (1)$$

$$F_d = F_i + \Delta T_d \quad (2)$$

$$\frac{\Delta T_g}{\Delta T_d} = \frac{d}{(e-d)} \quad (3)$$

$$-F_g \times d - \frac{Ne}{2} + M + F_d \times (d - e) = 0 \quad (4)$$

$$R_b - F_g - F_d - N = 0 \quad (5)$$

F_g et F_d désignent les tensions dans chaque file de câbles, F_i leur force initiale, F_{ul} leur tension limite à l'ELU, ΔT_g et ΔT_d les variations de tension de chaque file de câbles (positives pour un allongement des câbles). On notera que ΔT_d est soit négatif, soit positif mais inférieur à ΔT_g suivant la position des cales par rapport aux câbles.

On tire F_g , et F_d en fonction de F_{ul} et F_i des équations (1), (2) et (3) et on reporte dans (4).

On sait aussi que : $F_{ul} = n \times s \times \frac{f_{peg}}{\gamma_p}$ avec $\gamma_p = 1,00$ pour les combinaisons accidentelles

$$\text{On en déduit : } n = \left(M - \frac{N \times e}{2} \right) \times \frac{d}{K \times s}$$

Avec : n : nombre de câbles ;

s : section d'un câble.

$$K = 0,75 \times 403,56 \times (2d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p} \times (d^2 + (d - e)^2)$$

D'après la combinaison la plus dimensionnante, on disposera alors de 8 câbles 19T15S par file.

Il faut ensuite vérifier la rotation du fléau en cas d'accident, sous l'effet de l'allongement des câbles. En fait, plus les câbles sont longs, plus la rotation sera importante.

La variation de tension dans la file de câbles située du côté du soulèvement est égale à :

$$\Delta \sigma = \frac{f_{peg}}{\gamma_p} - ((1 - p) \times \sigma_{po}) = 521 \text{ MPa}$$

$$\text{Et l'allongement relatif des câbles vaut : } \varepsilon = \frac{\Delta \sigma}{E_s} = 0,003$$

Pour nos câbles de longueur $L = 23,20$ m, l'allongement $\Delta L = L \times \frac{\Delta \sigma}{E_s} = 0,06$ m.

La rotation du voussoir sur pile est alors : $\tan \alpha = \frac{L}{d} \times \frac{\Delta \sigma}{E_s} = 0,021$;

Ce qui correspond à un angle de $\alpha = 0,869^\circ$; valeur jugée acceptable par les recommandations de SETRA.

6. Conclusion

D'après les deux calculs ci-dessus le nombre maximal de câbles est obtenu par la combinaison accidentelle, par conséquent, on optera 8 câbles de 19T15S par file.

II. Dimensionnement et vérification des cales

On retient le nombre maximum de câbles par file résultant des calculs précédents en arrondissant au nombre pair immédiatement supérieur, compte tenu de la nécessité de placer les paquets de câbles près de chaque âme. Connaissant la force de précontrainte appliquée par chaque groupe de câbles, on peut maintenant dimensionner les cales des files A et B.

1. Situation normale d'exécution (combinaison A)

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à f_{bu} sous la réaction maximum R_b . Comme le béton des cales et celui du chevet de la pile sont frettés, leur résistance caractéristique en compression peut être augmentée. L'article A.8.4.23 du BAEL91 fixe cette contrainte à :

$$f_{cf} = f_{cj} \times \left(1 + 2 \times \rho_t \times \frac{f_e}{f_{cj}} \right)$$

Avec laquelle, ρ_t est le pourcentage d'acier du seul noyau fretté, borné supérieurement à 0,04.

Pour un béton fretté à 2 %, valeur adoptée dans notre cas, on a :

$$f_{cf} = f_{c28} + 20\text{MPa} = 55\text{MPa}$$

D'autre part, pour les cales placées sur des bossages d'appui hauts et massifs, la contrainte de compression dans le béton du bossage est limitée pour éviter le fendage de la pile (article A.8.4 et annexe E.8 du BAEL 91). La valeur à ne pas dépasser est :

$$f_{clim} = K f_{bu}$$

Avec : f_{bu} : résistance limite du béton à la compression

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cf}}{\theta \times \gamma_b}$$

Où : $\gamma_b = 1,50$ pour les combinaisons de type A ;

$\theta = 1$ pour les charges de longue durée.

$f_{bu} = 31,17$ MPa.

La valeur de K est obtenue par la relation suivante :

$$K = 1 + \left(3 - \frac{4}{3} \left(\frac{a_0}{a} + \frac{b_0}{b} \right) \right) \sqrt{\left(1 - \frac{4}{3} \frac{a_0}{a} \right) \times \left(1 - \frac{4}{3} \frac{b_0}{b} \right)} \leq 3,3$$

Les valeurs de a, a_0 , b, b_0 sont représentées sur la figure 86.

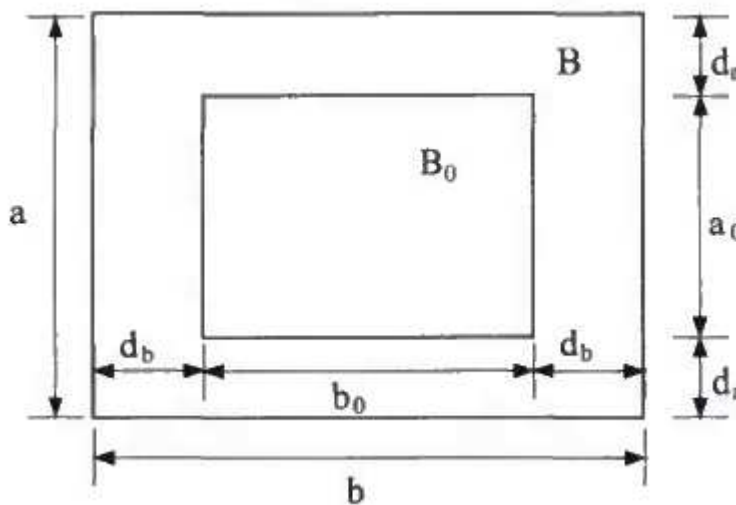


Figure 86: Dimension en plan d'une cale et de son bossage

Pour le calcul de K, on va adopter les valeurs suivantes : $a = 0,7$ m ; $b = 0,9$ m ; $a_0 = 0,4$ m ; $b_0 = 0,6$ m. D'où, $K = 1,22$.

La valeur de $f_{clim} = 38,01$ MPa.

La contrainte à ne pas dépasser est alors : $f_{cmax} = \min(f_{clim} ; f_{cf})$. $f_{cmax} = 38,01$ MPa.

Pour la combinaison de type A la plus dimensionnante, la valeur de R_b est : $R_b = 4145,76$ T

Pour vérifier la section de la cale qu'on a adoptée, on devra avoir :

$$\frac{R_b}{f_{cmax}} \leq 2 \times a \times b$$

$$\frac{R_b}{f_{cmax}} = 1,09 \leq 2 \times 0,7 \times 0,9 = 1,26$$

La section de cale qu'on a adoptée vérifie donc ce critère de vérification.

2. Situation accidentelle (combinaison B)

On applique le même principe, mais sous combinaison accidentelle. On a ainsi :

- $\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons de type B ;
- $\theta = 0,85$ pour les charges de courte durée d'application.

On vérifie tout d'abord qu'il y a bien décollement du fléau avec le nombre de câbles déterminés précédemment. Pour cela, on calcule R_a et R_b comme si le fléau ne décollait pas :

$$R_a = -1934,78 \text{ T}$$

$$R_b = 7033,47 \text{ T}$$

R_a étant négatif, il y a décollement du fléau. On résout alors les équations (1) à (5) mais avec cette fois : $F_g = F_i + \Delta T_g \leq F_{ul}$ (F_i est cette fois connue)

La résolution donne :

$$R_b = \frac{e}{K_1} \times \left(F_i \times K_4 + N \times \frac{K_3}{2e} + M \right)$$

$$\text{Avec : } K_1 = d^2 + (d - e)^2 = 9,25 \text{ m}^2 ;$$

$$K_2 = d^3 + e \times (2d - e) \times (d - e) = 31,38 \text{ m}^3 ;$$

$$K_3 = 2 \times K_1 - e^2 = 12,25 \text{ m}^2 ;$$

$$K_4 = (2d - e) \times \frac{K_2}{e \times d^2} = 4,88 \text{ m} ;$$

$$R_b = 6393,25 \text{ T.}$$

$$f_{cmax} = 55 \text{ MPa}$$

$$\frac{R_b}{f_{cmax}} = 1,16 \leq 2 \times 0,7 \times 0,9 = 1,26$$

La section déjà choisie vérifie ce critère de sécurité. Pour tenir compte de l'enrobage des frettes, les dimensions de cales déterminées ci-dessus seront majorées de 5 cm.

CHAPITRE IV : 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 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.

On va pour cela utiliser les types d'appuis ci-dessous :

- Les piles à colonnes et à chevêtre : les colonnes sont réunies en tête par un chevêtre en béton armé sur lequel s'appuient les poutres par l'intermédiaire des appareils d'appuis ;
- Les culées sont composées d'un mur garde grève, d'un mur de front, de deux murs en retour et une dalle de transition. Les culées assurent l'appui du tablier et le soutènement des terres des remblais d'accès.

B. ETUDE DES APPAREILS D'APPUIS

Les appareils d'appuis sont des éléments placés entre une structure et ses supports et destinés à transmettre les charges normales à leur plan. Ils permettent en même temps d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure, lorsque ces dernières sont limitées.

Dans le cas courant, les appareils d'appuis utilisés sont des appareils d'appuis en élastomères frettés qui sont constitués par des plaques élastomères associées à des plaques intermédiaires en acier inoxydable ou non.

L'élastomère considéré est le néoprène.

Le principe de calcul est le suivant :

- Choix des dimensions des appareils d'appuis ;
- Calculer la répartition des efforts horizontaux connaissant les coefficients de souplesses des appuis (pile, culées, appareils d'appuis);
- Vérifications des contraintes et de la stabilité des appareils.

Si les contraintes et la stabilité des appareils ne vérifient pas, on redimensionne les appareils, puis refaire le calcul et la vérification.

Dans notre cas, la pile est très chargée par rapport à la culée, donc, la dimension des appareils d'appuis au niveau de la pile est différente de celle de la culée.

I. Dimensionnement des appareils d'appuis

Soit l'appareil d'appui de la figure 87 suivante.

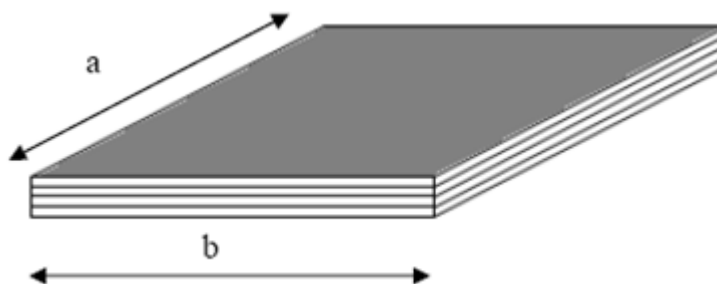


Figure 87: Appareil d'appui

On prend les dimensions suivantes :

a : côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage ;

b : côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage ;

$t = 19 \text{ mm}$: épaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère ;

$n = 5$: nombres de feuillets élémentaires d'élastomères ;

$t_s = 5 \text{ mm}$: épaisseur d'un frette intermédiaire ;

$e_T = 115 \text{ mm}$: épaisseur totale de l'appareil d'appui ;

$a_{\min} = 3e_T = 345 \text{ mm}$;

$b/a = 1,25 \text{ à } 2,5$.

Le coefficient de forme des appareils d'appui est : $\beta = \frac{ab}{2t(a+b)}$

Les dimensions des appareils d'appuis pour la pile et la culée sont indiquées dans le tableau 86.

Tableau 86: Dimensions des appareils d'appuis

Appuis	Culée	Pile
a [mm]	350	700
b [mm]	450	900
b/a	1,29	1,29
β	5,181	10,362

II. Distribution des efforts horizontaux aux appuis

Nous supposons les hypothèses ci-dessous :

- Les culées sont supposées infiniment rigides. Seuls les appareils d'appui en élastomère se déforment ;
- Pour la pile, les déformations des colonnes, chevêtre et appareils d'appui sont considérées ;
- Les efforts à considérer sont les efforts normaux dus aux charges permanentes, les surcharges d'exploitations et le gradient thermique, les efforts horizontaux dus au freinage, au retrait, au fluage et à la variation de la température ;
- Pour notre cas, on a un tablier avec poutre continu.

1. Effort de freinage

a. Calcul des coefficients de souplesse de chaque appui

a.1. Coefficient de souplesse d'une pile

✓ Pour les colonnes :

$$\frac{1}{K_{col}} = \frac{h_{col}^3}{3nEI}$$

Avec : I : moment d'inertie d'une colonne de la pile : $I = \frac{\pi\phi^4}{64} = \frac{3,14 \times 1,60^4}{64} = 0,32m^4$;

n = 2 : 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 : $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$;

Pour j = 28 jours, on a $E_i = 32164$ MPa ; $E_v = 10819$ MPa.

$h_{col} = 15$ m : hauteur de la colonne.

Le tableau 87 qui suit désigne le coefficient de souplesse des colonnes.

Tableau 87: Coefficient de souplesse des colonnes

COEFFICIENT DE SOUPLESSE [mm/T]	Instantanée	0,544
	Différé	1,617

✓ Pour le chevrete :

$$\frac{1}{K_{ch}} = \frac{(e_{ch} + h_{col})^3 - h_{col}^3}{3nEI_{ch}}$$

Avec : $I_{ch} = \frac{h_{ch} \times b_{ch}^3}{12}$; $h_{ch} = 1,50$ m ; $b_{ch} = 4$ m.

Le tableau 88 suivant indique le coefficient de souplesse du chevrete.

Tableau 88: Coefficient de souplesse du chevrete

COEFFICIENT DE SOUPLESSE [mm/T]	Instantanée	0,014
	Différé	0,043

✓ Pour les appareils d'appui :

$$\frac{1}{K_{app}} = \frac{e_T}{nG_{ab}}$$

Où : $G = \begin{cases} G_i = 1,6 \text{ MPa} : \text{module d'élasticité instantanée;} \\ G_v = 0,8 \text{ MPa} : \text{module d'élasticité différée.} \end{cases}$

$n = 2$: nombre d'appareils d'appuis

Le coefficient de souplesse des appareils d'appuis est illustré dans le tableau 89.

Tableau 89: Coefficient de souplesse des appareils d'appuis

COEFFICIENT DE SOUPLESSE [mm/T]	Instantanée	0,570
	Différé	1,141

Les coefficients de souplesse de la pile sont obtenus en additionnant ceux des colonnes, du chevrete et des appareils d'appuis et sont donnés dans le tableau 90.

Tableau 90: Coefficient de souplesse d'une pile

COEFFICIENT DE SOUPLESSE [mm/T]	Instantanée	1,129
	Différé	2,801

a.2. Coefficient de souplesse d'une culée

Le coefficient de souplesse des culées, indiqué dans le tableau 91, est égal au coefficient de souplesse des appareils d'appuis.

Tableau 91: Coefficient de souplesse des culées

COEFFICIENT DE SOUPLESSE [mm/T]	Instantanée	2,282
	Différé	4,563

b. Distributions des efforts de freinage

Les systèmes de surcharge sont susceptibles de développer des efforts horizontaux appelés efforts de freinages, qui s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation. Les intensités sont les suivantes :

✓ Système B_c :

Chaque essieu d'un camion du système B_c 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 développé par le système B_c n'est pas susceptible de majoration pour les effets dynamiques. L'effort développé par le freinage vaut alors : $H_f = 30 \text{ T}$

✓ Surcharge A(l) :

L'effort de freinage développé par ce système de surcharge est égal à :

$$H_f = \frac{A(l)}{20 + 0,0035 \times S}$$

$$\text{Où : } A(l) = 230 + \frac{36000}{210 + 12} = 0,39 \text{ T/m}^2 ;$$

$$S = 7 \times 210 = 1470 \text{ m}^2$$

Donc, on a : $H_f = 22,80 \text{ T}$.

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 (piles et culées) dont les résultats figurent dans le tableau 92.

Tableau 92: Distribution des efforts de freinage entre appuis

	APPUIS	Coefficient de souplesse $1/K_i$ [mm/T]	Coefficient de rigidité K_i [T/mm]	Effort de freinage H_i [T]
REPARTITION DE B_c	Culée C0	2,282	0,438	4,96
	Pile P1	1,129	0,886	10,04
	Pile P2	1,129	0,886	10,04
	Culée C3	2,282	0,438	4,96
REPARTITION DE A(L)	Culée C0	2,282	0,438	3,77
	Pile P1	1,129	0,886	7,63
	Pile P2	1,129	0,886	7,63
	Culée C3	2,282	0,438	3,77

2. Effort 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 : $\varepsilon_1 = 0,0004 \text{ m/m}$;
- Raccourcissement dû à la variation de température à long terme : $\varepsilon_2 = 0,0003 \text{ m/m}$;
- Raccourcissement dû à la variation de température à court terme : $\varepsilon_3 = 0,0002 \text{ m/m}$.

Le calcul des efforts, dus au retrait, au fluage et à la variation de température encaissée 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 :

$$U_0 = -\frac{\sum K_i d_i}{\sum K_i} : \text{déplacement de l'appui situé le plus à gauche ;}$$

$$U_i = U_0 + d_i : \text{déplacement de l'appui } i ;$$

- Calcul des efforts sur chaque appui par la formule : $F_i = K_i \times U_i$

K_i : Coefficient de rigidité instantanée de l'appui i s'il s'agit de calculer les efforts dus à la variation de température à court terme.

La distribution des efforts dus au retrait, au fluage et à la variation de température est illustrée sur le tableau 93.

Tableau 93: Distribution des efforts dus au retrait, au fluage et à la variation de température

	APPUIS	$1/K_i$ [mm/T]	K_i [T/mm]	d_i [mm]	U_i [mm]	Effort horizontale encaissé par l'appui H_i [T]
Retrait et fluage	Culée C0	4,563	0,219	0	-42	-9,20
	Pile P1	2,801	0,357	22	-20	-7,14
	Pile P2	2,801	0,357	62	20	7,14
	Culée C3	4,563	0,219	84	42	9,20
ΔT à court terme	Culée C0	2,282	0,438	0	-21	-9,20
	Pile P1	1,129	0,886	11	-10	-8,86
	Pile P2	1,129	0,886	31	10	8,86
	Culée C3	2,282	0,438	42	21	9,20
ΔT à long terme	Culée C0	4,563	0,219	0	-31,5	-6,90
	Pile P1	2,801	0,357	16,5	-15	-5,36
	Pile P2	2,801	0,357	46,5	15	5,36
	Culée C3	4,563	0,219	63	31,5	6,90

III. Vérification des appareils d'appuis

L'appareil d'appui est soumis aux :

- Réaction du tablier provenant des charges permanentes, de la surcharge $A(l)$, de la surcharge B_c , de la surcharge de trottoir, du gradient thermique ($\Delta\theta = 6^\circ\text{C}$), des effets hyperstatiques dûs au fluage, des effets hyperstatiques dus au câble éclisse à l'intérieur de la travée centrale et au câble de continuité extérieur ;
- Réaction provenant des efforts de freinage ;
- Variations linéaires dues à la température, au fluage et au retrait.

1. Descente des charges

a. Surcharge B_c

La répartition longitudinale de la surcharge B_{c30} se fait par la méthode de la ligne d'influence. Pour notre cas, on a une poutre continue hyperstatique. Pour la détermination des réactions maximales aux appuis, on doit connaître les ordonnées des lignes d'influence des efforts tranchants. Les lignes d'influence des efforts tranchants pour une section d'abscisse x sont calculées par la formule suivante :

$$V(x; \alpha) = \frac{dM_{iso}(x; \alpha)}{dx} + \frac{M_i(\alpha) - M_{i-1}(\alpha)}{l_i}$$

Dans laquelle : $\frac{dM_{iso}(x; \alpha)}{dx}$: effort tranchant dans la travée $A_{i-1}A_i$, et est donnée par les formules ci-après.

$$\begin{cases} \left(1 - \frac{\alpha}{l_i}\right) : \text{pour } x \leq \alpha \text{ et } P = 1 \text{ se trouve sur } A_{i-1}A_i; \\ -\frac{\alpha}{l_i} : \text{pour } x \geq \alpha \text{ et } P = 1 \text{ se trouve sur } A_{i-1}A_i; \\ 0 : \text{si } P = 1 \text{ se trouve sur une autre travée que } A_{i-1}A_i \end{cases}$$

$M_i(\alpha)$ et $M_{i-1}(\alpha)$: moments aux appuis A_i et A_{i-1} et qui sont déterminés par la méthode des trois moments.

Les coefficients de souplesse a_i , b_i , et c_i pour chaque travée sont déjà calculés et sont indiqués dans le tableau 50.

Les rotations d'extrémités ω'_i et ω''_i sont données en fonction des moments fléchissants des travées rendus isostatique. Les moments fléchissants des travées rendus isostatiques sont donnés par les formules qui suivent.

$$\begin{cases} x \left(1 - \frac{\alpha}{l_i}\right) : \text{pour } x \leq \alpha \text{ et } P = 1 \text{ se trouve sur } A_{i-1}A_i; \\ \alpha \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) : \text{pour } x \geq \alpha \text{ et } P = 1 \text{ se trouve sur } A_{i-1}A_i; \\ 0 : \text{si } P = 1 \text{ se trouve sur une autre travée que } A_{i-1}A_i \end{cases}$$

Pour notre cas, on cherche la valeur maximale des ordonnées de la ligne d'influence de $P = 1$ sur appui, c'est-à-dire pour une abscisse $x = 0$.

- Pour $P = 1$ sur la travée de rive gauche, on a les rotations d'extrémités représentées dans le tableau 94.

Tableau 94: Rotations d'extrémités pour $P=1$ sur la travée de rive gauche

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	$(3,93\alpha - 216,31) \times \frac{1}{E}$	$(73,92 - 1,34\alpha) \times \frac{1}{E}$
Travée centrale (i = 2)	0	0
Travée de rive droite (i = 3)	0	0

Ainsi, on a les moments sur appuis ci-après :

$$M_1(\alpha) = (-0,33\alpha + 18,23) ;$$

$$M_2(\alpha) = (-0,17\alpha + 9,30) ;$$

$$M_0(\alpha) = M_3(\alpha) = 0.$$

Les ordonnées de la ligne d'influence de l'effort tranchant sont déterminées par la fonction qui suit :

$$V(\alpha) = \left(1 - \frac{\alpha}{55}\right) + \frac{(-0,33\alpha + 18,23)}{55}$$

La première roue des camions se trouve à l'abscisse $x_0 = 0$, les autres roues se trouvent à $x_1 = 4,5\text{m}$; $x_2 = 6\text{ m}$; $x_3 = 10,5\text{ m}$; $x_4 = 15\text{ m}$; $x_5 = 16,5\text{ m}$. Ces abscisses correspondent respectivement aux ordonnées suivantes : $y_0 = 1,33\text{ m}$; $y_1 = 1,22\text{ m}$; $y_2 = 1,19\text{m}$; $y_3 = 1,08\text{ m}$; $y_4 = 0,97\text{ m}$; $y_5 = 0,93\text{ m}$.

- Pour $P = 1$ sur la travée centrale, on a les rotations d'extrémités désignées dans le tableau 95.

Tableau 95: Rotations d'extrémités pour $P=1$ sur la travée centrale

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche ($i = 1$)	0	0
Travée centrale ($i = 2$)	$(2,79\alpha - 279,44) \times \frac{1}{E}$	$(402 - 4,02\alpha) \times \frac{1}{E}$
Travée de rive droite ($i = 3$)	0	0

Ainsi, on a les moments sur appuis ici-bas :

$$M_1(\alpha) = (1,19\alpha - 119,49) ;$$

$$M_2(\alpha) = (0,64\alpha - 64) ;$$

$$M_0(\alpha) = M_3(\alpha) = 0.$$

Les ordonnées de la ligne d'influence de l'effort tranchant sont données par la fonction ci-contre :

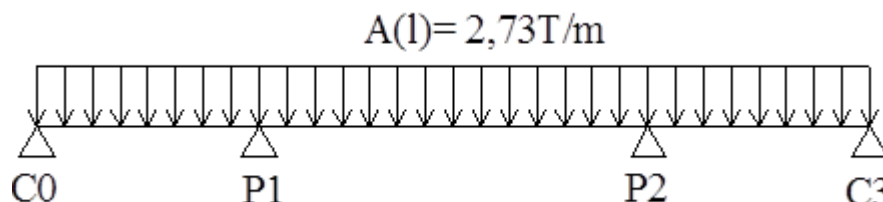
$$V(\alpha) = \left(1 - \frac{\alpha}{100}\right) + \frac{(-0,55\alpha + 55,49)}{100}$$

La première roue des camions se trouve à l'abscisse $x_0 = 0$, les autres roues se trouvent à $x_1 = 4,5$ m ; $x_2 = 6$ m ; $x_3 = 10,5$ m ; $x_4 = 15$ m ; $x_5 = 16,5$ m. Ces abscisses correspondent respectivement aux ordonnées suivantes : $y_0 = 1,55$ m ; $y_1 = 1,48$ m ; $y_2 = 1,46$ m ; $y_3 = 1,39$ m ; $y_4 = 1,32$ m ; $y_5 = 1,30$ m.

b. Surcharge $A(l)$

Notre ouvrage a une longueur $L = 210$ m, la surcharge $A(l)$ est donc obtenue par la formule : $A(l) = 230 + \frac{36000}{210 + 12} = 0,39 \text{ T/m}^2$

La largeur de la chaussée est égale 7 m, ce qui donne une surcharge $A(l) = 2,73$ T/m. Elle est illustrée par la figure 88.

**Figure 88 :** Répartition de la surcharge $A(l)$ sur toute la longueur de la chaussée

Au droit des appuis, la réaction maximale est définie par :

$$R_i = T_{i+1}(0) - T_i(l_i)$$

Avec : T_{i+1} et T_i , les efforts tranchants obtenus par : $T_i(x) = \frac{dM_{iso,i}(x)}{dx} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$

Comme précédemment, $M_i(x)$ et $M_{i-1}(x)$ sont déterminés à partir de la formule générale des trois moments.

Les rotations d'extrémités pour chaque travée sont fournies dans le tableau 96.

Tableau 96: Rotations d'extrémités pour surcharge $A(l)$ sur toute la longueur du tablier

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	$-3,332.10^3 \times \frac{1}{E}$	$2,219.10^3 \times \frac{1}{E}$
Travée centrale (i = 2)	$-1,907.10^4 \times \frac{1}{E}$	$1,907.10^4 \times \frac{1}{E}$
Travée de rive droite (i = 3)	$-2,219.10^3 \times \frac{1}{E}$	$3,332.10^3 \times \frac{1}{E}$

Ainsi, on a les moments sur appuis :

$$M_1 = -2573,31 \text{ T.m ;}$$

$$M_2 = -2573,31 \text{ T.m ;}$$

$$M_0 = M_3 = 0.$$

L'effort tranchant pour chaque travée i est montré dans le tableau 97.

Tableau 97: Effort tranchant pour chaque travée dû à la surcharge $A(l)$

	Travée de rive gauche (i = 1)	Travée centrale (i = 2)	Travée de rive droite (i = 3)
$T_i(x)$	$(28,29 - 2,73x)$	$(136,5 - 2,73x)$	$(121,87 - 2,73x)$

c. Surcharge de trottoir $A(t)$

Le surcharge de trottoir est de $0,15 \text{ T/m}^2$ et la largeur totale des deux trottoirs est égale à 2 m , d'où la surcharge $A(t) = 0,30 \text{ T/m}$. Elle est représentée par la figure 89.

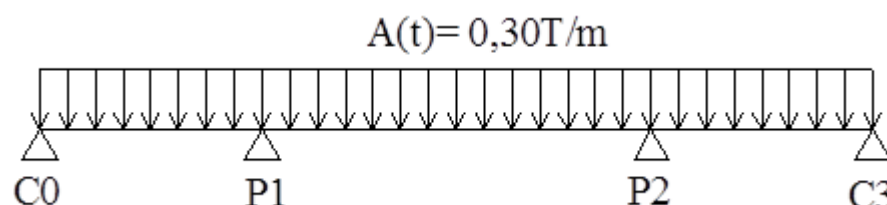


Figure 89 : Répartition de la surcharge de trottoir $A(l)$ sur toute la longueur du tablier

Le calcul des moments aux appuis est le même que pour celui de la surcharge A(l). Les rotations d'extrémités pour chaque travée sont indiquées dans le tableau 98.

Tableau 98: Rotations d'extrémités pour surcharge A(t) sur toute la longueur du tablier

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	$-365,994 \times \frac{1}{E}$	$243,851 \times \frac{1}{E}$
Travée centrale (i = 2)	$-2,096.10^3 \times \frac{1}{E}$	$2,096.10^3 \times \frac{1}{E}$
Travée de rive droite (i = 3)	$-243,851 \times \frac{1}{E}$	$365,994 \times \frac{1}{E}$

Ainsi, on a les moments sur appuis :

$$M_1 = -282,83 \text{ T.m ;}$$

$$M_2 = -282,83 \text{ T.m ;}$$

$$M_0 = M_3 = 0$$

L'effort tranchant pour chaque travée i est fourni dans le tableau 99.

Tableau 99: Effort tranchant pour chaque travée dû à la surcharge A(t)

	Travée de rive gauche (i = 1)	Travée centrale (i = 2)	Travée de rive droite (i = 3)
T_i(x)	(3,11 – 0,30x)	(15 – 0,30x)	(13,39 – 0,30x)

d. Gradient thermique

La valeur du gradient thermique en phase d'exploitation est $\Delta\theta = 6 \text{ }^\circ\text{C}$.

On utilise la même méthode et les mêmes formules que celles utilisées pour le calcul du moment aux appuis pour le gradient thermique de $12 \text{ }^\circ\text{C}$ dans la Partie III, Chapitre III, Paragraphe B, III, 1, a, a.3. Les rotations d'extrémités pour chaque travée sont indiquées dans le tableau 100.

Tableau 100 : Rotations d'extrémités pour gradient thermique $\Delta\theta = 6 \text{ }^\circ\text{C}$

	ω'_i	ω''_i
Travée de rive gauche (i = 1)	0,0004	-0,0006
Travée centrale (i = 2)	0,0009	-0,0009
Travée de rive droite (i = 3)	0,0006	-0,0004

Ainsi, on a les moments sur appuis :

$$M_1 = 652,39 \text{ T.m ;}$$

$$M_2 = 652,39 \text{ T.m ;}$$

$$M_0 = M_3 = 0$$

L'effort tranchant pour chaque travée i est montré dans le tableau 101.

Tableau 101 : Effort tranchant pour chaque travée dû au gradient thermique

	Travée de rive gauche (i = 1)	Travée centrale (i = 2)	Travée de rive droite (i = 3)
T_i	11,86	0	-11,86

e. Effet hyperstatique dû au fluage

Les moments hyperstatiques aux appuis dus au fluage sont déjà calculés dans Partie III, Chapitre III, Paragraphe B, IV, 6. Ils ont pour valeur : $M_{C0} = M_{C3} = 0 \text{ T.m}$ et $M_{P1} = M_{P2} = 519,74 \text{ T.m}$. D'où, l'effort tranchant pour chaque travée i du tableau 102.

Tableau 102 : Effort tranchant pour chaque travée dû à l'effet hyperstatique du fluage

	Travée de rive gauche (i = 1)	Travée centrale (i = 2)	Travée de rive droite (i = 3)
T_i	9,45	0	-9,45

f. Effet hyperstatique du câble éclisse à la travée centrale

Les moments hyperstatiques aux appuis dus à l'effet hyperstatique du câble éclisse à la travée centrale sont aussi déjà calculés dans la Partie III, Chapitre III, Paragraphe B, III, 1, a, a.4. Ils ont pour valeur : $M_{C0} = M_{C3} = 0 \text{ T.m}$ et $M_{P1} = M_{P2} = 171,40 \text{ T.m}$. Ce qui permet de donner l'effort tranchant pour chaque travée i du tableau 103.

Tableau 103 : Effort tranchant pour chaque travée dû à l'effet hyperstatique du câble éclisse à la travée centrale

	Travée de rive gauche (i = 1)	Travée centrale (i = 2)	Travée de rive droite (i = 3)
T_i	3,12	0	-3,12

g. Effet hyperstatique du câble extérieur

Les moments hyperstatiques aux appuis dus à l'effet hyperstatique du câble extérieur sont aussi déjà calculés dans la Partie III, Chapitre III, Paragraphe B, IV, 7, b, b.4. Ils ont pour

valeur : $M_{C0} = M_{C3} = 0$ T.m et $M_{P1} = M_{P2} = 94,50$ T.m. D'où, l'effort tranchant pour chaque travée i du tableau 104.

Tableau 104 : Effort tranchant pour chaque travée dû à l'effet hyperstatique du câble extérieur

	Travée de rive gauche ($i = 1$)	Travée centrale ($i = 2$)	Travée de rive droite ($i = 3$)
T_i	1,72	0	-1,72

Le nombre d'appareils d'appuis pour chaque pile et culée est $n = 2$ et le coefficient de majoration dynamique est $\delta = 1,01$. Les charges et surcharges maximales supportées par un appareil d'appui pour chaque culée et pile sont fournies dans le tableau 105.

Tableau 105: Charges et surcharges maximales pour un appareil d'appui de chaque culée et pile

	Culée	Pile
Poids propre de la superstructure : N_g [T]	42,74	733,38
Surcharge A(l) : $N_{A(l)}$ [T]	14,15	129,19
Surcharge B _c : N_{Bc} [T]	66,84	85,20
Surcharge A(t) : $N_{A(t)}$ [T]	1,56	14,20
Gradient thermique $\Delta\theta$: $N_{\Delta\theta}$ [T]	5,93	-5,93
Effet hyperstatique dû au fluage : N_{fluage} [T]	4,72	-4,72
Effet hyperstatique du câble éclisse à la travée centrale : $N_{\text{câble éclisse}}$ [T]	1,56	-1,56
Effet hyperstatique du câble extérieur : $N_{\text{câble extérieur}}$ [T]	0,86	-0,86

Les réactions d'appuis dues au gradient thermique, aux effets hyperstatiques de fluage, du câble éclisse à la travée centrale et du câble extérieur sur la pile sont négatives, donc pour la vérification des appuis, supposons que ces valeurs négatives sont négligeables.

2. Vérification des appuis

Les charges et surcharges sollicitant un appareil d'appui sont rassemblées dans le tableau 106 (l'effort horizontal sollicitant un appareil d'appui est égal à l'effort horizontal sollicitant l'appui, divisé par le nombre d'appareils sur ce dernier).

Tableau 106: Effort sollicitant un appareil d'appui

APPUI	EFFORTS VERTICAUX		EFFORTS HORIZONTAUX	
	Désignations	Valeurs [T]	Désignations	Valeurs [T]
CULEE	Charge permanente max	55,81	Retrait et fluage	4,60
	Charge permanente min	42,74	ΔT à court terme	4,60
	Charge d'exploitation max	68,40	ΔT à long terme	3,45
	Charge d'exploitation min	0	Freinage	2,48
PILE	Charge permanente max	733,38	Retrait et fluage	3,57
	Charge permanente min	733,38	ΔT à court terme	4,43
	Charge d'exploitation max	143,38	ΔT à long terme	2,68
	Charge d'exploitation min	0	Freinage	5,02

a. Vérification de la condition de non glissement

On doit vérifier la condition suivante : $H_{\max} < f \times N_{\max}$

Avec : $N_{\max}$: effort normal maximal sur un appareil d'appui :

$$N_{\max} = N_g + \max(N_{A(L)}; N_{Bc}) + N_{A(t)} + N_{\Delta\theta} + N_{\text{fluage}} + N_{\text{câble éclisse}} + N_{\text{câble extérieur}}$$

$$f = 0,1 + \frac{0,6 \times a \times b}{N_{\max}} : \text{coefficient de frottement}$$

$H_{\max}$: effort horizontal maximal sur un appareil d'appui (dû au retrait, au fluage, à la variation de température et au système B_c).

Les valeurs de $H_{\max}$, f et $N_{\max}$ pour chaque appareil d'appui dans la pile ou culée sont représentées dans le tableau 107.

Tableau 107: Efforts maximaux sollicitant un appareil d'appui

Appuis	Culée	Pile
$N_{\max}$ [T]	124,20	876,75
f	0,101	0,100
$H_{\max}$ [T]	11,69	13,02
$f \times N_{\max}$ [T]	12,51	88,05

D'après les valeurs obtenues dans le tableau 104 ci-dessus, la condition de non glissement pour chaque appareil d'appui est vérifiée.

b. Vérification de l'épaisseur des frettes

$$t_s \geq \max\left(\frac{a \times N_{max}}{\beta \sigma_e ab}; 2mm\right)$$

Où $\sigma_e = 245 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif de la frette ;

Soit: $t_s \geq \begin{cases} \max(2,17 \text{ mm}; 2 \text{ mm}) \text{ pour la culée} \\ \max(3,84 \text{ mm}; 2 \text{ mm}) \text{ pour la pile} \end{cases}$

On a $t_s = 5 \text{ mm}$, de ce fait, la condition est vérifiée pour chaque appui.

c. Vérification des contraintes

On doit vérifier les conditions ci-après :

- 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 :

$$\tau_{H_1} = \frac{G_V U_1}{e_T} < 0,5 G_V = 0,4 \text{ MPa}$$

Où : $G_V = 0,8 \text{ MPa}$: module d'élasticité transversale différée du béton ;

U_1 : déformation de l'appareil d'appui due à ces trois termes ;

e_T : épaisseur totale de l'appareil d'appui ;

- 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 : $n = 5$: nombre de feuillets élémentaires d'élastomère ;

$t = 19 \text{ mm}$: épaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère ;

$\frac{\alpha_T}{n}$: angle de rotation, exprimé en radian, d'un feuillet élémentaire

d'élastomère.

Les rotations aux appuis pour chaque pile ou culée obtenues par la formule $\varphi = \frac{df(x)}{dx}$ sont fournies par le tableau 108.

Tableau 108 : Rotations aux appuis pour chaque pile ou culée

	Culée	Pile
Imperfection de la pose [rad]	0,002	0,002
Charges permanentes [rad]	-0,00032	-0,003
Charges d'exploitation [rad]	0,0080	0,00089

La contrainte de cisaillement finale doit vérifier la condition suivante :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5G_V = 4\text{MPa}$$

Pour les vérifications des appareils d'appuis, on considère les différentes combinaisons des charges ci-dessous :

- 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.

Les résultats des calculs sont indiqués dans le tableau 109.

Tableau 109 : 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
CULEE	Cas 1	2,71	0,79	0,4	0	0,44	0,09	1,32
	Cas 2	2,71	0,79	0,51	0,00	0,51	0,09	1,30
	Cas 3	7,06	2,04	0,44	0,12	0,56	0,53	2,61
	Cas 4	7,06	2,04	0,51	0,12	0,64	0,53	2,68
PILE	Cas 1	11,64	1,69	0,21	0,00	0,21	-0,22	1,89
	Cas 2	11,64	1,69	0,24	0,00	0,24	-0,22	1,93
	Cas 3	13,92	2,01	0,21	0,09	0,30	-0,02	2,31
	Cas 4	13,92	2,01	0,24	0,09	0,33	-0,02	2,35
Contrainte limite [MPa]	Lim inf : 2			0,4		0,56	τ_N	4
	Lim sup 15							

C. ETUDE DE LA PILE

I. Détermination des sollicitations

1. Inventaire des charges appliquées

a. Charges verticales

- Poids propre du tablier : $G = 1466,75 \text{ T}$;
- Surcharge de chaussée : $Q_{A(l)} = 258,37 \text{ T}$;
- Surcharge de trottoir : $Q_{A(t)} = 28,39 \text{ T}$.
- Poids propre du chevêtre : $1,50 \times 6,50 \times 4 \times 2,5 = 97,5 \text{ T}$;
- Poids propre des colonnes : $2 \times \left(\frac{\pi \times 1,6^2}{4} \right) \times 15 \times 2,5 = 150,72 \text{ T}$;
- Poids propre de la semelle : $10 \times 7 \times 1 \times 2,5 = 175 \text{ T}$.

b. Charges horizontales

- Effet du vent : la pression du vent prise est égale à 400 Kg/m^2 pour le cas du vent extrême et égal à 200 Kg/m^2 pour le cas du vent normal.

❖ Vent extrême sur le tablier :

$$0,4 \times 2 \times \left[\int_{3,75}^{5,0} \left(5,5 - 2(5,5 - 2,5) \left(\frac{x}{46,25} \right) + (5,5 - 2,5) \left(\frac{x}{46,25} \right)^2 \right) dx + (5,5 \times 3,75) \right] \\ = 137,73 \text{ T} ;$$

❖ Vent normal sur le tablier : $68,87 \text{ T}$;

❖ Vent extrême sur le chevêtre : $0,4 \times 4 \times 1,5 = 2,4 \text{ T}$;

❖ Vent normal sur le chevêtre : $1,2 \text{ T}$;

❖ Vent extrême sur la colonne : $0,4 \times \pi \times 1,60 \times 15 = 30,14 \text{ T}$;

❖ Vent normal sur la colonne : $15,07 \text{ T}$.

- 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 : $R = \rho K S V^2$.

Où : $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$;

K : coefficient égal à $0,4$ car les colonnes sont de forme arrondies. Dans le cas contraire, ce coefficient est pris égal à $0,8$;

$S = (\text{PHEC}) \times \pi \times 1,60 = 42,30 \text{ m}^2$: surface de la pile intéressée par le courant ;

PHEC = 8,42 m : Plus Haute Eau Cyclonique

V = 6,74 m/s : vitesse d'écoulement en crue ;

$$R = 1000 \times 0,4 \times 42,30 \times 6,74^2 = 768672,79 \text{ N} = 76,87 \text{ T}$$

- Effet du freinage : 10,04 T ;
- Effet dû au retrait, fluage et variation de la température : 16,00 T.

2. Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement de la pile

Nous devons vérifier la stabilité dans le sens transversal et longitudinal du pont. L'étude de la stabilité se fait par rapport au coin bas de la semelle. En effet, on doit vérifier la condition : $\frac{M_s}{M_r} > 1,5$, où M_s : moment stabilisant et M_r : moment renversant.

a. Calcul de la stabilité transversale

Les moments maximaux appliqués sur la pile dans le sens transversal sont indiqués dans le tableau 110.

Tableau 110: Vérification de la stabilité de la pile dans le sens transversal

Désignations	Sens transversal		
	Force [T]	Bras de levier [m]	Moment [Tm]
Poids propre de la superstructure	1466,75	5	7333,75
Poids propre du chevêtre	97,5	5	487,5
Poids propre des colonnes	150,72	5	753,6
Poids propre de la semelle	175	5	875
Action du vent sur le tablier	137,73	20,37	2805,56
Action du vent sur le chevêtre	2,4	16,75	40,20
Action du vent sur la colonne	30,14	8,5	256,22
Effet du courant sur la colonne	76,87	5,83	448,14

Moment stabilisant : $M_s = 9449,85 \text{ T.m}$;

Moment renversant : $M_r = 3550,12 \text{ T.m}$

Ainsi, on a : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{9449,85}{3550,12} = 2,66 > 1,5$. La stabilité de la pile dans le sens transversal est donc assurée.

b. Calcul de la stabilité dans le sens longitudinal

Dans le sens longitudinal, les moments maximaux sont illustrés dans le tableau 111.

Tableau 111: Vérification de la stabilité de la pile dans le sens longitudinal

Désignations	Sens longitudinal		
	Force [T]	Bras de levier [m]	Moment [Tm]
Poids propre de la superstructure	1466,75	3,5	5133,625
Poids propre du chevêtre	97,5	3,5	341,25
Poids propre des colonnes	150,72	3,5	527,52
Poids propre de la semelle	175	3,5	612,5
Freinage	10,04	23	230,92
Retrait, fluage et variation de la température	16	23	368

Moment stabilisant : $M_s = 6614,90 \text{ T.m}$;

Moment renversant : $M_r = 598,92 \text{ T.m}$

Ainsi, on a : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{6614,90}{598,92} = 11,04 > 1,5$. La stabilité de la pile dans le sens longitudinal est donc assurée.

3. Étude de la pile proprement dite

a. Hypothèse de calcul

Dans le sens transversal, le chevêtre et les colonnes sont supposés encastrer la semelle de liaison de la pile. Ils sont alors assimilés à un portique plan. Pour l'étude du portique, on va utiliser la méthode de rotation comme indiquée sur la figure 90.

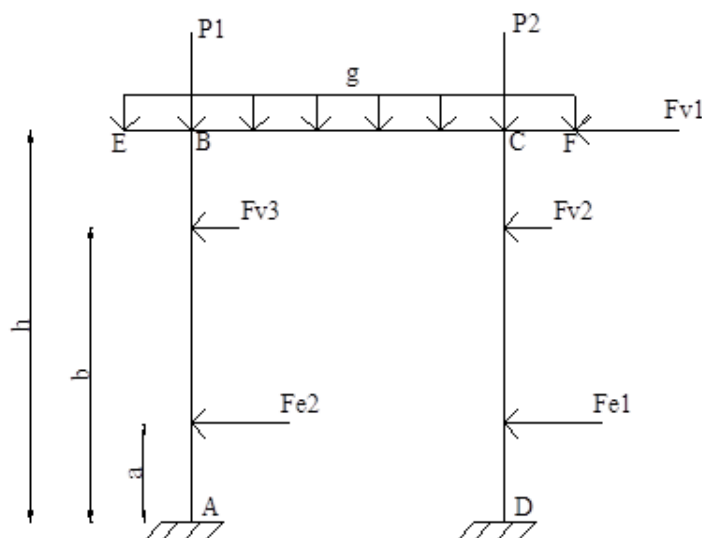


Figure 90 : Modélisation pour le calcul du chevêtre et de la colonne

Pour l'étude, on va considérer 2 cas différents :

- 1^{er} cas : vent extrême. En effet, il n'y a aucune surcharge d'exploitation car il n'existe pas de circulation de véhicules ;
- 2^{ème} cas : vent normal. Dans ce cas, il y a des surcharges d'exploitation.

b. 1^{er} cas : vent extrême

b.1. Charges à considérer

✓ Combinaison d'actions à l'ELS :

On a la combinaison d'actions suivante : $G + Q + W$

Où G désigne la charge permanente, Q la surcharge d'exploitation et W l'effet du vent.

Les valeurs des charges appliquées sur la colonne et chevêtre à l'ELS sont fournies dans le tableau 112.

Tableau 112: Valeurs des charges appliquées sur la colonne et chevêtre à l'ELS

F_{v1} [T]	F_{v2} [T]	F_{v3} [T]	F_{e1} [T]	F_{e2} [T]	P_1 [T]	P_2 [T]	g [T/m]
140,13	30,14	15,07	76,87	76,87	733,38	733,38	15,00

✓ Combinaison d'actions à l'ELU :

On a la combinaison d'actions : $1,35G + 1,5Q + 1,5W$

Les valeurs des charges appliquées sur la colonne et chevêtre à l'ELU sont fournies dans le tableau 113.

Tableau 113: Valeurs des charges appliquées sur la colonne et chevêtre à l'ELU

F_{v1} [T]	F_{v2} [T]	F_{v3} [T]	F_{e1} [T]	F_{e2} [T]	P_1 [T]	P_2 [T]	g [T/m]
210,20	45,22	22,61	103,77	103,77	990,06	990,06	20,25

b.2. Calcul des coefficients mécaniques

Les poutres sont d'inertie constante. Puis, les coefficients de rigidité de chaque poutre s'expriment par : $R = \frac{4EI}{L}$; avec : I : moment d'inertie de la poutre et L : longueur de chaque poutre.

$$\text{Soient } L_{AB} = 15 \text{ m ; } L_{BC} = 4,50 \text{ m ; } I_{AB} = \frac{\pi\phi^4}{64} = 0,32 \text{ m}^4 ; I_{BC} = \frac{b_{ch}e_{ch}^3}{12} = 1,27 \text{ m}^4.$$

D'où les résultats du tableau 114.

Tableau 114: Coefficients de rigidité de chaque poutre

$R_{AB} = R_{BA}$	$R_{CD} = R_{DC}$	$R_{BC} = R_{CB}$
0,086E	0,086E	1,125E

Tous les coefficients de transmission λ de la poutre sont égaux à 0,5.

b.3. Moments d'encastrement transmis

Les valeurs des moments d'encastrement transmis sont représentées sur le tableau 115.

Tableau 115: Valeurs des moments d'encastrement transmis à l'ELS

μ_{AB} [Tm]	μ_{BA} [Tm]	μ_{BC} [Tm]	μ_{CB} [Tm]	μ_{CD} [Tm]	μ_{DC} [Tm]
-198,90	109,30	25,31	-25,31	137,60	-227,20

b.4. Moments transmis par chaque poutre

Le nombre de nœuds est égal à 2 et il y a un déplacement horizontal, donc le nombre d'inconnues est égal à 3 : θ_B , θ_C , φ_{AB} .

Le moment transmis par chaque poutre est généralement de la forme :

$$M_{AB} = \mu_{AB} + \lambda_{BA}R_{BA}\theta_B - (1 + \lambda_{AB})R_{AB}\varphi_{AB} ;$$

$$M_{BA} = \mu_{BA} + R_{BA}\theta_B - (1 + \lambda_{BA})R_{BA}\varphi_{AB} ;$$

$$M_{BC} = \mu_{BC} + R_{BC}\theta_B + \lambda_{CB}R_{CB}\theta_C ;$$

$$M_{CB} = \mu_{CB} + R_{CB}\theta_C + \lambda_{BC}R_{BC}\theta_B ;$$

$$M_{CD} = \mu_{CD} + R_{CD}\theta_C - (1 + \lambda_{CD})R_{CD}\varphi_{AB} ;$$

$$M_{DC} = \mu_{DC} + \lambda_{CD}R_{CD}\theta_C - (1 + \lambda_{DC})R_{DC}\varphi_{AB}.$$

Équilibre de chaque nœud :

$$\text{Nœud B : } -M_{BA} - M_{BC} + M_{BE} = 0 ;$$

$$\text{Nœud C : } -M_{CB} - M_{CD} + M_{CF} = 0.$$

Après avoir écrit l'équilibre de chaque nœud et en faisant une projection horizontale des forces appliquées, on a les équations suivantes :

$$E \times \begin{pmatrix} 1,211 & 0,563 & -0,129 \\ 0,563 & 1,211 & -0,129 \\ -0,129 & -0,129 & -0,514 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \varphi_{AB} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} 181,090 \\ -104,790 \\ -3183,528 \end{pmatrix}$$

Après résolution des équations ci-dessus, on trouve :

$$\begin{Bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \varphi_{AB} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{pmatrix} 675,86 \\ 234,68 \\ 5965,11 \end{pmatrix}$$

Les résultats sont énumérés dans le tableau 116.

Tableau 116: Valeurs des moments dans chaque poutre à l'ELS pour le 1^{er} cas

M_{AB} [Tm]	M_{BA} [Tm]	M_{BC} [Tm]	M_{CB} [Tm]	M_{CD} [Tm]	M_{DC} [Tm]	M_{BE} [Tm]	M_{CF} [Tm]
-977,61	-614,57	622,07	578,14	-570,64	-1005,77	7,5	7,5

Vérification de l'équilibre des nœuds :

$$\text{Nœud B : } 614,57 - 622,07 + 7,5 = 0 ;$$

$$\text{Nœud C : } -578,14 + 570,64 + 7,5 = 0.$$

L'équilibre des nœuds est vérifié.

En suivant les mêmes étapes, on trouve les résultats du tableau 117.

Tableau 117: Valeurs des moments dans chaque poutre à l'ELU pour le 1^{er} cas

M_{AB} [Tm]	M_{BA} [Tm]	M_{BC} [Tm]	M_{CB} [Tm]	M_{CD} [Tm]	M_{DC} [Tm]	M_{BE} [Tm]	M_{CF} [Tm]
-1419,15	-912,92	923,04	860,17	-850,05	-1461,78	10,13	10,13

b.5. Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant pour la poutre BC est donné par l'expression :

$$V_{BC} = \tau_{BC} + \frac{M_{BC} + M_{CB}}{L_{BC}}$$

Avec : τ_{BC} , l'effort tranchant en supposant la poutre isostatique.

On a le tableau 118 suivant.

Tableau 118: Efforts tranchants du chevrete à l'ELS et à l'ELU pour le 1^{er} cas

	V_{BC} [T]	V_{CB} [T]
ELS	300,46	232,96
ELU	441,83	350,71

c. 2^{ème} cas : vent normal

Dans ce cas, on considère les surcharges d'exploitation.

En suivant la même procédure que dans le premier cas, on trouve les résultats indiqués dans les tableaux 119, 120 et 121.

Tableau 119: Valeurs des moments dans chaque poutre à l'ELS pour le 2^{ème} cas

M _{AB} [Tm]	M _{BA} [Tm]	M _{BC} [Tm]	M _{CB} [Tm]	M _{CD} [Tm]	M _{DC} [Tm]	M _{BE} [Tm]	M _{CF} [Tm]
-675,63	-337,91	345,41	325,39	-317,89	-673,23	7,5	7,5

Tableau 120: Valeurs des moments dans chaque poutre à l'ELU pour le 2^{ème} cas

M _{AB} [Tm]	M _{BA} [Tm]	M _{BC} [Tm]	M _{CB} [Tm]	M _{CD} [Tm]	M _{DC} [Tm]	M _{BE} [Tm]	M _{CF} [Tm]
-966,16	-497,92	508,05	481,05	-470,92	-962,96	10,13	10,13

Tableau 121: Efforts tranchants du chevêtre à l'ELS et à l'ELU pour le 2^{ème} cas

	V _{BC} [T]	V _{CB} [T]
ELS	182,82	115,32
ELU	265,36	174,24

II. Dimensionnement des armatures du chevêtre

Pour la détermination des éléments d'infrastructure en BA, on va suivre les étapes suivantes :

- A l'ELU :

Soient : M_u ; M_{ser} ; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ;

$d = 0,9h$; $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,17$ MPa ;

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \mu_{lu} = 0,392.$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa}$$

- A l'ELS :

Soient : M_{ser} ; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 25$ MPa; $f_e = 400$ MPa; $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15$ MPa; $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$; $\overline{\alpha}_1 = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s}$;

Moment résistant du béton : $M_{rb} = \frac{1}{2}\overline{\alpha}_1\left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3}\right)b_0d^2\overline{\sigma}_{bc}$

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0d^2\overline{\sigma}_s}$$

$$z_1 = \frac{15}{16}d \frac{40\mu_s + 1}{50\mu_s + 1}$$

La section d'armature est $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_1 \times \overline{\sigma}_s}$

L'armature minimale est : $A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d$

De ce fait, $A = \max(A_u, A_{ser}, A_{min})$

Les dimensions du chevrete sont :

- Longueur = 6,50 m ;
- Largeur = 4 m ;
- Hauteur = 1,50 m.

Pour le dimensionnement des armatures, on retient le cas le plus défavorable.

1. Armature longitudinale supérieure

On va suivre la règle BAEL91 modifiée 99. Le moment est maximal aux appuis.

On a : $M_{ser} = M_{BC} = 622,07$ T.m ; $b = 4$ m; $h = 1,50$ m et $d = 0,9 h = 1,35$ m.

Après calcul, on trouve : $A = A_{ser} = 256,12$ cm² et $A_{min} = 65,21$ cm².

Soit $A = 33HA32 = 265,39$ cm².

2. Armature longitudinale inférieure

On a : $M_{ser} = M_{CB} = 578,14$ T.m ; $b = 4$ m; $h = 1,50$ m et $d = 0,9 h = 1,35$ m.

Après calcul, on trouve : $A = A_{ser} = 237,33$ cm² et $A_{min} = 65,21$ cm².

Soit $A = 33HA32 = 265,39$ cm².

3. 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 1,50 m, alors on doit prévoir une armature de peau qui a pour section 3 cm^2 par mètre linéaire de hauteur.

$$\text{On a : } A_p = 3 \times 1,5 = 4,5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_p = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

4. Vérification de l'effort de cisaillement

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 :

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \text{ Avec } \tau_u = \frac{V_u}{b d} \text{ et } \overline{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } V_u = V_{BC} = 441,83 \text{ T}$$

$$\text{D'où, } \tau_u = 0,82 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. Etude de la colonne

Les colonnes sont sollicitées à des efforts de compression dus aux charges venant de la superstructure et du moment fléchissant dû à l'action du vent et de l'eau. Elles sont donc soumises à des flexions composées. On va prendre la colonne DC qui est la plus sollicitée.

1. Détermination des efforts

On va donc suivre la règle BAEL 91 modifiée 99.

Une section circulaire est partiellement comprimée si l'effort normal N_{ser} est situé à l'extérieur du noyau central. C'est-à-dire : $e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{D}{8}$ avec D le diamètre de la colonne.

Dans notre cas, on va considérer la colonne DC qui est la plus sollicitée :

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1005,77}{985,88} = 1,02 \text{ m} > \frac{D}{8} = 0,20 \text{ m}$$

Aussi, notre section est partiellement comprimée. On doit de ce fait chercher le moment fléchissant au niveau du centre de gravité du béton. On va d'abord calculer les excentricités.

a. Excentricité du 1^{er} ordre :

L'excentricité du 1^{er} ordre est donnée par la formule :

$$e_1 = \frac{\sum \gamma_j M_{jGo}}{\sum \gamma_i N_i} + e_a$$

Avec : $\sum \gamma_j M_{jGo} = 1461,78 \text{ T.m}$: moment fléchissant à l'ELU ;

$\sum \gamma_i N_i = N_u = 1352,44 \text{ T}$: effort normal à l'ELU au pied de la colonne ;

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{l_0}{250}\right) = \max\left(2\text{cm} ; \frac{1500}{250}\right) = 6\text{cm} : \text{excentricité additionnelle.}$$

$$\text{D'où : } e_1 = \frac{1461,78}{1352,44} + 0,06 = 1,14 \text{ m.}$$

b. Vérification de stabilité de forme

On compare $\frac{l_f}{D}$ à $\max\left(15 ; 20 \frac{e_1}{D}\right)$ où D est le diamètre de la colonne.

Avec : $D = 1,60 \text{ m}$: diamètre de la colonne ;

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 15 = 10,5 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{D} = \frac{10,5}{1,6} = 6,56 < \max\left(15 ; 20 \frac{1,14}{1,6}\right) = 15$$

Ceci implique qu'on va faire le calcul en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire l'excentricité du second ordre.

c. Excentricité du second ordre

$$\alpha = \frac{M_1^L(G + \sum \psi_{2i} Q_i)}{M_1(G + Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i)}, \text{ soit } \alpha = 1$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 D} (2 + \alpha \varphi) = \frac{3 \times 10,5^2}{10^4 \times 1,6} (2 + (1 \times 2)) = 0,08 \text{ m}$$

Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée : $\sum \gamma_i N_i = 1352,44 \text{ T}$

D'où le moment fléchissant au niveau du centre de gravité du béton est :

$$M_G = N(e_1 + e_2) = 1352,44 \times (1,14 + 0,08) = 1654,76 \text{ T.m}$$

2. Détermination des armatures

a. Armature longitudinale

La section d'armature est donnée par la formule :

$$\rho = \frac{4A_{ed}}{\pi D^2 f_{bc}}$$

Avec : ρ la fonction de coefficient v ; μ_G et $\frac{c}{D}$

$$V = \frac{N}{\pi D^2 f_{bc}} = \frac{1352,44}{\pi \times 1,6^2 \times 14,17 \times 100} = 0,12$$

$$\mu_G = \frac{4M_G}{\pi D^3 f_{bc}} = \frac{4 \times 1654,76}{\pi \times 1,6^3 \times 14,17 \times 100} = 0,36$$

En utilisant l'abaque d'interaction en ANNEXE N°6, on a : $\rho = 1,06$

$$D'où, A = \frac{\rho \pi D^2 f_{bc}}{4 f_{ed}} = 86,76 \text{ cm}^2.$$

Soit $A = 12HA32 = 96,50 \text{ cm}^2$.

b. Armature transversale

Le diamètre des armatures transversales est $\frac{1}{3} \phi_l \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm}$

Avec : $\phi_l = 32 \text{ mm}$: diamètre de l'armature longitudinale

On prend $\phi_t = 12 \text{ mm}$.

Leur espacement doit respecter la relation suivante :

$$s_t \leq \min[40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} ; 15\phi_{l \min}]$$

Où a désigne le diamètre de la colonne. Ici $a = 1,6 \text{ m}$.

Donc, $s_t \leq \min[40 \text{ cm} ; 170 \text{ cm} ; 48 \text{ cm}]$.

On prend $s_t = 25 \text{ cm}$.

IV. Dimensionnement de la semelle sous pile

1. Descente des charges

- Poids propre de la superstructure : $G = 1466,75 \text{ T}$;
- Chevêtre : $1,50 \times 6,5 \times 4 \times 2,5 = 97,5 \text{ T}$;
- Colonnes : $2 \times \pi \times (1,62/4) \times 15 \times 2,5 = 150,72 \text{ T}$;
- Semelle : $10 \times 7 \times 1 \times 2,5 = 175 \text{ T}$;

- Surcharge de chaussée : $Q_{A(l)} = 258,37 \text{ T}$;
- Surcharge de trottoir : $Q_{A(t)} = 28,39 \text{ T}$.

La charge totale est :

A l'ELU : $N_u = 2981,60 \text{ T}$;

A l'ELS : $N_s = 2176,73 \text{ T}$.

Nombre de pieux sous semelle : $n = \frac{N_u}{Q_{adm}} 1,4$

Avec $Q_{adm} = 362,50 \text{ T}$: force portante admissible d'un pieu. Soit $n = 12$ pieux.

2. Disposition constructive

Pour un fonctionnement correct de la bielle, on admet que son angle d'inclinaison est définie 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 : $D_p = 1,6 \text{ m}$: diamètre de la colonne ;

$h = 1 \text{ m}$: hauteur de la semelle ;

Ce qui donne $b' = 2,48 \text{ m}$.

- b. Hauteur utile des armatures tendues

Cette hauteur est définie par la relation : $0,5 \left(b' - \frac{D_p}{2} \right) \leq d \leq 0,7 \left(b' - \frac{D_p}{2} \right)$.

C'est-à-dire : $0,839 \leq d \leq 1,175$. On prend $d = 0,95 \text{ m}$.

- c. État limite ultime de la compression de la bielle

Au niveau de la tête du pieu, on doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{1}{3S} \left(1,35 G_{semelle} + \frac{P_u}{\sin^2 \theta} \right) \leq 0,9 f_{c28}$$

Où : $S = 0,79 \text{ m}^2$: section d'un pieu ;

$P_u = 2981,60 - (1,35 \times 175) = 2745,35 \text{ T}$: force transmise à la semelle par les colonnes.

Ainsi on a : $20,87 \text{ MPa} \leq 22,50 \text{ MPa}$: la condition est vérifiée.

d. État limite du cisaillement du béton

La condition est $\tau_u \leq 1,5f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$.

Avec : $\tau_u = \frac{N_u}{2b_s d} = \frac{2981,60}{2 \times 7 \times 0,95} = 2,24 \text{ MPa} \leq 3,15 \text{ MPa}$: la condition est vérifiée.

e. État limite de résistance

e.1. Armatures principales

Pour notre cas, la fissuration est préjudiciable. Les armatures principales inférieures équilibrent la composante horizontale de la bielle. La section des armatures doit être majorée de 50 % afin de respecter l'état limite d'ouverture des fissures. La section d'armature est déterminée par la relation qui suit :

$$A = \frac{1,5N_u}{2 \frac{f_e}{\gamma_s} \tan \theta}$$

On a : $A = 269,73 \text{ cm}^2$.

Soit $A = 22\text{HA}40 = 276,45 \text{ cm}^2$.

e.2. Armatures complémentaires

Elles sont destinées à reprendre les moments de torsion résultant des écarts d'implantations.

✓ Armatures supérieures :

$A' \geq 10 \% A = 27,65 \text{ cm}^2$. On prend $A' = 22\text{HA}14$.

✓ Armatures transversales :

Ces armatures sont constituées par des cadres ou épingles, répartis sur la largeur de la semelle. Sa section est telle que :

$$\begin{cases} \frac{A_v}{db} = \frac{1}{4} \times \frac{\tau_u}{f_{t28}} \times \frac{A}{db} \\ A_v \geq 0,2 \times \frac{A}{bd} \end{cases}$$

On a : $A_v = 73,78 \text{ cm}^2$. On prend également un cadre HA25 et 22 épingles HA25.

✓ Armatures horizontales :

Elles sont constituées par des cadres répartis entre les armatures inférieures et supérieures. Leur section totale est égale à :

$$A_h = A \times \left(\frac{\tau_u}{4f_{t28}} \right) - A'$$

On a : $A_h = 39,92 \text{ cm}^2$. A_h doit être supérieur à $10 \% A = 27,65 \text{ cm}^2$.

On prend $A_h = 15\text{HA}16 = 30,15 \text{ cm}^2$.

✓ Armatures 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 $A_p = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

D. ETUDE DE LA CULEE

I. Mur garde grève

1. Dimensions

- Longueur : 9 m ;
- Hauteur : 2,69 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

La poussée et charge d'exploitation du remblai sur le mur garde grève est représentée sur la figure 91.

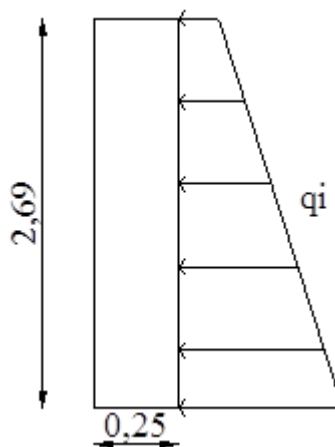


Figure 91 : Poussée et charge d'exploitation du remblai sur le mur garde grève

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 horizontal et $\sigma_v = \gamma h \cos \beta$ pour un sol incliné d'un angle β sur l'horizontale).

En tenant compte des hypothèses ci-dessus et d'après la théorie de RANKINE, la contrainte de poussée q_i est :

$$q_i = k_{ay} \gamma h + q k_{aq}$$

Avec : k_{ay} le coefficient de poussée du remblai et déterminé par la formule de PONCELET :

$$k_{ay} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \frac{c}{\gamma h} \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) : \text{Sols cohérent et frottant.}$$

$$\text{On a : } k_{ay} = 0,574$$

$$k_{aq} = k_{ay} = 0,574 : \text{coefficient de surcharge du remblai.}$$

$$\text{D'où } q_i = 1,033h + 0,574$$

La poussée suit une distribution trapézoïdale dont la résultante se trouve à 1,03 m au-dessus de la base du mur garde grève.

La force de poussée par mètre linéaire est obtenue par intégration :

$$Q = \int_0^{2,69} (1,033h + 0,574) dh = 5,28 \text{ T/ml}$$

$$\text{Le moment maximal dû à cette force est : } M_r = Q \times 1,03 = 5,43 \text{ Tm/ml.}$$

b. Poussée due aux surcharges de remblai

La sollicitation la plus défavorable est l'effet des deux roues arrières de 6 T de deux camions placés de telle manière à ce que les rectangles d'impacts soient de la face arrière du mur garde grève.

Cette charge est équivalente à une charge 12 T répartie sur un rectangle de dimension 0,25 m × 0,75 m et se diffuse sous un angle de 45° comme le montre la figure 92.

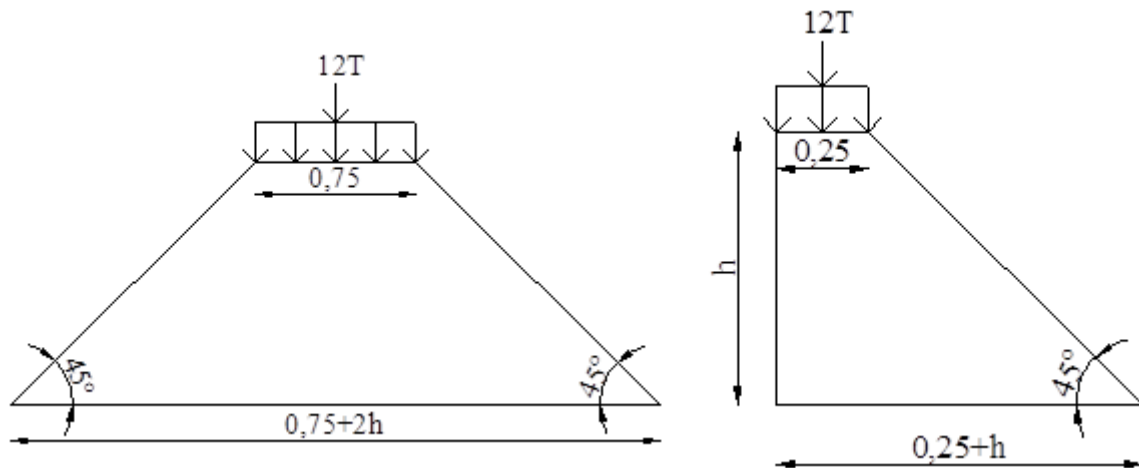


Figure 92 : Distribution de la surcharge de remblai

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 : $K = 0,76$

Ainsi on a : $M_q = 6,76 \text{ Tm/ml}$.

L'effort tranchant est : $V_q = 12K \int_0^{2,65} (0,25 + x) dx = 39,01 \text{ T}$

Soit $V_q = 4,33 \text{ T/ml}$.

c. Force de freinage

Le moment créé par le camion B_c sur le mur garde grève est : $M_f = \frac{6h}{0,25+2h} q$.

Où $q = 1 \text{ T/m}^2$: charge du remblai.

Ce qui donne $M_f = 2,87 \text{ Tm/ml}$.

L'effort tranchant est : $V_f = 6 \text{ T}$ (égal au poids d'une roue du camion B_{c30}).

Soit $V_f = 0,67 \text{ T/ml}$.

3. Calcul des armatures

Le mur garde grève travaille en flexion simple.

Les combinaisons d'action à considérer sont les suivantes :

- A l'ELU :

$$M_u = 1,35M_r + 1,5 (M_q + M_f) ;$$

$$V_u = 1,35V_r + 1,5 (V_q + V_f)$$

- A l'ELS :

$$M_s = M_r + M_q + M_f ;$$

$$V_s = V_r + V_q + V_f$$

Les sollicitations à considérer pour le mur garde grève sont représentées dans le tableau 122.

Tableau 122: Sollicitations à considérer pour le mur garde grève

ETATS LIMITES	MOMENTS [Tm/ml]	EFFORTS TRANCHANTS [T]
ELU	21,78	14,63
ELS	15,06	10,28

a. Armature longitudinale

La figure 93 ci-dessous illustre le Schéma de calcul pour le ferrailage du mur garde grève.

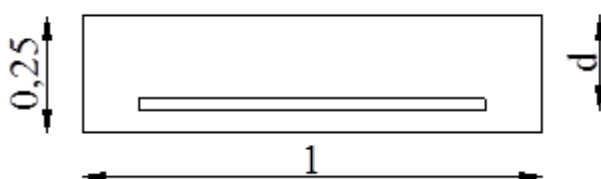


Figure 93 : Schéma de calcul pour le ferrailage du mur garde grève

Soit $d = 22 \text{ cm}$

A l'ELU : $A_u = 35,49 \text{ cm}^2$;

A l'ELS : $A_s = 41,05 \text{ cm}^2$;

$A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2$.

On prend $A = A_s = 40,44 \text{ cm}^2$. Soit $A = 9\text{HA}25 = 44,17 \text{ cm}^2$ espacés de 8,94 cm.

b. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{3} = 14,72 \text{ cm}^2 ;$$

Soit $A_r = 9\text{HA}16 = 18,09 \text{ cm}^2$.

c. Vérification de l'effort tranchant

$$\text{Contrainte tangentielle sollicitant : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14,63}{1 \times 0,22} = 66,50 \text{ T/m}^2 = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte tangentielle limite : } \overline{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

D'après ces résultats, on a : $\tau_u < \overline{\tau}_u$ et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

II. Mur en retour

1. Dimensions

Soit le mur en retour de la figure 94.

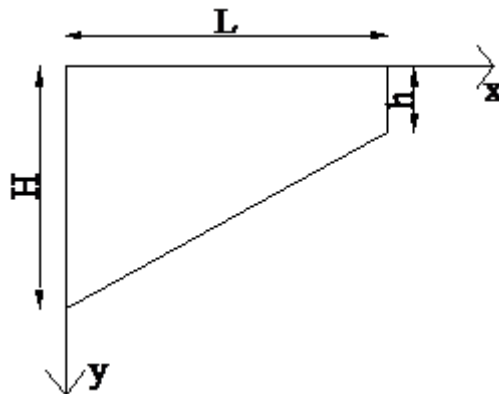


Figure 94: Mur en retour

On a : $L = 3\text{ m}$; $H = 3,49\text{ m}$; $h = 1\text{ m}$ 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 :

- Poids propre : $P = S \times e \times 2,5 = 6,74 \times 0,25 \times 2,5 = 4,21 \text{ T}$;
- Charge verticale de 4 T.

A l'encastrement, on a les efforts : $M_v = P \times X_G + 4 (L - 1)$ et $V_v = P + 4$

Avec $X_G = 1,22 \text{ m}$: position du centre de gravité du mur suivant l'axe x.

Soient $M_v = 13,15 \text{ T.m}$ et $V_v = 8,21 \text{ T}$.

b. Sollicitations dues aux charges horizontales

Les forces horizontales sont constituées par la force concentrée de 2 T appliquée à 1 m de l'extrémité du mur et de poussée du sol du remblai. L'intensité de la poussée répartie sur toute la surface est de : $(Y_G + 0,5) [\text{T/m}^2]$ dont la résultante est appliquée au centre de gravité du mur.

- Moment fléchissant : $M_h = (Y_G + 0,5) \times S \times X_G + 2 (L - 1)$;
- Effort tranchant : $V_h = (Y_G + 0,5) \times S + 2$.

Où $Y_G = 0,74 \text{ m}$ est la position du centre de gravité du mur suivant l'axe y.

Ainsi, on a : $M_h = 14,23 \text{ T.m}$ et $V_h = 10,38 \text{ T}$.

Aux états limites, on a les efforts décrits dans le tableau 123.

Tableau 123: Sollicitations à considérer pour le mur en retour

ETATS LIMITES	DUS AUX CHARGES VERTICALES		DUS AUX CHARGES HORIZONTALES	
	Moments [Tm]	Efforts tranchant [T]	Moments [Tm]	Efforts tranchant [T]
ELU	17,75	11,08	19,21	14,02
ELS	13,15	8,21	14,23	10,38

3. Calculs des armatures

- a. Armature équilibrant le moment dû aux charges verticales

Elle est représentée sur la figure 95.

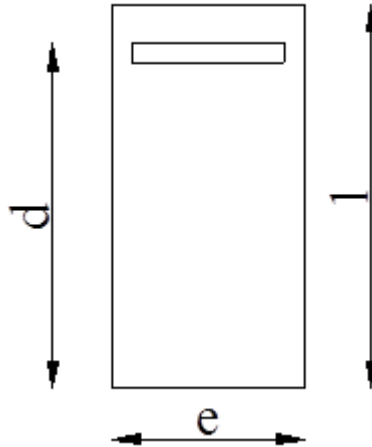


Figure 95: Schéma de calcul pour le ferraillage du mur en retour sous les charges verticales

a.1. 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 : $M_u = 5,09 \text{ Tm/ml}$ et $A_u = 1,64 \text{ cm}^2$;

A l'ELS : $M_s = 3,77 \text{ Tm/ml}$ et $A_s = 2,24 \text{ cm}^2$;

$A_{\min} = 2,72 \text{ cm}^2$. Donc, on prend $A = A_{\min} = 2,72 \text{ cm}^2$. Soit $A = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

a.2. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{3} = 1,05 \text{ cm}^2 ;$$

Soit $A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2$.

a.3. Vérification de la contrainte tangentielle

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3,18}{0,25 \times 0,90} = 14,11 \text{ T/m}^2 = 0,14 \text{ MPa} ;$$

$$\overline{\tau_u} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

D'après ces résultats, on a : $\tau_u < \overline{\tau_u}$ et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. Armature équilibrant le moment dû aux charges horizontales

Elle est désignée par la figure 96.

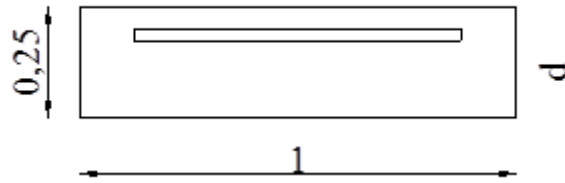


Figure 96 : Schéma de calcul pour le ferrailage du mur en retour sous les charges horizontales

b.1. Armatures principales

On a : $d = 0,22 \text{ m}$; $M_u = 6,40 \text{ Tm/ml}$; $M_s = 4,74 \text{ Tm/ml}$

A l'ELU : $A_u = 8,80 \text{ cm}^2$;

A l'ELS : $A_s = 12,05 \text{ cm}^2$;

$A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2$. On prendra $A = A_s = 12,05 \text{ cm}^2$. Soit $A = 8\text{HA}14 = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

b.2. Armature de répartition

$A_r = \frac{A}{3} = 4,10 \text{ cm}^2$, soit $A_r = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

b.3. Armatures transversales

On a : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{4,67}{1 \times 0,22} = 21,24 \text{ T/m}^2 = 0,21 \text{ MPa}$;

$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$.

D'après ces résultats, on a : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. Mur de front

1. Les sollicitations

Le mur de front est sollicité par :

- Le poids du mur garde grève ;
- Le poids du mur en retour ;
- Le poids du sommier ;
- Le poids de la dalle de transition ;

- Son poids propre ;
 - La poussée de terre ;
 - Les réactions du tablier sous les charges permanentes, les surcharges, le gradient thermique et les effets hyperstatiques du fluage, du câble éclisse de la travée centrale et du câble extérieur ;
 - 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 : $q_0 = k_{aq}q = 0,574 \text{ T/m}^2$

$$q_1 = k_{a\gamma} \gamma H + q_0 = 8,31 \text{ T/m}^2$$

$H = 7,49 \text{ m}$: hauteur du mur de front + hauteur du sommier + hauteur du mur garde grève ;

$L = 9 \text{ m}$: longueur du mur de front.

D'où, $Q = 299,53 \text{ T}$. Soit $Q = 33,28 \text{ T/ml}$.

- b. Les poids propre

Pour la dalle de transition, nous prenons les dimensions obtenues dans la Partie III, Chapitre V, Paragraphe F, II.

Les poids propres des éléments constitutifs de la culée sont indiqués dans le tableau 124.

Tableau 124: Poids propre des éléments de la culée

DESIGNATIONS	VOLUMES [m ³]	MASSE VOLUMIQUE [T/ m ³]	POIDS [T]
Mur garde grève	6,05	2,5	15,13
Sommier	10,08	2,5	25,20
Mur en retour	3,37	2,5	8,43
Mur de front	36,00	2,5	90,00
Semelle	45,00	2,5	112,50
Dalle de transition	10,71	2,5	26,78
TOTAL	111,21		278,03

c. Réaction du tablier

- Poids propre de la superstructure : 85,47 T ;
- Surcharge B_c : 133,68 T ;
- Surcharge du trottoir : 3,11 T ;
- Gradient thermique : 11,86 T.
- Effet hyperstatique du fluage : 9,45 T ;
- Effet hyperstatique du câble éclisse de la travée centrale : 3,12 T ;
- Effet hyperstatique du câble de continuité extérieur : 1,72 T.

Soit $R = 248,40$ T.

d. Réaction due au freinage, au retrait et au fluage du béton

- Force de freinage : 4,96 T. Soit 0,71 T/ml ;
- Force due à la déformation du tablier : 18,41 T. Soit 2,05 T/ml.

2. Détermination des armatures du mur de front

Le mur de front est sollicité en flexion composée. Les efforts à considérer sont :

- Les moments de flexion, à la base du mur de front, dûs aux forces horizontales :
 - ❖ $M_{\text{poussée}} = 33,28 \times 2,66 = 88,46$ Tm/ml ;
 - ❖ $M_{\text{freinage}} = 0,71 \times 7,49 = 5,31$ Tm/ml ;
 - ❖ $M_{\text{déformation}} = 2,05 \times 4,99 = 10,23$ Tm/ml ;
- Les efforts normaux de compression :
 - ❖ $N_{\text{permanente}}$: en considérant le poids par mètre linéaire pour chaque élément de la culée et de la superstructure, on a 55,23 T/ml ;
 - ❖ $N_{Bc} = 133,68$ T. Soit 19,10 T/ml ;
 - ❖ $N_{\text{trottoir}} = 3,11$ T. Soit 1,56 T/ml ;
 - ❖ $N_{\Delta\theta} = 11,86$ T. Soit 1,32 T/ml ;
 - ❖ $N_{\text{fluage}} = 9,45$ T. Soit 1,05 T/ml ;
 - ❖ $N_{\text{câble éclisse}} = 3,12$ T. Soit 0,35 T/ml ;
 - ❖ $N_{\text{câble extérieur}} = 1,72$ T. Soit 0,19 T/ml.

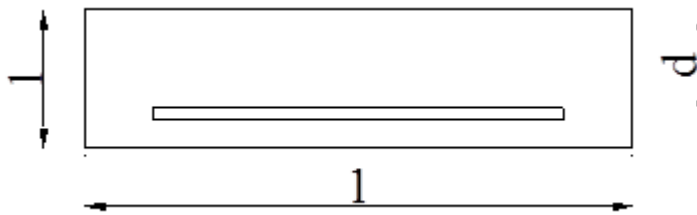
Le tableau 125 ci-après illustre cette sollicitation du mur de front.

Tableau 125: Sollicitation du mur de front

	MOMENT FLECHISSANT [Tm/ml]	EFFORT DE COMPRESSION [T/ml]
ELU	141,20	108,55
ELS	104	78,80

a. Armature principale

On va suivre la règle BAEL 91 modifiée 99 pour la détermination des armatures. Le schéma de calcul pour le ferrailage du mur de front est illustré sur la figure 97.

**Figure 97 :** Schéma de calcul pour le ferrailage du mur de front

La position du centre de pression est : $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{141,20}{108,55} = 1,30 \text{ m}$;

Le coefficient de remplissage est donné par : $\psi_1 = \frac{N_u}{b h f_{bc}} = 0,05$

Comme ψ_1 est inférieur à 0,81, on détermine la valeur de l'excentricité critique relative par la relation :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 + 12\psi_1})} = 0,16$$

On a $e_{NC} = \xi \times h = 0,16 \text{ m}$.

D'après BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (page 175), si $e > e_{NC}$, la section est partiellement comprimée et l'état limite ultime peut ne pas être atteint (effort faibles).

Pour le dimensionnement des sections partiellement comprimées, on calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$.

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 184,62 \text{ Tm/ml}$$

Où $d = 0,9 \text{ m}$.

La section d'acier correspondant à ce moment fictif est : $A_{s \text{ fictif}} = 64,68 \text{ cm}^2$.

La section réelle d'aciers tendus vaut : $A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 33,47 \text{ cm}^2$

Avec $\sigma_{su} = f_{ed} = 347,83 \text{ MPa}$.

La section minimale est : $A_{s \min} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 10,87 \text{ cm}^2$

Finalement, on prend $A = A_s = 33,47 \text{ cm}^2$. Soit $A = 12\text{HA}20 = 37,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

b. Armatures de répartition

On a : $A_r = \frac{A}{3} = 12,56 \text{ cm}^2$, soit $A_r = 9\text{HA}14 = 13,85 \text{ cm}^2$.

c. Vérification de la contrainte tangentielle

On a : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{(1,35(33,28 + 2,05)) + (1,5 \times 0,71)}{1 \times 0,90} = 54,18 \text{ T/m}^2 = 0,54 \text{ MPa}$.

$\overline{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

$\tau_u < \overline{\tau}_u$: les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV. Dimensionnement de la semelle sous culée

1. Descente des charges

- Charge permanente : 363,50 T ;
- Surcharge : 136,79 T ;
- Gradient thermique : 11,86 T ;
- Effet hyperstatique du fluage : 9,45 T ;
- Effet hyperstatique du câble éclipse de la travée centrale : 3,12 T ;
- Effet hyperstatique du câble de continuité extérieur : 1,72 T.
- A l'ELU : $N_u = 722,91 \text{ T}$;
- A l'ELS : $N_s = 526,44 \text{ T}$.

2. Disposition constructive

a. Nombre de pieux sous semelle

Le nombre de pieu sous culée est donné par la formule : $n = \frac{N_u}{Q_{adm}} 1,6$

Avec $Q_{adm} = 362,50 \text{ T}$: force portante admissible d'un pieu. Soit $n = 4$ pieux.

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 $\theta = 50^\circ$.

b. Distance entre axe des pieux

Elle est définie par la relation suivante :

$$b' = \frac{D_p}{2} + \frac{2h}{\tan\theta}$$

Avec : $D_p = 1$ m : épaisseur du mur de front ;

$h = 1$ m : hauteur de la semelle ;

Ce qui donne $b' = 2,18$ m.

3. Hauteur utile des armatures tendues

Elle est déterminée par la relation: $0,5 \left(b' - \frac{D_p}{2} \right) \leq d \leq 0,7 \left(b' - \frac{D_p}{2} \right)$.

C'est-à-dire : $0,839 \leq d \leq 1,175$. On prend $d = 0,95$ m.

4. État limite de la compression de la bielle

a. Au niveau de la base du mur de front

On doit vérifier la condition :

$$\frac{N_{uf}}{S_f \sin^2 \theta} \leq 0,9f_{c28}$$

Avec : $N_{uf} = 722,91 - (1,35 \times 112,50) = 571,04$ T ;

$S_f = 1 \times 9 = 9$ m² : section du mur de front.

Après calcul, on trouve $1,08$ MPa $\leq$ $22,5$ MPa.

La condition est vérifiée.

b. Au niveau de la tête du pieu

On doit vérifier la relation :

$$\frac{1}{3S_p} \left(1,35G_{\text{semelle}} + \frac{N_{uf}}{\sin^2 \theta} \right) \leq 0,9f_{c28}$$

Où : $S_p = 0,79$ m² : section d'un pieu ;

G_{semelle} : poids propre de la semelle ;

Ainsi on a : $4,78$ MPa $\leq$ $22,5$ MPa.

La condition est vérifiée.

5. État limite de cisaillement du béton

La contrainte tangentielle $\tau_u = \frac{N_u}{2b_s d}$ doit être inférieure à $1,5f_{t28} = 3,15$ MPa.

On a : $\tau_u = \frac{722,91}{2 \times 4,5 \times 0,95} = 84,55 \text{ T/m}^2 = 0,85 \text{ MPa} \leq 3,15 \text{ MPa}$.

La condition est vérifiée, le cisaillement du béton n'est pas à craindre.

6. État limite de résistance

a. Armatures principales

Pour notre cas, la fissuration est préjudiciable. Les armatures principales inférieures équilibrent la composante horizontale de la bielle. La section des armatures doit être majorée de 50 % afin de respecter l'état limite d'ouverture des fissures.

Sa section est donnée par la formule : $A = \frac{1,5N_u}{2 \frac{f_e}{\gamma_s} \tan \theta}$

On trouve $A = 65,40 \text{ cm}^2$. Soit $A = 9\text{HA}32 = 72,38 \text{ cm}^2$.

b. Armatures complémentaires

Elles sont destinées en partie, de reprendre les éventuels moments de torsion résultant des écarts d'implantation.

b.1. Armatures supérieures

$A' \geq 10 \% A = 7,24 \text{ cm}^2$. Soit $A' = 9\text{HA}12 = 10,17 \text{ cm}^2$.

b.2. Armatures transversales

Ces armatures sont constituées par des cadres ou épingles répartis sur la largeur de la semelle. La section est donnée par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{A_v}{db} = \frac{1}{4} \times \frac{\tau_u}{f_{t28}} \times \frac{A}{db} \\ A_v \geq 0,2 \times \frac{A}{bd} \end{cases}$$

Après calcul, on a $A_v = 6,58 \text{ cm}^2$ et $A_v \geq 3,23 \text{ cm}^2$.

On prend un cadre HA12 et 9 épingles HA12.

b.3. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont constituées par des cadres réparties entre les armatures inférieures et supérieures.

Leur section est : $A_h = \left(\frac{\tau_u}{4f_{t28}} \right) A - A'$

Avec une section minimale égale à 10 % A.

Après calcul, on trouve une valeur négative, donc, on va prendre 10 % A = 7,24 cm².

On prend $A_h = 7HA12 = 7,91 \text{ cm}^2$.

b.4. Armatures de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne de la semelle. Leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur du parement vertical de la semelle. Soit $A_p = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

E. ETUDE DES PIEUX

D'après l'étude faite dans la Partie II, Chapitre III, Paragraphe C, IV, la capacité portante admissible est égale à $Q_{adm} = 362,50 \text{ T}$.

I. Descente des charges

D'après les études précédentes, on a les charges verticales suivantes :

- Sous la pile :
 - ❖ A l'ELU : $N_u = 2981,60 \text{ T}$;
 - ❖ A l'ELS : $N_s = 2176,73 \text{ T}$;
- Sous la culée :
 - ❖ A l'ELU : $N_u = 722,91 \text{ T}$;
 - ❖ A l'ELS : $N_s = 526,44 \text{ T}$.

On calcule la charge transmise par un pieu en tenant compte du nombre de pieux sous la pile et sous la culée. On a 12 pieux sous la pile et 4 pieux sous la culée.

- Charge transmise par un pieu sous la pile :
 - ❖ A l'ELU : $Q = 2981,60 / 12 = 248,47 \text{ T}$;
 - ❖ A l'ELS : $Q = 2176,73 / 12 = 181,39 \text{ T}$;
- Charge transmise par un pieu sous la culée :
 - ❖ A l'ELU : $Q = 722,91 / 4 = 180,73 \text{ T}$;
 - ❖ A l'ELS : $Q = 526,44 / 4 = 131,61 \text{ T}$.

II. 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 $l_0 = 18$ m : longueur libre du pieu.

Soit $l_f = 12,73$ m.

L'élancement est : $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{I}} \sqrt{B} = \frac{4l_f}{\phi} = 50,91$

Alors, le coefficient de réduction α est déterminé par : $\alpha = \frac{1500}{\lambda^2} = 0,58$.

1. 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 $A_{\max} = 5 \frac{B}{100}$

$B = 0,79$ m² : aire de la section du béton ;

$p = 3,14$ m : périmètre d'un pieu exprimé en mètre.

D'où : $A_{\min} = \max[12,56; 15,70] = 15,70$ cm² ;

$A_{\max} = 392,50$ cm².

On prend $A = 6\text{HA}20 = 18,85$ cm².

On doit vérifier la condition suivante:

$$N_u \leq N_{u \text{ lim}} = \alpha \left[B_r \frac{f_{c28}}{0,9\theta\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Où : $N_u = 248,47$ T : pour la pile ;

$N_u = 180,73$ T : pour la culée.

$B_r = \frac{\pi(\phi-1)^2}{4} = 7693,79$ cm² : section réduite obtenue en retirant 1 cm

d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du pieu.

Après calcul, on a : $N_{u \text{ lim}} = 862,46$ T > N_u

La condition est vérifiée.

2. Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par : $\phi_t = \frac{1}{3}\phi_l$ 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 :

$$s_t \leq \min[40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} ; 15\phi_{l \min}]$$

Où a est la plus petite dimension transversale du pieu. Ici $a = \phi = 1 \text{ m}$.

Donc, $s_t \leq \min[40 \text{ cm} ; 110 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}]$

On prend $s_t = 25 \text{ cm}$.

3. Longueur de recouvrement

Elle est déterminée par la formule : $l_r = 0,6 \times l_s$

Où : $l_s = \frac{\phi_l}{4} \times \frac{f_e}{\tau_{su}}$: longueur de scellement droit ou longueur pour l'ancrage total ;

$\tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28}$: contrainte limite d'adhérence ;

ψ : coefficient égal à 1 pour les ronds lisses et 1,5 pour les hautes adhérences.

Par conséquent, avec $\psi = 1,5$ et $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$, on aura $\tau_{su} = 2,84 \text{ MPa}$;

$l_s = 70,55 \text{ cm}$. c'est-à-dire $l_r = 42,33 \text{ cm}$.

III. Stabilité des pieux

Le pieu est stable si : $\sum H_i L < M$ et $\sum V_i = N$

Avec : H_i : force interne du pieu ;

L : longueur du pieu ;

M : moment réduit au centre de la semelle ;

N : effort normal transmis par la semelle ;

V_i : Effort interne vertical.

1. Paramètres des pieux

On définit les paramètres constants des pieux qui sont : A, B et C (à 10^{-6} près), par :

$$A = \sum p_i d_i - \frac{1}{n} \sum p_i \sum d_i - \frac{3nI}{LS} ;$$

$$B = -\frac{1}{n} (\sum d_i)^2 + \sum d_i^2 + \frac{3nI}{S} ;$$

$$C = \sum p_i^2 - \frac{1}{n} \left(\sum p_i \right)^2 + \frac{3nI}{S}$$

Avec : p_i : pente des pieux ;

d_i : Distance entre l'axe des pieux ;

$n = 12$: nombre des pieux ;

$I = \frac{\pi \times 1^4}{64} = 0,05 \text{ m}^4$: moment d'inertie du pieu ;

$L = 18 \text{ m}$: longueur du pieu ;

$S = \frac{\pi \times 1^2}{4} = 0,79 \text{ m}^2$: section droite des pieux.

Les valeurs de p_i , d_i sont désignées dans le tableau 126.

Tableau 126: Valeurs de p_i et d_i

N° pieu	d_i [m]	p_i	$p_i d_i$ [m]	d_i^2 [m ²]	p_i^2
1	-3,72	0	0	13,8384	0
2	-1,24	0	0	1,5376	0
3	1,24	0	0	1,5376	0
4	3,72	0	0	13,8384	0
5	-3,72	0	0	13,8384	0
6	-1,24	0	0	1,5376	0
7	1,24	0	0	1,5376	0
8	3,72	0	0	13,8384	0
9	-3,72	0	0	13,8384	0
10	-1,24	0	0	1,5376	0
11	1,24	0	0	1,5376	0
12	3,72	0	0	13,8384	0
Somme	0	0	0	92,256	0

Ainsi on a : $A = -0,125000$; $B = 94,506000$ et $C = 2,250000$.

2. Déplacement des pieux

Soient E_α , E_{δ_1} et E_{δ_2} les déplacements possibles des pieux (à 10^{-2} près).

$$E_\alpha = \frac{L}{nS} \left[\frac{A(N \sum p_i - nH) + C(nM - N \sum d_i)}{A^2 - BC} \right]$$

$$E_{\delta_1} = \frac{L}{nS} \left[\frac{B(N \sum p_i + nH) + A(nM - N \sum d_i)}{A^2 - BC} \right]$$

$$E_{\delta_2} = \frac{E_{\delta_1}}{n} + \sum p_i - \frac{E_\alpha}{n} \sum d_i - \frac{NL}{nS}$$

Les efforts internes sont caractérisés par :

$$V_i = -\frac{S}{L} (-p_i E_{\delta_1} + d_i E_\alpha + E_{\delta_2})$$

$$H_i = -\frac{3I}{L^2} \left(\frac{E_{\delta_1}}{L} + E_\alpha \right)$$

En considérant l'effet du vent normal on a :

$N = 2981,60$ T : effort normal transmis par la semelle ;

$H = 231,48$ T : effort horizontal transmis par la semelle ;

$M = 2700,14$ T.m : moment réduit au centre de la semelle.

Après calcul, les valeurs des déplacements possibles des pieux sont :

$$E_\alpha = -658,30 \text{ m ;}$$

$$E_{\delta_1} = -2322,85 \text{ m ;}$$

$$E_{\delta_2} = -5697,16 \text{ m.}$$

Les valeurs de V_i et H_i pour chaque pieu sont données dans le tableau 127.

Tableau 127: Valeurs de V_i et H_i

N° pieu	V_i [m]	H_i
1	141,66	0,36
2	212,86	0,36
3	284,06	0,36
4	355,26	0,36
5	141,66	0,36
6	212,86	0,36
7	284,06	0,36
8	355,26	0,36
9	141,66	0,36
10	212,86	0,36
11	284,06	0,36
12	355,26	0,36
Somme	2981,60	4,29

D'après le tableau 127 ci-dessus, on a :

$$(\sum H_i L = 4,29 \times 18 = 77,26 \text{ T.m}) < (M = 2700,14 \text{ T.m}) ;$$

$$\sum V_i = 2981,60 \text{ T} = N.$$

Puisque ces deux conditions sont vérifiées, on peut dire que les pieux sous pile sont stables et qu'ils travaillent tous à la compression.

CHAPITRE V : ETUDE DES EQUIPEMENTS

A. LA CHAUSSEE

La largeur de la chaussée est égale à 7 m. 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 2,5 %.

II. Profil en long

Sur les ouvrages d'art, les pentes en profil en long ne doivent pas dépasser 3,5 % ni être inférieur à 1 %. Pour permettre un écoulement normal des eaux, on prendra une pente de 1 % pour le profil en long.

III. Revêtement

On a choisi un revêtement en BBSG 0/10 pour le tablier, une épaisseur de 5 cm 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 le hourdis supérieur 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 300 g/m² de bitume. C'est-à-dire $300/0,65 = 462$ g d'ECR 65 par m² de la dalle. Pour l'exécution, on prendra un dosage de 500 g/m².

Selon la norme NF T 65 – 01, les caractéristiques que doit avoir l'ECR 65 sont :

- Teneur en eau : 34 à 36 % ;
- Pseudo viscosité à 25 °C : > 6 s.

B. LES TROTTOIRS

Comme le pont ne se trouve pas en ville, la largeur minimum de 1 m 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 2 %.

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 10 m 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 GARDES CORPS

Les gardes corps seront composés :

- D'une main-courante ou lisse. C'est la barre horizontale la plus haute ;
- Des trois sous lisses. Ce sont les barres horizontales intermédiaires ;
- Des montants principaux, également espacés et scellés dans le tablier tous les 2,40 m.

Les gardes corps auront une hauteur de 1 m 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 le pont va relier.

Ce remblai, taluté d'une pente 1/1, a une hauteur de 7 m sur une longueur total égale à 20 m.

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 1,3 Kg/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. Évidemment, 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. Prédimensionnement

- 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, la longueur prise est égale à 8,50 m ;
- Elle est directement coulée sur un béton de propreté, dosé à 250 Kg/m^3 , avec une épaisseur constante de 30 cm ;
- Sa largeur est donnée en fonction de la hauteur du remblai par la formule :

$$l = \inf [6\text{m}; \sup (3\text{m} ; 0,6H)]$$

Avec $H = 7 \text{ m}$: hauteur du remblai sous la dalle.

Alors, on a $l = 4,20 \text{ m}$.

La dalle de transition est fixée sur le corbeau par des goudjons 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

On a utilisé les règles BAEL, BPEL, Circulaire de 19 Août 1960, fascicule 61 titre I et II, fascicule 62 titre V pour le dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage.

Le tablier est composé de poutres caisson en BP de hauteur variable, construit par encorbellements successifs. L'ensemble se repose sur des appuis composés des piles et culées en BA. Les charges sont transmises vers les pieux par l'intermédiaire de la semelle de liaison. Ces pieux assurent l'ancrage, la répartition et la transmission des charges vers le sol. Des équipements sont nécessaires pour assurer la durabilité de l'ouvrage.

Après l'étude technique, on peut évaluer le coût total du projet.

PARTIE IV : EVALUATION FINANCIERE ET ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET

CHAPITRE I : 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'engin et des matériels ;
- La construction des ouvrages auxiliaires : bureau, magasin, atelier, aire de stockage, piste d'accès aux carrières, gîte et emprunts.

✓ Phase 2 :

C'est la phase de la réalisation des appuis.

- Construction des culées :
 - ❖ Forage des pieux ;
 - ❖ Confection des semelles de liaisons ;
 - ❖ Confections des différents murs ;
 - ❖ Confections des sommiers ;
 - ❖ Mise en place des appareils d'appuis.
- Confection 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 cales provisoires, des vérins et des appareils d'appuis.

✓ Phase 3 :

C'est la phase de réalisation de la superstructure.

- Réalisation du voussoir sur pile P1 et blocage sur cale provisoire par clouage ;
- Montage et assemblage des équipages mobiles ;
- Construction symétrique des voussoirs courants et mise en tension successif des câbles de fléau ;

- Démontage de l'équipage côté travée centrale ;
- Construction du voussoir de clavage de la travée de rive gauche ;
- Démontage de l'équipage côté travée de rive gauche ;
- Construction du voussoir de culée C0 sur cintre ;
- Mise en tension des câbles éclisses de la travée de rive gauche ;
- Démontage de la cale provisoire et passage sur appuis définitif sur pile P1;
- Réalisation du voussoir sur pile P2 et blocage sur cale provisoire par clouage ;
- Montage et assemblage des équipages mobiles ;
- Construction symétrique des voussoirs courants et mise en tension successif des câbles de fléau ;
- Construction du voussoir de clavage de la travée de rive droite ;
- Démontage de l'équipage côté travée de rive droite ;
- Construction du voussoir de culée C3 sur cintre ;
- Mise en tension des câbles éclisses de la travée de rive droite ;
- Démontage de la cale provisoire et passage sur appuis définitif sur pile P2;
- Construction du voussoir de clavage de la travée centrale ;
- Démontage de l'équipage côté travée centrale ;
- Mise en tension des câbles éclisses de la travée centrale ;
- Mise en tension des câbles extérieurs.

✓ Phase 4 :

C'est la phase de finition des appuis.

- Mise 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 la 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 gardes 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 déterminé par :

$$K = \frac{\left(1 + \frac{A_1}{100}\right) \times \left(1 + \frac{A_2}{100}\right)}{1 - \frac{A_3}{100} \left(1 + \frac{T}{100}\right)}$$

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 : 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 $a_1 = 1,5$ % ;
- a_2 : frais de chantier : salaire, frais de déplacement, logement de chantier, visite de chantier,... on prend $a_2 = 8$ % ;
- 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 $a_3 = 4,8$ % ;
- a_4 : assurance : c'est la responsabilité civile. On prend $a_4 = 2$ %.

D'où, on trouve $A_1 = 16,3$ %.

✓ Calcul de A_2 :

Ce sont les bénéfices bruts et frais financiers proportionnels au prix de revient. A_2 est composé de :

- a_5 : bénéfices et impôts sur le bénéfice. On prend $a_5 = 15$ % ;
- a_6 : aléas technique (modification technique, évacuation d'accident,...). On prend $a_6 = 3$ % ;

- a_7 : aléas de révision de prix. On prend $a_7 = 1,2 \%$;
- a_8 : frais généraux. On prend $a_8 = 4 \%$.

D'où, on trouve $A_2 = 23,2 \%$.

✓ Calcul de A_3 :

Ce sont les frais proportionnels aux prix de règlement avec TVA. On a $A_3 = a_9$, avec $a_9 = 1 \%$ le frais de siège. Autrement dit, l'entreprise n'est pas une entreprise locale.

Après calcul, on trouve $K = 1,45$.

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 14,10 Kg pour le câble 12T15S et égal à 22,40 Kg pour celui du 19T15S, et la longueur de chaque câble de fléau est donnée dans le tableau 62. Les résultats des calculs sont indiqués dans le tableau 128 qui suit.

Tableau 128 : Quantité des matériaux

DESIGNATIONS			UNITES	QUANTITES
ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE	Equipements	Garde-corps	ml	420
		Gargouille	ml	14,70
		Appareil d'appuis	U	8
		Cale provisoire	U	4
	Revêtement du tablier	ECR 65 (dosage : 0,5 Kg/m ²)	T	0,74
		Revêtement BBSG 6/10	T	169,05
	Voussoirs	Béton Q400	m ³	1186,49
		Acier HA	Kg	133480,13
		Câble de fléau 12T15S	Kg	21985,00
		Câble éclisse 12T15S	Kg	966,13
		Câble de continuité extérieur 19T15S	Kg	18458,50
		Câble de clouage 19T15S	Kg	8314,88
		Coffrage	m ²	7903,89

Tableau 128 : Quantité des matériaux (suite)

DESIGNATIONS			UNITES	QUANTITES
ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE	Dalle de transition	Béton Q250	m ³	3,57
		Béton Q350	m ³	21,42
		Acier HA	Kg	609,72
		Goujon	U	12
		Coffrage	m ²	15,24
	Sommier	Béton Q350	m ³	20,16
		Acier HA	Kg	1056,59
		Coffrage	m ²	33,28
	Mur garde grève	Béton Q350	m ³	12,11
		Acier HA	Kg	2366,72
		Coffrage	m ²	99,53
	Mur en retour	Béton Q350	m ³	6,74
		Acier HA	Kg	529,59
		Coffrage	m ²	90,74
	Mur de front	Béton Q350	m ³	72,00
		Acier HA	Kg	2993,31
		Coffrage	m ²	148,00
	Semelles de liaison des pieux sous culées	Béton Q400	m ³	90,00
		Béton Q250	m ³	4,50
		Acier HA	Kg	4760,61
		Coffrage	m ²	58,00
	Pieux sous culées	Forage	m ³	113,04
		Béton Q400	m ³	113,04
		Acier HA	Kg	2924,01
	Chevêtres	Béton Q350	m ³	78,00
		Acier HA	Kg	5226,00
		Coffrage	m ²	63,00
	Colonnes	Béton Q400	m ³	120,58
		Acier HA	Kg	6425,68
		Coffrage	m ²	301,44
	Semelles de liaison des pieux sous piles	Béton Q400	m ³	140,00
		Béton Q250	m ³	7,00
		Acier HA	Kg	11208,82
		Coffrage	m ²	68,00
	Pieux sous piles	Forage	m ³	339,12
		Béton Q400	m ³	339,12
		Acier HA	Kg	8772,02

Tableau 128 : Quantité des matériaux (suite)

Chaussée	Couche de roulement : BBSG 6/10	T	20,70
	Couche de base : GCNT 0/315	m ³	27,00
	Couche de fondation : GCNT 0/315	m ³	36,00
	ECM 60 (Dosage : 1,3 kg/m ²)	T	0,23
	ECR 65 (Dosage : 0,5 kg/m ²)	T	0,09
	Remblais	m ³	1190,00
	Engazonnement	m ²	140,00
Enrochement		m ³	189,56

D. SOUS DETAILS DES PRIX

On va faire quelques sous détails des prix pour déterminer les prix unitaires des éléments. Ce prix unitaire est déterminé par la formule suivante :

$$PU = K \frac{D}{R}$$

Où K = 1,45 : coefficient des déboursés ;

D : total des déboursés ;

R : rendement journalier.

Les sous détails des prix du béton Q250, Q350 et Q400, de la couche d'imprégnation, de la couche d'accrochage, ainsi que des aciers HA sont représentés dans les tableaux 129, 130, 131, 132, 133 et 134.

Tableau 129 : Sous détails des prix du béton Q250

Prix N°	201									
Désignations	Béton Q250									
Rendement R	20	m³/j								
Composante des prix			Coûts directs				Dépenses directes			Total [Ar]
Désignations		U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
Matériels	Outillages	Fft	1	Fft	1	100 000,00	100 000,00			
	Pervibrateur	Mj	6	j	1	56 000,00	336 000,00			
	Bétonnière	Mj	1	j	1	110 000,00	110 000,00			
	Camion benne	Mj	1	j	1	135 000,00	135 000,00			
Total matériels										681 000,00
Main d'œuvre	Chauffeur	Hj	1	h	8	900,00		7 200,00		
	Chef labo	Hj	1	h	1	11 000,00		11 000,00		
	Opérateur labo	Hj	1	h	8	800,00		6 400,00		
	Chef de chantier	Hj	2	h	1	1 050,00		2 100,00		
	Chef d'équipe	Hj	1	h	8	950,00		7 600,00		
	Ouvrier spécialisé	Hj	1	h	8	900,00		7 200,00		
	Manœuvre	Hj	9	h	8	600,00		43 200,00		
Total mains d'œuvre										84 700,00
Matériaux	Ciment	Kg	250	Kg	5000	570,00			2 850 000,00	
	Gravillon	m ³	0,85	m ³	17	36 000,00			612 000,00	
	Sable	m ³	0,45	m ³	9	14 000,00			126 000,00	
	Eau	L	180	L	3600	15,00			54 000,00	
Total matériaux										3 642 000,00
K = 1,45						Total déboursé D				4 407 700,00
						PU = KxD/R				319 558,25
						Arrondi à				319 600,00

Tableau 130 : Sous détails des prix du béton Q 350

Prix N°	202								
Désignations	Béton Q 350								
Rendement R	20	m³/j							
Composante des prix			Coûts directs			Dépenses directs			Total [Ar]
Désignations	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
Matériels	Outillages	Fft	1	Fft	1	100 000,00	100 000,00		
	Pervibrateur	Mj	6	j	1	56 000,00	336 000,00		
	Bétonnière	Mj	1	j	1	110 000,00	110 000,00		
	Camion benne	Mj	1	j	1	135 000,00	135 000,00		
Total matériels									681 000,00
Main d'œuvre	Chauffeur	Hj	1	h	8	900,00		7 200,00	
	Chef labo	Hj	1	h	1	11 000,00		11 000,00	
	Opérateur labo	Hj	1	h	8	800,00		6 400,00	
	Chef de chantier	Hj	2	h	1	1 050,00		2 100,00	
	Chef d'équipe	Hj	1	h	8	950,00		7 600,00	
	Ouvrier spécialisé	Hj	1	h	8	900,00		7 200,00	
	Manœuvre	Hj	9	h	8	600,00		43 200,00	
Total mains d'œuvre									84 700,00
Matériaux	Ciment	Kg	350	Kg	7000	570,00			3 990 000,00
	Gravillon	m³	0,85	m³	17	36 000,00			612 000,00
	Sable	m³	0,45	m³	9	14 000,00			126 000,00
	Eau	L	180	L	3600	15,00			54 000,00
Total matériaux									4 782 000,00
K = 1,45						Total déboursé D			5 547 700,00
						PU = KxD/R			402 208,25
						Arrondi à			402 250,00

Tableau 131 : Sous détails des prix du béton Q400

Prix N°	203									
Désignations	Béton Q 400									
Rendement R	20	m³/j								
Composante des prix			Coûts directs				Dépenses directs			Total [Ar]
Désignations		U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
Matériels	Outillages	Fft	1	Fft	1	100 000,00	100 000,00			
	Pervibrateur	Mj	6	j	1	56 000,00	336 000,00			
	Bétonnière	Mj	1	j	1	110 000,00	110 000,00			
	Camion benne	Mj	1	j	1	135 000,00	135 000,00			
Total matériels										681 000,00
Main d'œuvre	Chauffeur	Hj	1	h	8	900,00		7 200,00		
	Chef labo	Hj	1	h	1	11 000,00		11 000,00		
	Opérateur labo	Hj	1	h	8	800,00		6 400,00		
	Chef de chantier	Hj	2	h	1	1 050,00		2 100,00		
	Chef d'équipe	Hj	1	h	8	950,00		7 600,00		
	Ouvrier spécialisé	Hj	1	h	8	900,00		7 200,00		
	Manœuvre	Hj	9	h	8	600,00		43 200,00		
Total mains d'œuvre										84 700,00
Matériaux	Ciment	Kg	400	Kg	8000	570,00			4 560 000,00	
	Gravillon	m ³	0,85	m ³	17	36 000,00			612 000,00	
	Sable	m ³	0,45	m ³	9	14 000,00			126 000,00	
	Eau	L	180	L	3600	15,00			54 000,00	
Total matériaux										5 352 000,00
K = 1,45						Total déboursé D				6 117 700,00
						PU = KxD/R				443 533,25
						Arrondi à				443 550,00

Tableau 132 : Sous détails des prix de la couche d'imprégnation

Prix N°	403									
Désignations	ECM 60									
Rendement R	2	T/j								
Composante des prix			Coûts directs				Dépenses directs			Total [Ar]
Désignations		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			
	Répendeuse	U	1	j	0,5	25 000,00	12 500,00			
Total matériels										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 mains 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
K = 1,45						Total déboursé D				3 300,00
						PU = KxD/R				2 329 642,50
						Arrondi à				2 329 650,00

Tableau 133 : Sous détails des prix de la couche d'accrochage

Prix N°	402									
Désignations	ECR 65									
Rendement R	2	T/j								
Composante des prix			Coûts directs				Dépenses directs			Total [Ar]
Désignations		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			
	Répendeuse	U	1	j	0,5	25 000,00	12 500,00			
Total matériels										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 mains 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
K = 1,45						Total déboursé D				3 313 300,00
						PU = KxD/R				2 402 142,50
						Arrondi à				2 402 150,00

Tableau 134 : Sous détails des prix des aciers HA

Prix N°	204									
Désignations	Acier ordinaire HA									
Rendement R	5500	Kg/j								
Composante des prix				Coûts directs			Dépenses directs			Total [Ar]
Désignations		U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
Matériels	Outillages	Fft	1	Fft	1	45 000,00	45 000,00			
Total matériels										45 000,00
Main d'œuvre	Façonnage									
	Chef de chantier	Hj	1	h	2	1 050,00		2 100,00		2 100,00
	Chef d'équipe	Hj	1	h	4	950,00		3 800,00		3 800,00
	Ferrailleur	Hj	5	h	8	850,00		34 000,00		34 000,00
	Manœuvre	Hj	5	h	8	600,00		24 000,00		24 000,00
	Montage									
	Chef d'équipe	Hj	1	h	4	950,00		3 800,00		3 800,00
	Ferrailleur	Hj	4	h	8	850,00		27 200,00		27 200,00
	Manœuvre	Hj	10	h	8	600,00		48 000,00		48 000,00
Total mains d'œuvre										142 900,00
Matériaux	Aciers	Kg	1	Kg	5500	2 900,00			15 950 000,00	15 950 000,00
	Fils recuits	Kg	0,05	Kg	275	1 800,00			495 000,00	495 000,00
Total matériaux										16 445 000,00
K = 1,45						Total déboursé D				16 632 900,00
						PU = KxD/R				4 385,04
						Arrondi à				4 400,00

E. DETAILS QUANTITATIFS ESTIMATIFS

Le cout du projet est donné par le tableau 135 qui suit.

Tableau 135 : DQE du projet

N° de prix	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU [Ar]	MONTANT [Ar]	
100	INSTALLATION ET REPLI DU CHANTIER					
101	Installation du chantier	Fft	1	268 448 900,0	268 448 900,00	
102	Repli du chantier	Fft	1	181 259 500,0	181 259 500,00	
TOTAL INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					449 708 400,00	
200	INFRASTRUCTURE ET SUPERSTRUCTURE					
203	Pieux sous culée	Béton Q400	m³	113,04	443 550,00	50 138 892,00
204		Aciers HA	Kg	2 924,01	4 400,00	12 865 633,09
205		Forage	m³	113,04	210 600,00	23 806 224,00
203	Pieux sous pile	Béton Q400	m³	339,12	443 550,00	150 416 676,00
204		Aciers HA	Kg	8 772,02	4 400,00	38 596 899,26
205		Forage	m³	339,12	210 600,00	71 418 672,00
203	Semelle sous culée	Béton Q400	m³	90,00	443 550,00	39 919 500,00
204		Aciers HA	Kg	4 760,61	4 400,00	20 946 695,58
206		Coffrage	m²	58,00	398 300,00	23 101 400,00
202	Mur de front	Béton Q350	m³	72,00	402 250,00	28 962 000,00
204		Aciers HA	Kg	2 993,31	4 400,00	13 170 548,16
206		Coffrage	m²	148,00	398 300,00	58 948 400,00
202	Mur en retour	Béton Q350	m³	6,74	402 250,00	2 711 165,00
204		Aciers HA	Kg	529,59	4 400,00	2 330 185,07
206		Coffrage	m²	90,74	398 300,00	36 141 742,00
202	Mur garde grève	Béton Q350	m³	12,11	402 250,00	4 869 236,25
204		Aciers HA	Kg	2 366,72	4 400,00	10 413 573,19
206		Coffrage	m²	99,53	398 300,00	39 642 799,00
202	Sommier	Béton Q350	m³	20,16	402 250,00	8 109 360,00
204		Aciers HA	Kg	1 056,59	4 400,00	4 648 979,08
206		Coffrage	m²	33,28	398 300,00	13 255 424,00

Tableau 135 : DQE du projet (suite)

N° de prix	DESIGNATION		UNITE	QTE	PU [AR]	MONTANT [AR]
203	Semelle sous pile	Béton Q400	m³	140,00	443 550,00	62 097 000,00
204		Aciers HA	Kg	11 208,82	4 400,00	49 318 818,81
206		Coffrage	m²	68,00	398 300,00	27 084 400,00
203	Colonne	Béton Q400	m³	120,58	443 550,00	53 481 484,80
204		Aciers HA	Kg	6 425,68	4 400,00	28 273 001,33
206		Coffrage	m²	301,44	398 300,00	120 063 552,00
202	Chevêtre	Béton Q350	m³	78,00	402 250,00	31 375 500,00
204		Aciers HA	Kg	5 226,00	4 400,00	22 994 400,00
206		Coffrage	m²	63,00	398 300,00	25 092 900,00
203	Voussoirs	Béton Q400	m³	1 186,49	443 550,00	526 267 639,50
204		Acier HA	Kg	133 480,13	4 400,00	587 312 550,00
206		Coffrage	m²	7 903,89	398 300,00	3 148 120 458,96
207		Câbles de fléau 12T15S	Kg	21 985,00	45 210,00	993 941 940,42
207		Câbles éclipse 12T15S	Kg	966,13	45 210,00	43 678 827,72
207		Câbles de continuité extérieurs 19T15S	Kg	18 458,50	47 250,00	872 163 936,00
207		Câble de clouage	Kg	8 314,88	47 250,00	392 878 080,00
202		Dalle de transition	Béton Q350	m³	21,42	402 250,00
204	Aciers HA		Kg	609,72	4 400,00	2 682 753,83
206	Coffrage		m²	15,24	398 300,00	6 070 092,00
201	Béton Q250		m³	15,07	319 600,00	4 816 372,00
TOTAL INFRASTRUCTURE ET SUPERSTRUCTURE						7 660 743 906,04

Tableau 135 : DQE du projet (suite)

N° de prix	DESIGNATION	UNITE	QTE	PU [AR]	MONTANT [AR]
300	EQUIPEMENT				
301	Garde-corps	ml	420,00	81 745,00	34 332 900,00
302	Gargouille	ml	14,70	40 510,00	595 497,00
303	Goujons	u	12,00	7 200,00	86 400,00
304	Appareils d'appui	u	8,00	147 930,00	1 183 440,00
304	Cale provisoire	u	4,00	135 830,00	543 320,00
305	Signalisations	Fft	1,00	4 580 450,00	4 580 450,00
TOTAL EQUIPEMENT					41 322 007,00
400	CHAUSSÉE ET REVETEMENT DU TABLIER				
401	Revêtement EDC 0/12 ⁵	T	189,75	455 234,00	86 380 651,50
403	ECM 60	T	0,23	2 329 650,00	545 138,10
402	ECR65	T	0,83	2 402 150,00	1 981 773,75
404	GCNT 0/31 ⁵	T	63,00	450 200,00	28 362 600,00
406	Remblai	m ³	1 190,00	63 500,00	75 565 000,00
407	Engazonnement	m ²	140,00	3 400,00	476 000,00
TOTAL CHAUSSÉE ET REVETEMENT					193 311 163,35
500	Enrochement	m ³	189,56	103 950,00	19 704 762,00
TOTAL HTVA					8 364 790 238,39
TVA 20 %					1 672 958 047,68
TOTAL TTC					10 037 748 286,07

Arrêté ce présent devis estimatif à la somme de : «DIX MILLIARDS TRENTE-SEPT MILLIONS SEPT CENT QUARANTE-HUIT MILLE DEUX CENT QUATRE-VINGT-SIX VIRGULE ZERO SEPT ARIARY » (Ar 10 037 748 286,07).

Le prix au mètre linéaire est égal à quarante sept millions sept cent quatre-vingt dix-huit mille huit cent un virgule trente six Ariary (Ar 47 798 801,36 /ml).

CHAPITRE II : ETUDE DE RENTABILITE DE L'INVESTISSEMENT

Pour permettre de prendre les décisions d'investissement, la théorie micro-économique étudie les valeurs des paramètres ci-dessous :

- 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 définie par la formule suivante :

$$VAN = \sum_{p=1}^n F_p(1+i)^{-p} - I$$

En supposant que l'ouvrage sera amorti dans 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 12 % ;

$F_p(1+i)^{-p}$: cash-flow net actualisé ;

$I = A_r$ 10 037 748 286,07: investissement initial.

I. Recettes

On supposera que les Régions les plus concernées par la construction du pont sont Sofia et Diana. Comme la Région Sofia a beaucoup de ressources naturelles et la Région Diana une Région touristique, par l'existence de l'île de Nosy-Be, qui est l'un des plus grands

sites touristiques du pays, on estime les recettes totales annuelles de ces deux Régions à Ar 1 545 000 000,00.

Le taux de croissance du revenu annuel des deux Régions est estimé à 5 %.

II. Dépenses

A part le coût d'exécution du projet, les deux Régions devront dépenser quelques sommes pour l'entretien de l'ouvrage.

Pour un pont en BP construit par encorbellements successifs bien conçu, cet entretien n'est nécessaire que tous les 10 ans. Le coût de l'entretien pris est égal à 4 % de la recette du projet, avec un taux de croissance de 5 % tous les 10 ans.

On estime que la dépense des deux Régions est estimée à 3 % de la recette annuelle.

III. Amortissement

Comme le projet est supposé amorti dans les 20 ans, alors le taux d'amortissement est égal à 5%. D'où, l'amortissement annuel sera :

$$A = \frac{10\,037\,748\,286,07}{20} = \text{Ar } 501\,887\,414,30$$

Les valeurs des paramètres pour la détermination de la VAN sont indiquées dans le tableau 136 et le calcul de la VAN dans le tableau 137.

Tableau 136 : Valeurs des paramètres pour la détermination de la VAN

Année	Recette [Ar]	Dépense annuelle [Ar]	Cout d'entretien [Ar]	Dépense totale [Ar]	Recette nette [Ar]
1	1 545 000 000,00	46 350 000,00	0	46 350 000,00	1 498 650 000,00
2	1 622 250 000,00	48 667 500,00	0	48 667 500,00	1 573 582 500,00
3	1 703 362 500,00	51 100 875,00	0	51 100 875,00	1 652 261 625,00
4	1 788 530 625,00	53 655 918,75	0	53 655 918,75	1 734 874 706,25
5	1 877 957 156,25	56 338 714,69	0	56 338 714,69	1 821 618 441,56
6	1 971 855 014,06	59 155 650,42	0	59 155 650,42	1 912 699 363,64
7	2 070 447 764,77	62 113 432,94	0	62 113 432,94	2 008 334 331,82
8	2 173 970 153,00	65 219 104,59	0	65 219 104,59	2 108 751 048,41
9	2 282 668 660,65	68 480 059,82	0	68 480 059,82	2 214 188 600,83
10	2 396 802 093,69	71 904 062,81	95 872 083,75	167 776 146,56	2 229 025 947,13
11	2 516 642 198,37	75 499 265,95	0	75 499 265,95	2 441 142 932,42
12	2 642 474 308,29	79 274 229,25	0	79 274 229,25	2 563 200 079,04
13	2 774 598 023,70	83 237 940,71	0	83 237 940,71	2 691 360 082,99
14	2 913 327 924,89	87 399 837,75	0	87 399 837,75	2 825 928 087,14
15	3 058 994 321,13	91 769 829,63	0	91 769 829,63	2 967 224 491,50
16	3 211 944 037,19	96 358 321,12	0	96 358 321,12	3 115 585 716,07
17	3 372 541 239,05	101 176 237,17	0	101 176 237,17	3 271 365 001,88
18	3 541 168 301,00	106 235 049,03	0	106 235 049,03	3 434 933 251,97
19	3 718 226 716,05	111 546 801,48	0	111 546 801,48	3 606 679 914,57
20	3 904 138 051,86	117 124 141,56	156 165 522,07	273 289 663,63	3 630 848 388,23

Tableau 137 : Calcul de la VAN

Année	Recette nette [Ar]	Amortissement [Ar]	Cash-flow F_p [Ar]	$(1 + i)^{-p}$	Valeur actualisée de revenue [Ar]
1	1 498 650 000,00	501 887 414,30	996 762 585,70	0,8929	889 966 594,37
2	1 573 582 500,00	501 887 414,30	1 071 695 085,70	0,7972	854 348 760,92
3	1 652 261 625,00	501 887 414,30	1 150 374 210,70	0,7118	818 813 640,77
4	1 734 874 706,25	501 887 414,30	1 232 987 291,95	0,6355	783 585 714,48
5	1 821 618 441,56	501 887 414,30	1 319 731 027,26	0,5674	748 850 827,19
6	1 912 699 363,64	501 887 414,30	1 410 811 949,34	0,5066	714 761 239,66
7	2 008 334 331,82	501 887 414,30	1 506 446 917,52	0,4523	681 440 081,09
8	2 108 751 048,41	501 887 414,30	1 606 863 634,11	0,4039	648 985 271,47
9	2 214 188 600,83	501 887 414,30	1 712 301 186,53	0,3606	617 472 973,65
10	2 229 025 947,13	501 887 414,30	1 727 138 532,83	0,3220	556 092 383,45
11	2 441 142 932,42	501 887 414,30	1 939 255 518,12	0,2875	557 489 621,20
12	2 563 200 079,04	501 887 414,30	2 061 312 664,74	0,2567	529 087 619,81
13	2 691 360 082,99	501 887 414,30	2 189 472 668,69	0,2292	501 770 625,66
14	2 825 928 087,14	501 887 414,30	2 324 040 672,84	0,2046	475 544 766,99
15	2 967 224 491,50	501 887 414,30	2 465 337 077,20	0,1827	450 407 866,76
16	3 115 585 716,07	501 887 414,30	2 613 698 301,77	0,1631	426 350 810,54
17	3 271 365 001,88	501 887 414,30	2 769 477 587,58	0,1456	403 358 737,97
18	3 434 933 251,97	501 887 414,30	2 933 045 837,67	0,1300	381 412 078,53
19	3 606 679 914,57	501 887 414,30	3 104 792 500,27	0,1161	360 487 450,12
20	3 630 848 388,23	501 887 414,30	3 128 960 973,92	0,1037	324 369 262,23
				TOTAL	11 724 596 326,85
				I [Ar]	10 037 748 286,07
				VAN [Ar]	1 686 848 040,78

B. TAUX DE RENTABILITE INTERNE

Le TRI est le taux d'actualisation qui annule la VAN.

Soit $x = \text{TRI}$, x est tel que :

$$\text{TRI} = \sum_{p=1}^n F_p(1 + x)^{-p} - I = 0$$

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 la VAN de signe contraire. Le TRI est compris entre ces deux bornes.

En effet :

- Pour $i = 14 \%$, $VAN = \text{Ar } 37\,882\,749,98$
- Pour $i = 14,10 \%$, $VAN = \text{Ar } -35\,010\,862,40$

Après interpolation, on trouve $\text{TRI} = 14,05 \%$.

C. DELAI DE RECUPERATION DES CAPITAUX INVETIS

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 quinzième et celui de la seizième année.

Après interpolation, on a : $\text{DRCI} = 15,51 \text{ ans}$.

Soit $\text{DRCI} = 15 \text{ ans}, 6 \text{ mois et } 4 \text{ jours}$.

D. INDICE DE PROBABILITE

L'IP permet de donner un indice de création de valeur. Il est égal à la somme des flux actualisés, rapportés à l'investissement initial.

$$IP = \frac{\sum_{p=1}^n F_p(1+x)^{-p}}{I}$$

Après calcul, on trouve $IP = 1,17$.

L'investissement génère de ce fait 1,17 Ariary par Ariary investi et crée 0,17 Ariary par Ariary investi.

E. RECAPITULATION ET CONCLUSION

On a :

- $VAN = \text{Ar } 1\,686\,848\,040,78 > 0$;
- $\text{TRI} = 14,05 \% > i = 12\%$;
- $IP = 1,17 > 1$;
- $\text{DRCI} = 15 \text{ ans}, 6 \text{ mois et } 4 \text{ jours}$.

D'après les règles de décision précédentes, on peut dire que le projet est rentable.

CHAPITRE III : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

A. INTRODUCTION

La construction des infrastructures est parmi l'une des clés de développement de notre pays. Pourtant, une telle activité est une menace pour l'environnement. Actuellement, les problèmes environnementaux de Madagascar sont la dénaturation, la dégradation et même la destruction de l'écosystème.

Pour conserver les ressources naturelles de notre pays, l'Etat Malagasy procède à l'approbation de la loi portant la 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 Environnementale (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. Quant 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

I. L'environnement

Selon la charte de l'environnement Malagasy, l'environnement est l'ensemble des milieux naturels et artificiels y compris les milieux humains et les facteurs sociaux culturels qui intéressent au développement.

II. 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 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 ci-après :

- Recrutement des ouvriers ;
- Transport des matériels (engin, 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 autres machines nécessaires 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, extractions des sables de rivières ;
- Traitement des matériaux : concassages, broyages, criblages ;
- Transports 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 cales provisoires et 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 la Partie IV, Chapitre I, 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 (mains d'œuvres, 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 II (Etude 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 (le 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.

a. Phase préparatoire

Pendant la phase préparatoire, l'identification des impacts environnementaux du projet sur les différents milieux est résumée dans le tableau 138.

Tableau 138: 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 ; - Augmentation des revenus de chaque foyer environnant
Transports et circulation des engins	- Emission de gaz et des poussières dans l'atmosphère ; - Réchauffement climatique.		- 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 couvertures végétales ; - Migration forcée ou disparition des animaux dépendant 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 139.

Tableau 139 : 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 dépendant 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.
Concassage, broyages, criblages.	- Pollution de l'air.		- Trop de bruit ; - Santé menacée des ouvriers ; - Risque d'accident de circulation.
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 ; - Pollution de l'eau.	- 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 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, - Risque d'accident : brûlure due à la température de mise en œuvre.

c. Phase de fermeture

Le tableau 140 résume l'identification des impacts environnementaux du projet dans la phase de fermeture.

Tableau 140 : 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 chantiers.	- 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 d'exploitation est résumée dans le tableau 141.

Tableau 141 : Identification des impacts environnementaux sur les différents milieux pendant 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. Evaluation 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 permanente. L'étendue peut être locale, régionale ou généralisée.

Ces critères sont ensuite notés suivant le tableau 142.

Tableau 142 : Evaluation des impacts par l'analyse multicritère

CRITERES		NOTES
Intensité	Faible	1
	Moyenne	2
	Forte	3
Durée	Temporaire	1
	Moyenne	2
	Permanente	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 indiqués dans le tableau 143.

Tableau 143 : Résultats d'évaluation des impacts

IMPACTS	INTENSITE	NOTE	DUREE	NOTE	ETENDUE	NOTE	$\sum$ (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
Description 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

Tableau 144 : 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 et les droits des ouvriers ; - Uniformiser le 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 de l'eau	Moyenne	- Disposer des plans de gestion des déchets ; - Evacuer les déchets vers endroits 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	- Disposition des plans d'urgences opérationnels en cas d'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 habitants ; - Eviter de travailler pendant la période du vent.
Migration forcée ou disparition des animaux dépendant des couvertures végétales	Mineure	- Déplacement et protection des animaux endémique et en danger.
Destruction des couvertures végétales	Moyenne	- Planter toutes les installations en dehors des zones boisées ; - Disposer des plans de reboisement.
Accident de travail	Moyenne	- 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	- 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	- Port de masque, combinaison, gants et 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	- Port de casque antibruit ; - Utilisation des engins en bon état ; - Eviter de travailler pendant les heures de repos.
Propagation des maladies sexuellement transmissible	Moyenne	- Information des travailleurs et des habitants ; - Distribution gratuit des préservatifs.

Les actions ou les mesures appropriées pour prévenir, supprimer, réduire, compenser les impacts négatifs sont montrées dans le tableau 144.

D. CONCLUSION

D'après l'évaluation financière et l'étude de rentabilité, l'investissement égal à Ar 10 037 748 286,07 pour la reconstitution du pont de Mahajamba, au PK 30 + 850 de la RNP6, 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. Toutefois, il est nécessaire d'avoir un programme de surveillance et de suivi pour s'assurer que le prometteur 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. En effet, 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 Madagascar, comme tous les pays en voie de développement, ces données sont datées de plusieurs années à cause de l'insuffisance des matériels et des infrastructures des services qui en sont responsables.

Parmi les trois variantes proposées, celle en béton précontraint construit par encorbellements successifs a été retenue grâce à ses avantages. On a choisi particulièrement ce type de pont car sa conception et sa technique de construction font partie des nouvelles technologies en matière d'ouvrage d'art pour notre pays même si ce type de pont est assez classique dans d'autres pays étrangers.

La réalisation de ce mémoire de fin d'étude nous a permis de voir en détails les différentes étapes de la conception d'un pont en BP, construit par encorbellements successifs, avec l'utilisation des hypothèses simplificatrices, encadrant la théorie sur ce type de pont, qui a été d'une très grande nécessité et qui a renforcée notre connaissance sur la précontrainte.

Le coût de ce projet est estimé à Ar 10 037 748 286,07 soit Ar 47 798 801,36/ml. D'ailleurs, grâce à ce coût au mètre linéaire, nous pouvons dire que les ponts construits par encorbellements successifs pourraient concurrencer les autres ouvrages en béton, équivalents en longueur, lesquels nécessitent un grand nombre d'appuis intermédiaires. Effectivement, ces appuis intermédiaires coûtent chers et encore beaucoup plus chers si des fondations profondes sur pieux sont inévitables comme le cas du pont de Mahajamba.

En faisant une comparaison entre les problématiques des Régions Sofia et Diana avec les rôles d'une route sur le développement, espérons que la reconstruction du pont de Mahajamba va réellement contribuer à l'épanouissement et au développement de ces deux Régions et même du pays tout entier.

BIBLIOGRAPHIE

- [I].** Anne BERNARG-GELY et Jean – Armand CALGARO : « CONCEPTION DES PONTS » - 27 pages ;
- [II].** Aude PETEL, Gilles LACOSTE, Jean – Michelle LACOMBE : « PROJET DE PONT PARTIE 2/3 PONT EN ENCORBELLEMENT » - Ecole Spéciale des Travaux Publics – 148 pages - Aout 2012 ;
- [III].** Fascicule n°62 – Titre 5 : « REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES EN GENIE CIVIL » - 188 pages ;
- [IV].** Fascicule n°62 – Titre I – Section I : « REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTIONS EN BETON ARMEE SUIVANT LA METHODE DES ETATS LIMITES » - BAEL 91 révisée 99 – Avril 1999 ;
- [V].** 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 révisée 99 – Avril 1999 ;
- [VI].** Henry Thonier : « LE BETON PRECONTRAIT AUX ETATS – LIMITES » - Presses de l'école nationale des ponts et chaussées – Paris 1985 ;
- [VII].** J. GOULET : « RESISTANCE DES MATERIAUX » - Sixième édition – DUNOD Paris 1973 - 247 pages ;
- [VIII].** Jean COURBON et Jean – Noël THEILLOUT : « RESISTANCE DES MATERIAUX FORMULAIRE » - 150 pages ;
- [IX].** Nguyen VAN TUU : « HYDRAULIQUE ROUTIERE » - République Française – Ministère de la Coopération et du Développement, BCOM, 1981 ;
- [X].** P. CHARON – « LA METHODE DE CROSS ET LE CALCUL PRATIQUE DES CONSTRUCTIONS HYPERSTATIQUES » - Huitième édition – 305 pages - 1975 ;
- [XI].** Région Diana : « PLAN REGIONAL DE DEVELOPPEMENT » - 2006 ;
- [XII].** Région Sofia : « PLAN REGIONAL DE DEVELOPPEMENT » - 2006 ;
- [XIII].** Rivonirina RAKOTOARIVELO : « cours de RDM » - ESPA ;

[XIV]. SETRA – « APPAREILS D’APPUIS EN ELASTOMERE FRETTE » - SETRA – 79 pages - Juillet 2007 ;

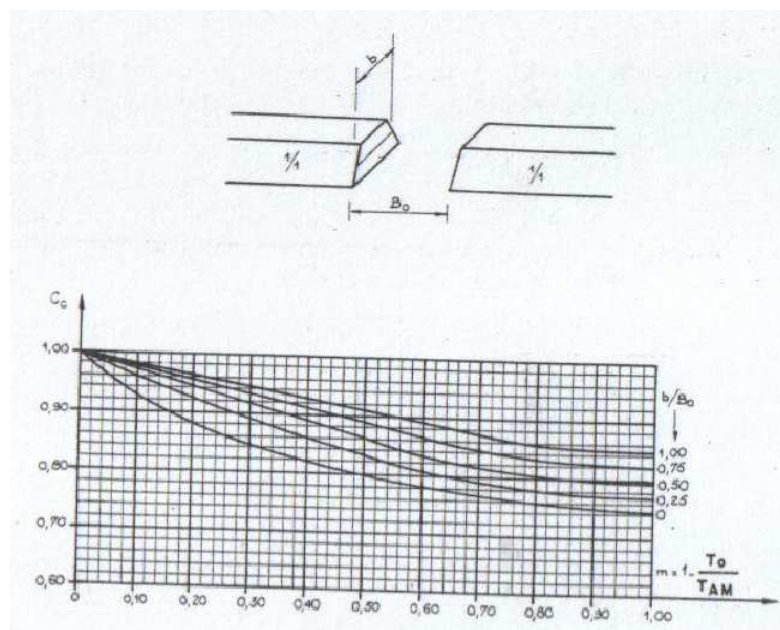
[XV]. SETRA – « CALCULS DE HOURDIS DE PONTS » - SETRA – 191 pages - Mai 1972 ;

[XVI]. SETRA – « PONT EN BETON PRECONTRAIT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIFS » - SETRA – 276 pages - Juin 2003 ;

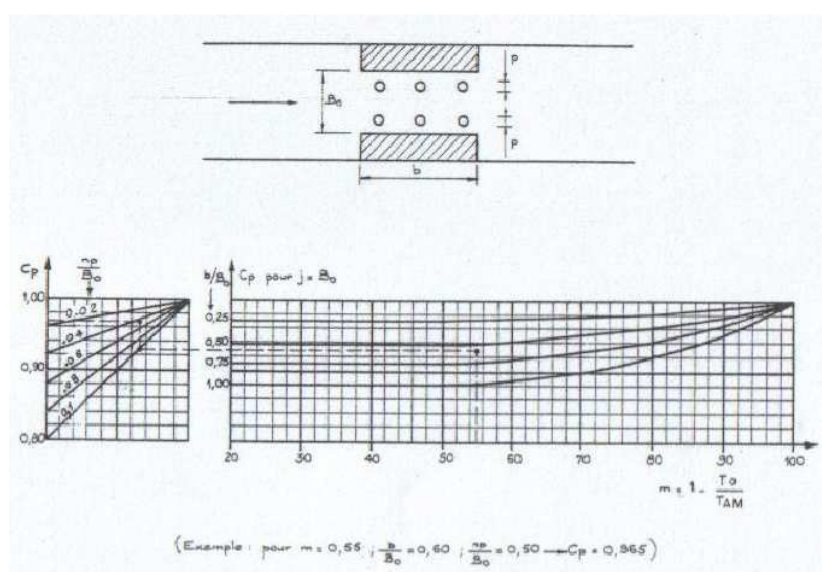
[XVII]. SETRA – « PRECONTRAINTE EXTERIEURE » - SETRA – 134 pages - Février 1990 ;

ANNEXES

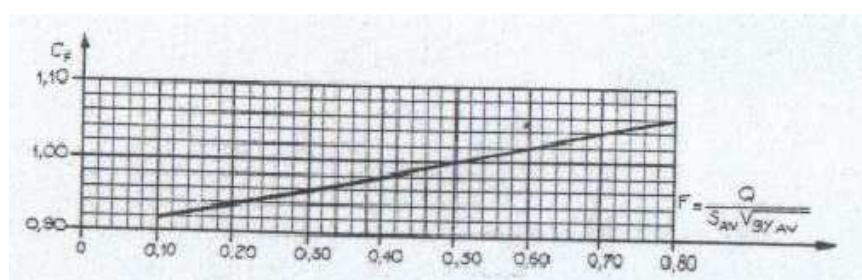
ANNEXE 1 : ABAQUES POUR LA DETERMINATION DU COEFFICIENT DE DEBIT



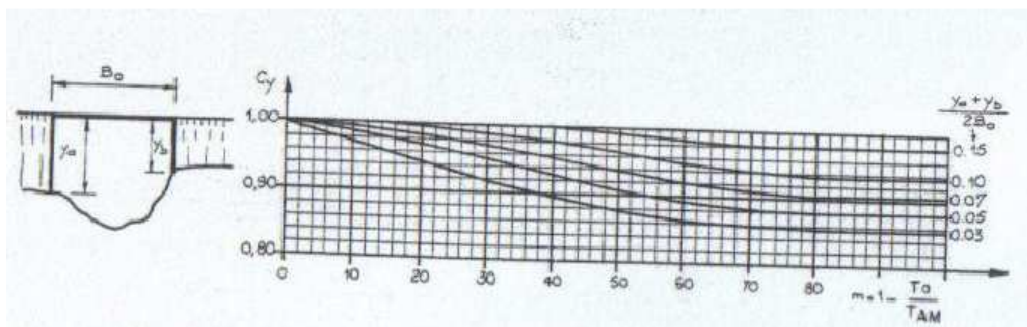
Influence de la contraction



Influence de la présence des piles rondes

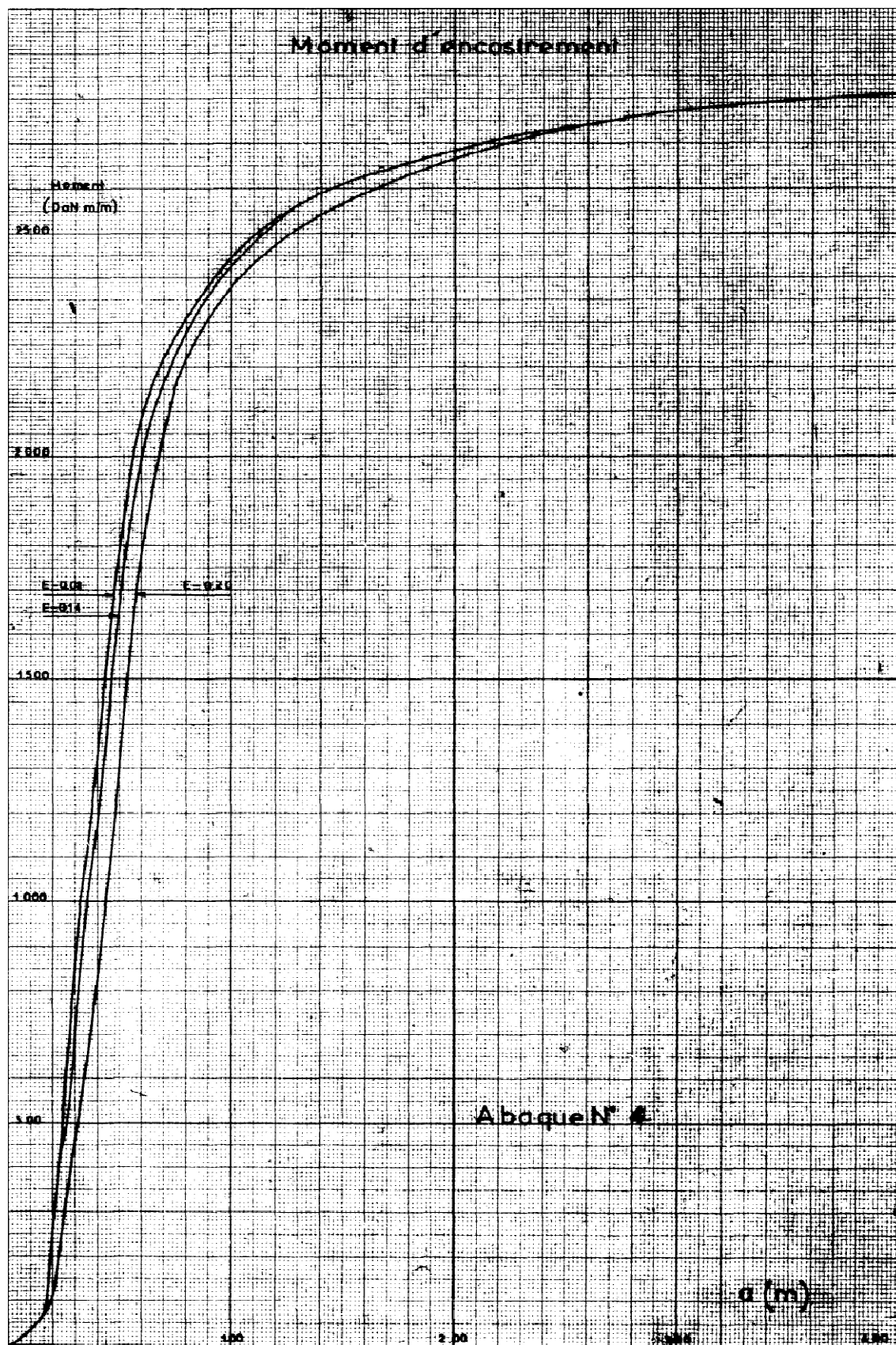


Influence du nombre de FROUDE

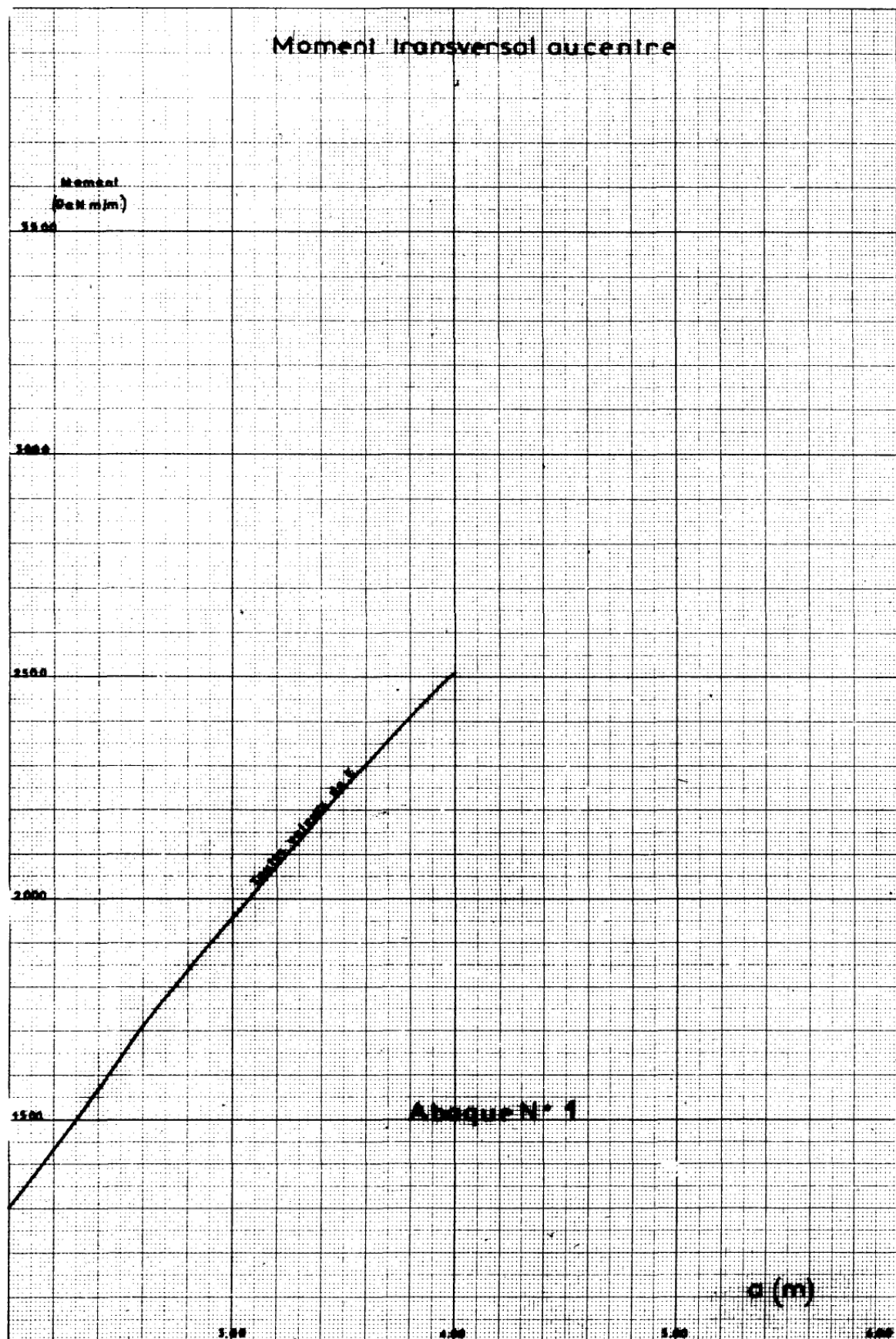


Influence de la profondeur relative d'eau (talus 1/1)

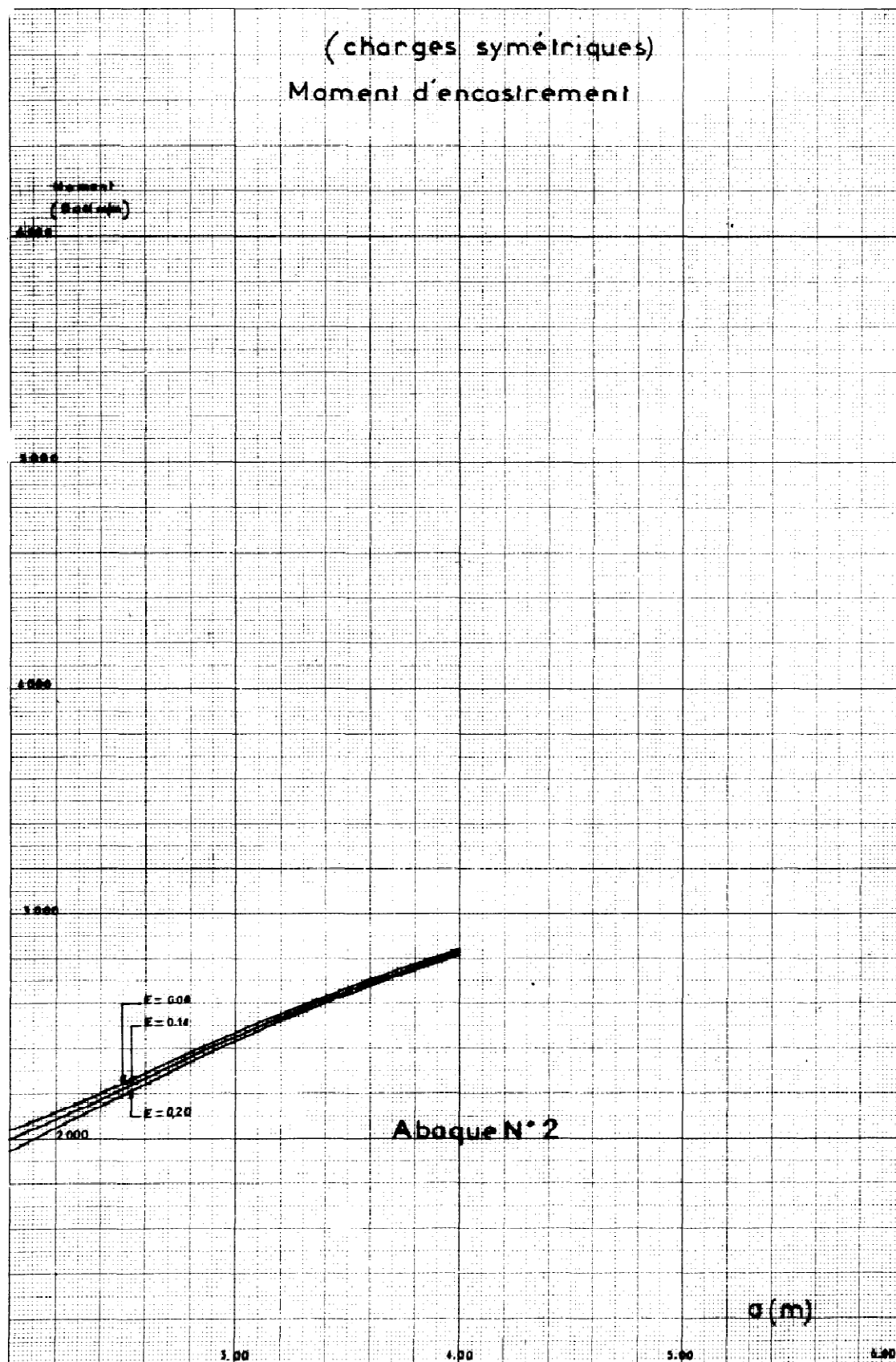
ANNEXE 2 : ABAQUE POUR CALCUL DU MOMENT D'ENCASTREMENT DUHOURDIS EN ENCORBELLEMENT



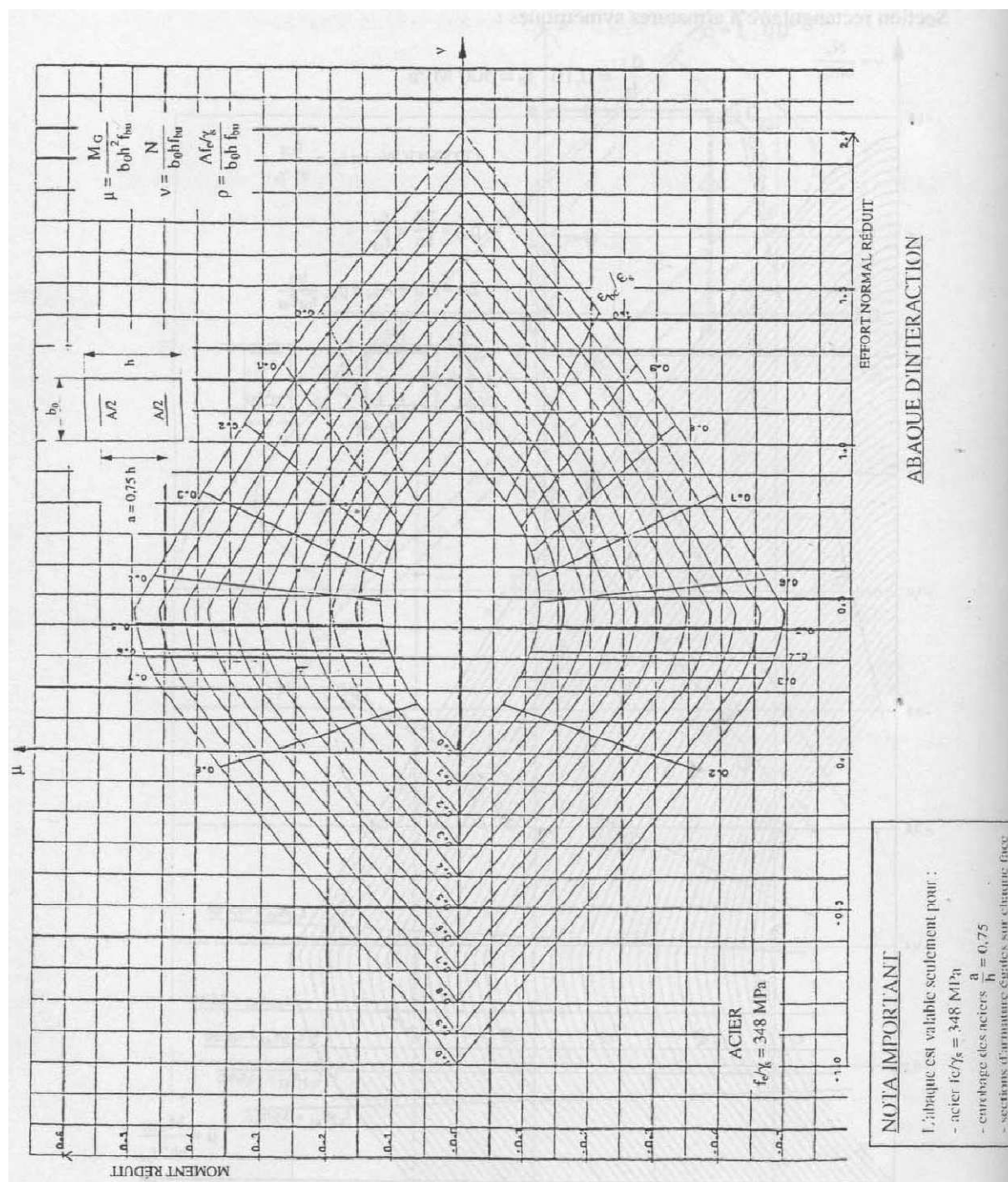
ANNEXE 3 : ABAQUE POUR CALCUL DU MOMENT TRANSVERSAL AU CENTRE DU HOURDIS SUPERIEUR



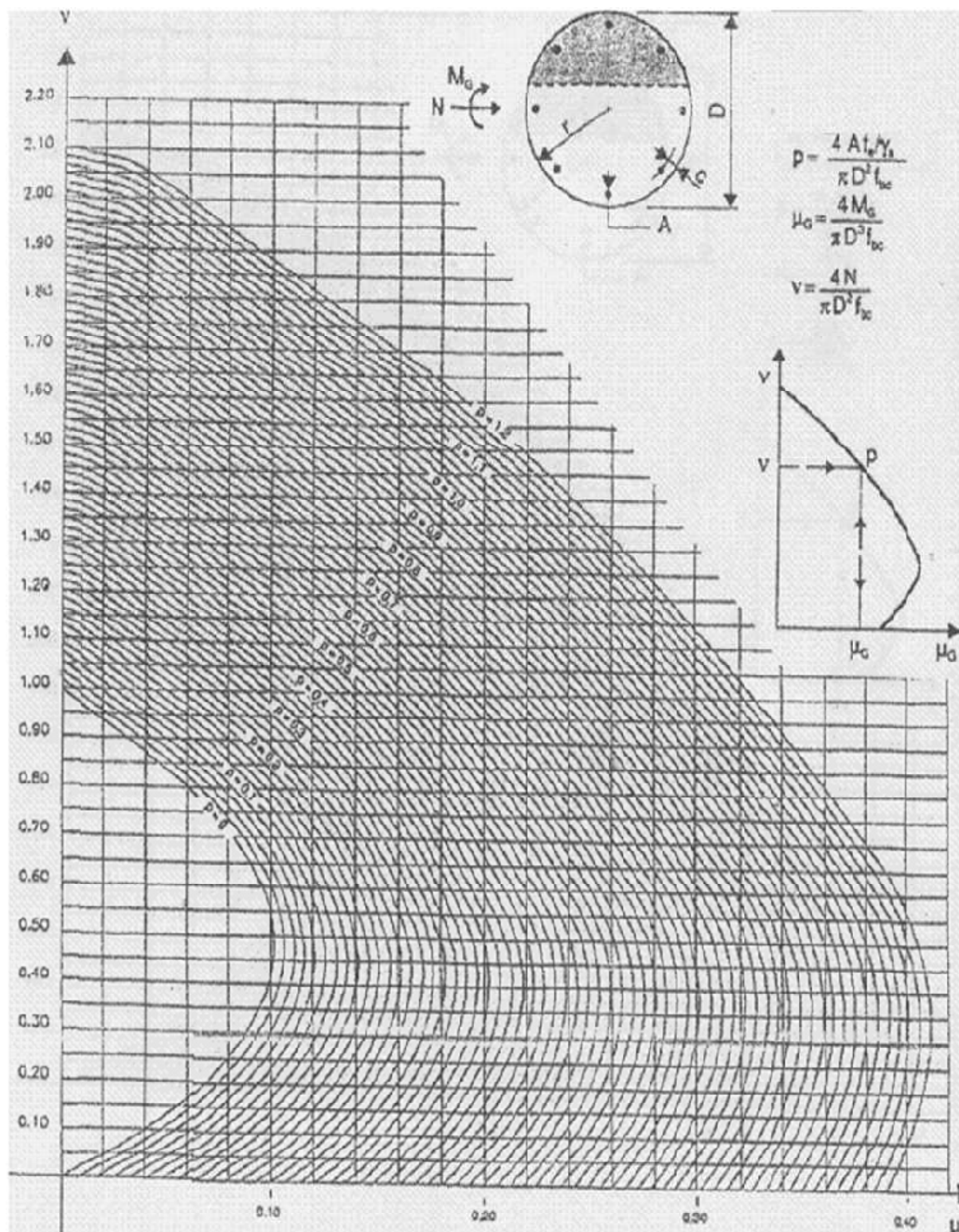
ANNEXE 4 : ABAQUE POUR CALCUL DU MOMENT D'ENCASTREMENT DU HOURDIS SUPERIEUR CENTRAL



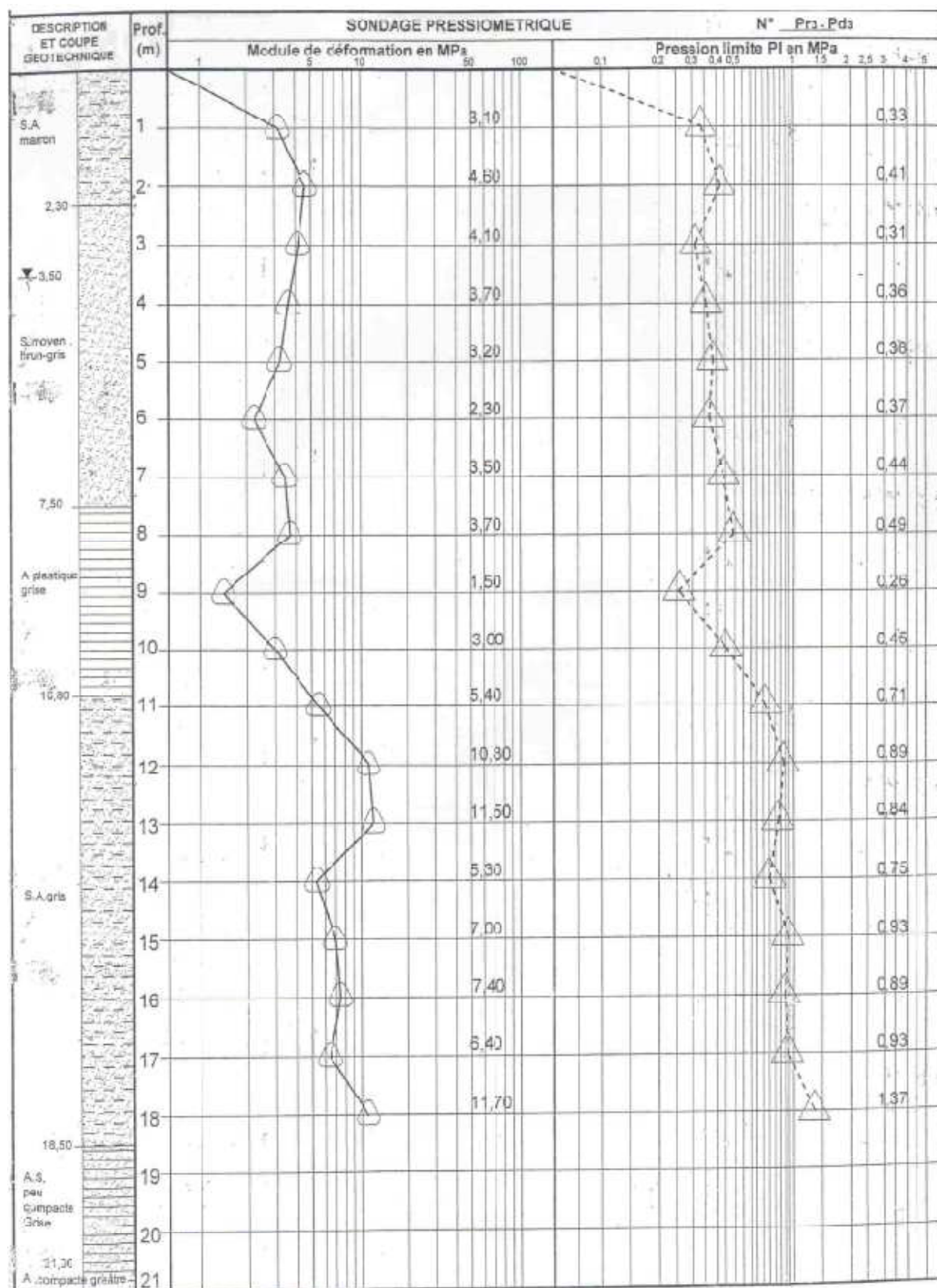
ANNEXE 5 : ABAQUE D'INTERACTION POUR UNE SECTION RECTANGULAIRE AVEC ARMATURES UNIFORMEMENT REPARTIES



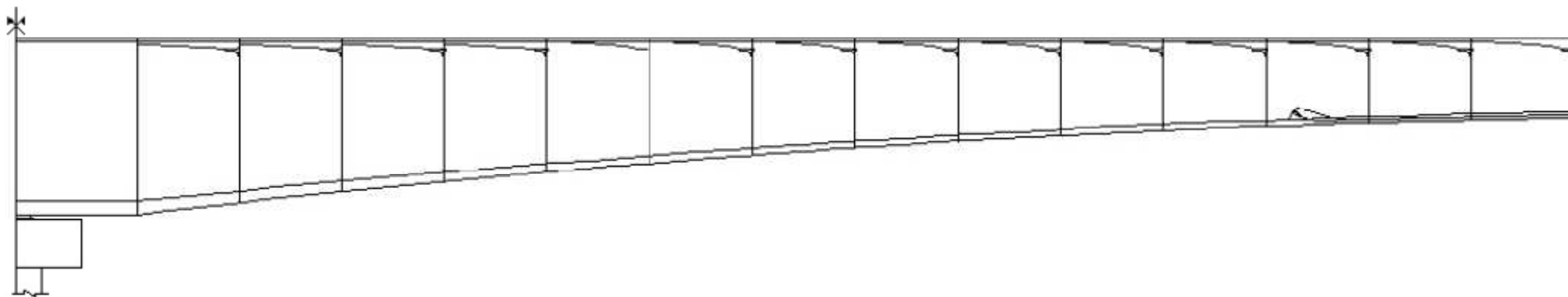
ANNEXE 6 : ABAQUE D'INTERACTION POUR UNE SECTION CIRCULAIRE AVEC ARMATURES UNIFORMEMENT REPARTIES



ANNEXE 7 : DIAGRAMME DE RESULTAT SONDAGE PRESSIOMETRIQUE



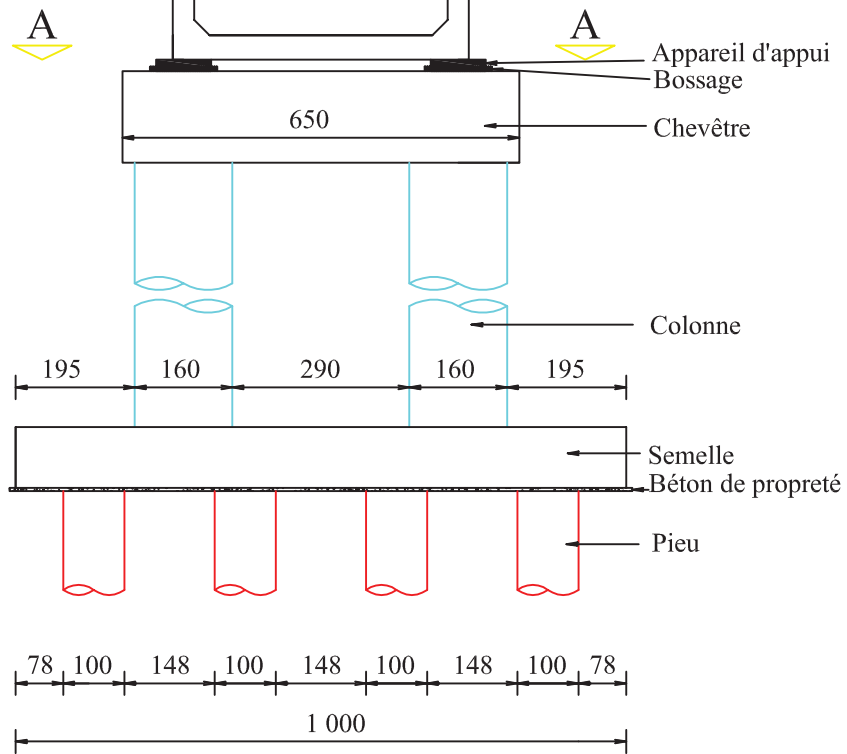
**ANNEXE 8 : TRACE DES CABLES DE FLEAU ET DES CABLES DE CONTINUITE INTERIEURS EN
ELEVATION DANS UN DEMI-FLEAU**



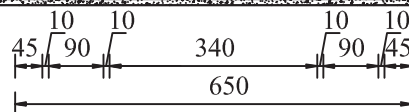
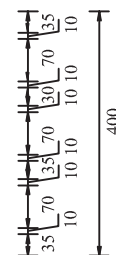
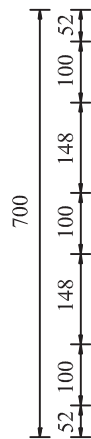
ANNEXE 9 : PLANS ET COUPES DES ELEMENTS DU PONT

- **Pile**
- **Culée**

A cross-sectional diagram of a T-junction. The top horizontal section is labeled "VOE FILL" in red. The vertical section is labeled "A" at both ends. Dimensions are indicated: a central width of 415 and two side widths of 35 each, marked with arrows.

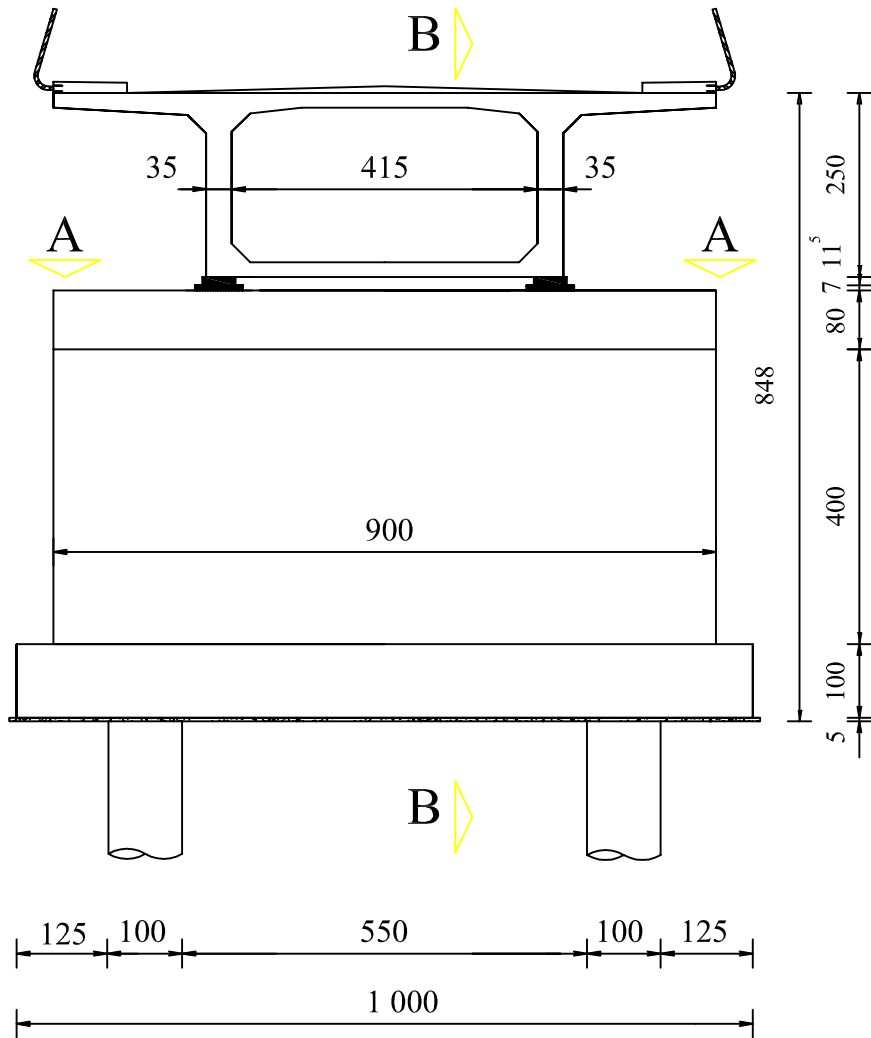


A diagram showing a 3x3 grid of squares. The central 2x2 area contains four black squares. Blue arrows indicate a clockwise cycle between these squares: from the top-left to the top-right, from the top-right to the bottom-right, from the bottom-right to the bottom-left, and from the bottom-left to the top-left. The four outer squares (top-left, top-right, bottom-right, bottom-left) are empty.

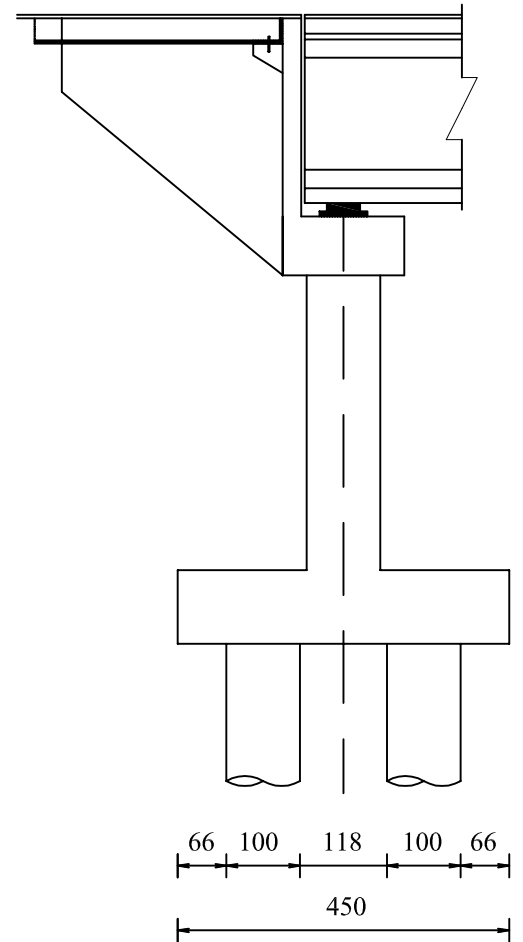


<i>PONT DE MAHAJAMBA</i>	P - 01
<i>Pile</i>	Date : 23-11-12

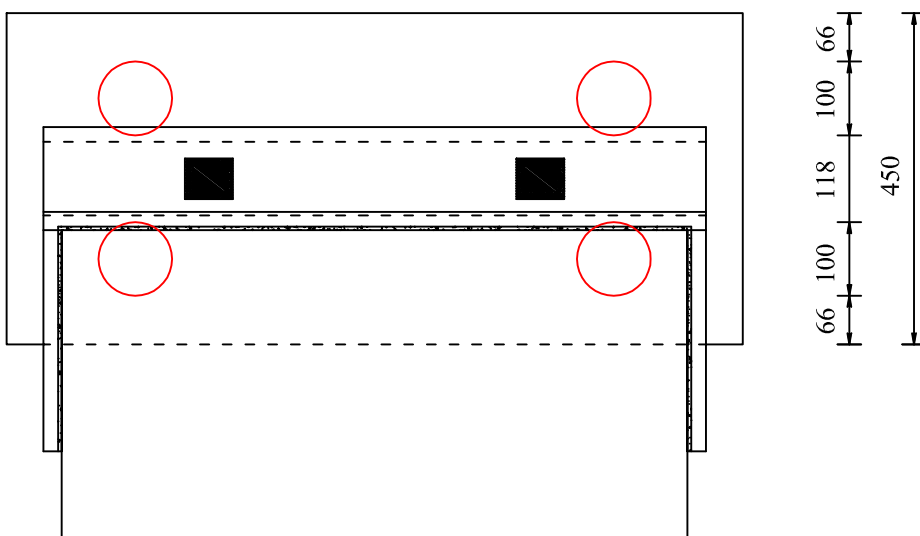
VUE CULEE



COUPE B-B



COUPE A-A



PONT DE MAHAJAMBA

P - 02

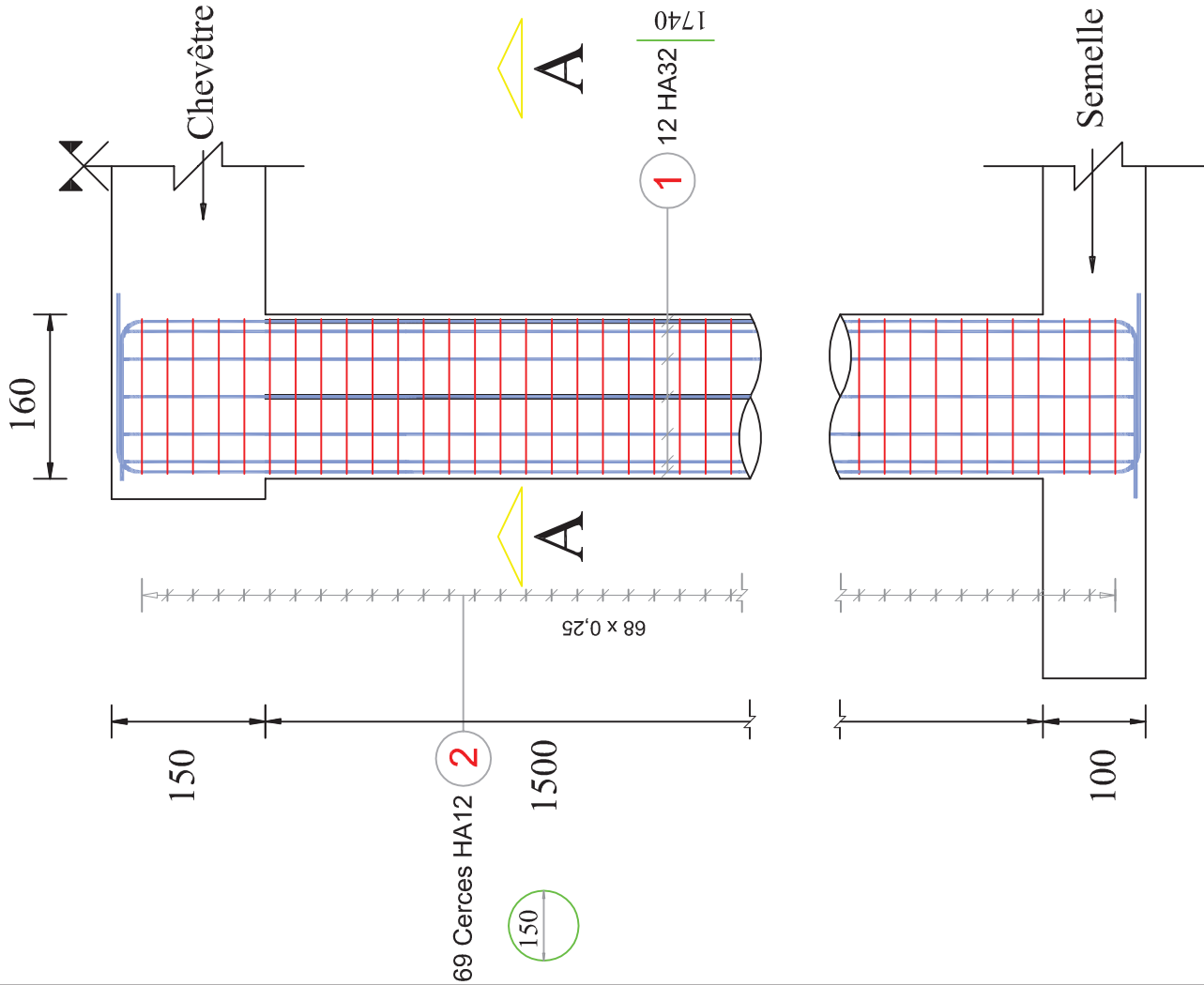
Culée

Date : 23-11-12

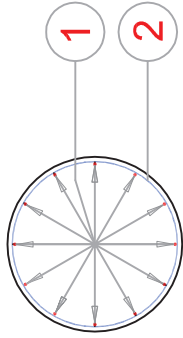
ANNEXE 10 : PLANS DE FERRAILLAGE

- **Ferraillage colonne**
- **Ferraillage pieu**
- **Ferraillage semelle sous pile**
- **Ferraillage mur garde grève**
- **Ferraillage mur en retour**
- **Ferraillage voussoir**

FERRAILLAGE COLONNE



- COUPE AA-



N°	Désignation	Longueur	Forme
01	12 HA 32	1 = 1740	1740
02	69 cerces HA12	1 = 471	150

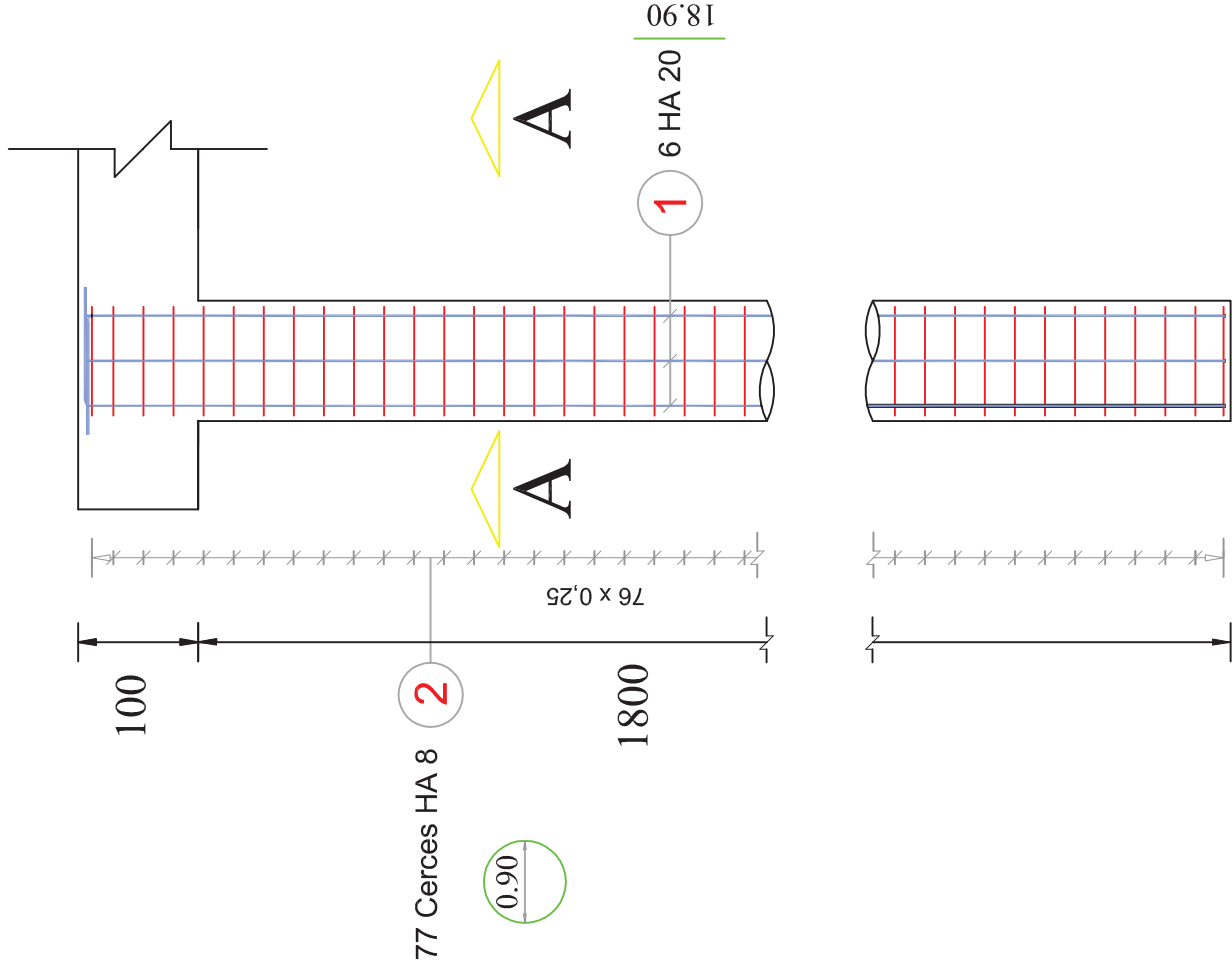
PONT DE MAHAJAMBA

PF- 01

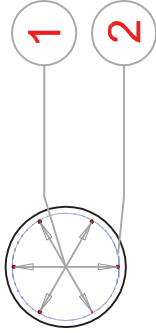
Ferrailage colonne

Date : 23-11-12

FERRAILLAGE PIEU



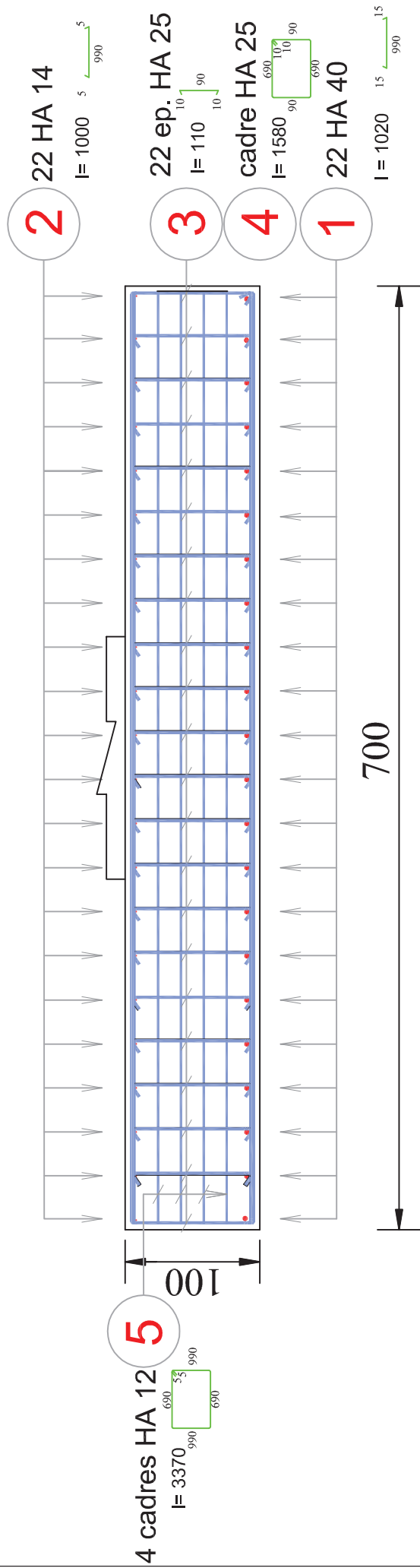
- COUPE AA-



N°	Désignation	Longueur	Forme
01	6 HA 20	l = 1890	068I
02	77 cerces HA8	l = 283	90

PONT DE MAHAJAMBA	PF- 02
<i>Ferrailage pieu</i>	Date : 23-11-12

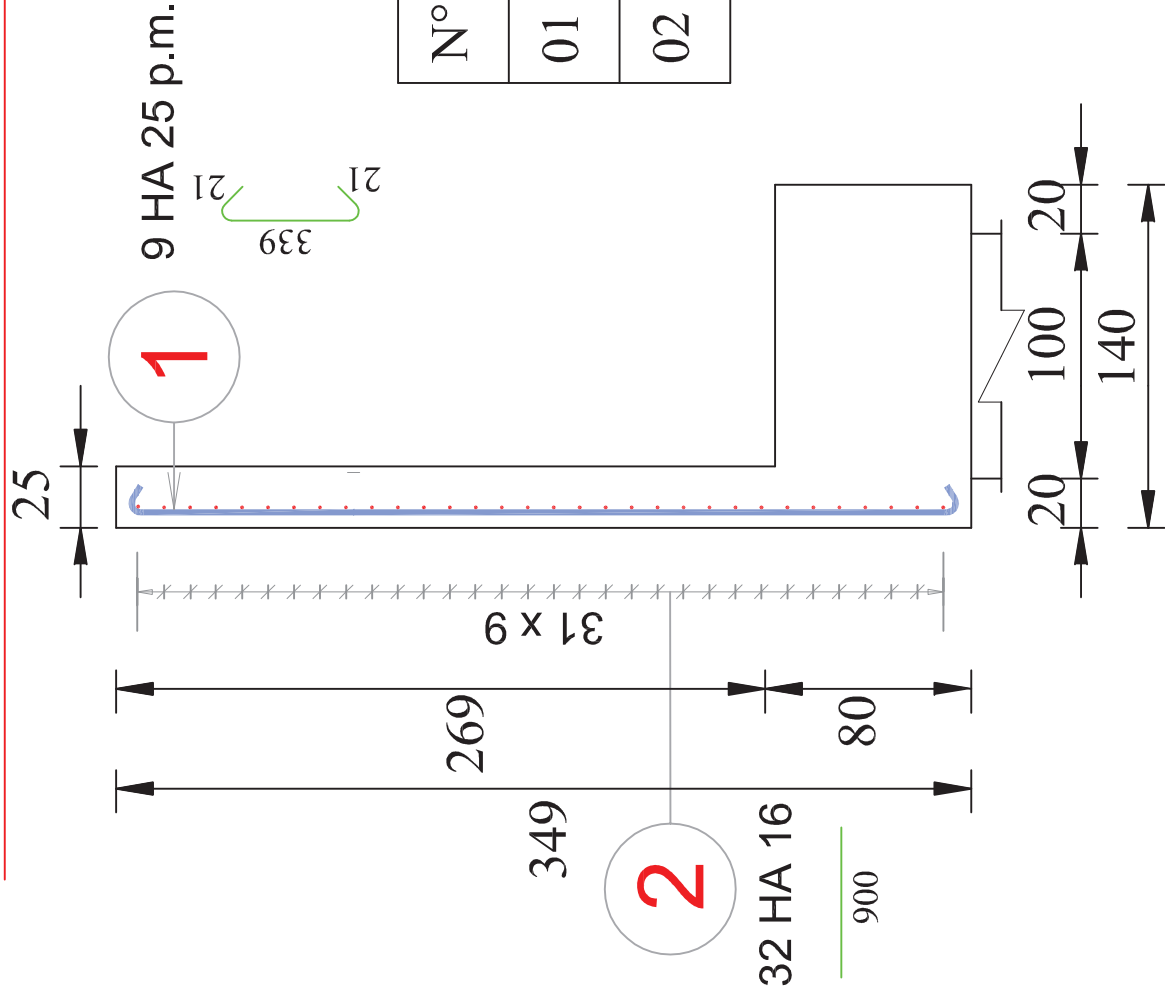
FERRAILLAGE SEMELLE



N°	Désignation	Longueur	Forme
01	22 HA 40	l = 1020	
02	22 HA 14	l = 1000	
03	20 ep. HA 25	l = 110	
04	cadre HA 25	l = 785 x 2	
05	4 cadres HA 12	l = 1123 x 3	

<i>PONT DE MAHAJAMBA</i>	PF- 03
<i>Ferrailage semelle sous pile</i>	Date : 23-11-12

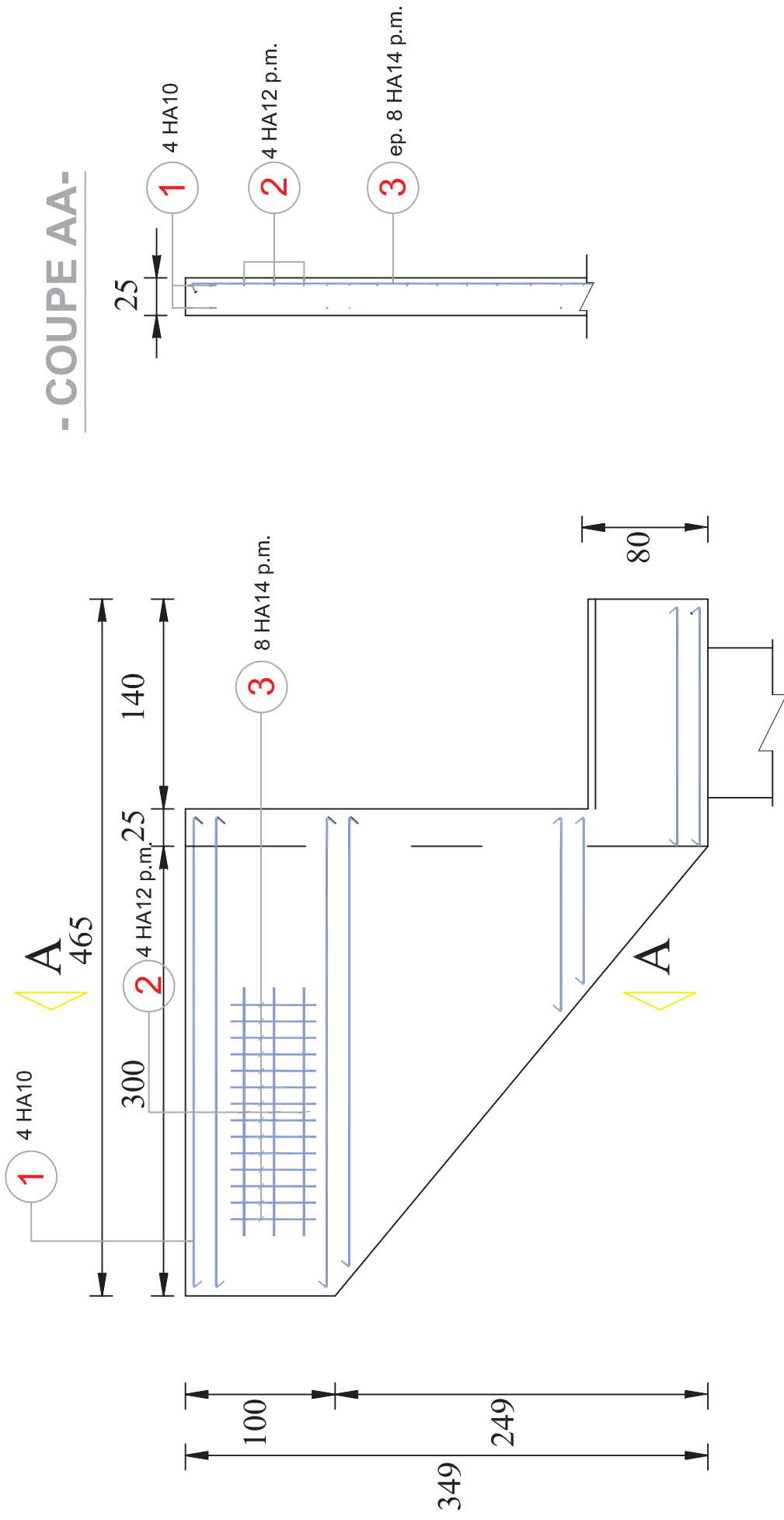
FERRAILLAGE MUR GARDE GREVE



N°	Désignation	Longueur	Forme
01	9 HA 25	1 = 381	
02	32 HA 16	1 = 900	

<i>PONT DE MAHAJAMBA</i>	PF-04
<i>Ferraillage mur garde grève</i>	Date : 23-11-12

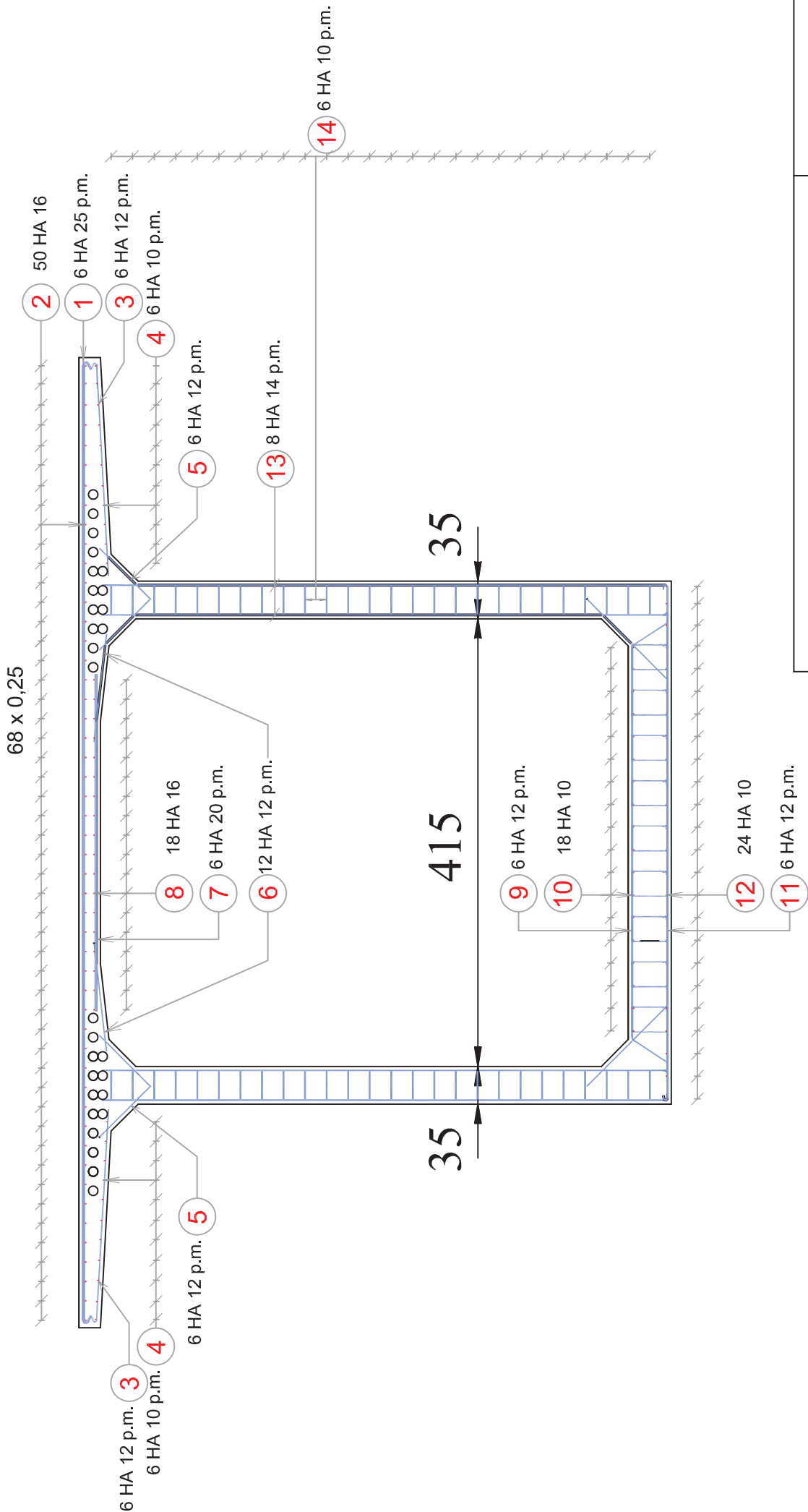
FERRAILLAGE MUR EN RETOUR



- COUPE AA-

PONT DE MAHAJAMBA	PF- 05
<i>Ferraillage mur en retour</i>	Date : 23-11-12

FERRAILLAGE VOUSOIR



PONT DE MAHAJAMBA	PF- 06
<i>Ferraillage voussoir</i>	Date :23-11-12

TABLE DES MATIERES

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

LISTE DES TABLEAUX	i
LISTE DES FIGURES.....	v
LISTE DES ABREVIATIONS	viii
NOTATIONS.....	x
INTRODUCTION GENERALE	1
PARTIE I : ETUDE SOCIO ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE ET ENVIRONNEMENT DU PROJET	2
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LE PROJET	3
A. QUELQUES REPERES SUR MADAGASCAR.....	3
B. CONTEXTES DU PROJET.....	3
C. LOCALISATION DU PROJET	3
D. DESCRIPTION DU PROJET	5
E. DESCRIPTION ET CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE EXISTANT	5
F. LES EFFETS ATTENDUS DU PROJET	5
CHAPITRE II : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE	6
A. DEFINITION	6
B. DELIMITATION DE LA ZONE D'INFLUENCE.....	6
C. REGION SOFIA	6
I. Population et démographie.....	6
1. Effectif	6
2. Taux de natalité, de mortalité et d'accroissement naturel.....	7
3. Composition et répartition.....	7
a. Population urbaine et rurale	7
b. Composition ethnique	7
4. Les mouvements de peuplement.....	8
II. Services sociaux	8
1. Santé	8
a. Infrastructure sanitaire	8
b. Infrastructure privée	10
c. Personnel.....	10
d. Eau potable	12
e. Morbidité	12
2. Enseignement et éducation	12
a. Infrastructures.....	12
a.1. Enseignement public.....	13
a.2. Enseignement privé	13

b.	Taux de scolarisation	13
c.	Autres enseignements.....	13
3.	Infrastructures socioculturelles.....	14
4.	Services de sécurité.....	14
III.	Secteurs économiques.....	14
1.	Agriculture	14
a.	Superficie cultivée	15
b.	Cultures vivrières	16
b.1.	Riz.....	16
b.2.	Autres cultures vivrières.....	17
c.	Cultures de rente	18
d.	Cultures industrielles	18
2.	Elevage.....	18
a.	Elevage bovin.....	19
b.	Elevage porcin	19
c.	Aviculture	20
d.	Apiculture	20
3.	Pêche	20
a.	Pêche traditionnelle.....	20
b.	Pêche continentale	20
c.	Pêche industrielle	21
4.	Foresterie.....	21
IV.	Autres secteurs économiques	22
1.	Ressources minières.....	22
2.	Industrie et artisanat	22
a.	Agro-alimentaire	22
b.	Culture industrielle	22
c.	Artisanat	22
D.	REGION DIANA	22
I.	Population et démographie.....	23
1.	Effectif	23
2.	Taux de natalité, de mortalité et d'accroissement naturel.....	23
3.	Composition et répartition.....	23
a.	Population urbaine et population rurale.....	23
b.	Composition ethnique	23
4.	Les mouvements de peuplement.....	24
II.	Services sociaux	24
1.	Santé	24
a.	Infrastructures sanitaires	24

b.	Infrastructures privées	25
c.	Personnel.....	25
d.	Eau potable	26
e.	Morbidité	27
2.	Enseignement et éducation	27
a.	Infrastructures.....	27
a.1.	Enseignement public.....	27
a.2.	Enseignement privé	27
b.	Taux de scolarisation	28
c.	Autres enseignements.....	28
3.	Infrastructures socioculturelles.....	28
4.	Services de sécurité.....	28
III.	Secteurs économiques.....	29
1.	Agriculture	29
a.	Superficie cultivée	29
b.	Les cultures vivrières	29
b.1.	Riz.....	29
b.2.	Autres cultures vivrières.....	30
c.	Cultures de rente	31
d.	Les cultures industrielles	31
2.	Elevage.....	31
a.	Elevage bovin.....	31
b.	Elevage porcin	32
c.	Aviculture	32
d.	Apiculture	32
3.	Pêche	32
a.	Pêche traditionnelle.....	33
b.	Pêche continentale	33
c.	Pêche industrielle	33
4.	Foresterie.....	34
IV.	Autres secteurs économiques	34
1.	Ressources minières.....	34
2.	Industrie et artisanat	34
a.	Industrie.....	35
b.	Artisanat	35
CHAPITRE III : ETUDE DU TRAFIC		36
A.	OBJECTIFS	36
B.	METHODE DE COMPTAGE.....	36
I.	Comptage manuel.....	36

II.	Comptage automatique.....	36
C.	CLASSIFICATION DES VEHICULES.....	36
I.	Classification selon le comptage manuel	36
II.	Classification selon le comptage automatique.....	37
D.	PREVISION DU TRAFIC	38
I.	Résultat du comptage routier	38
II.	Estimation du trafic	38
1.	Méthode statistique	38
2.	Méthode de croissance exponentielle	39
E.	CONCLUSION	39
PARTIE II : ETUDES PRELIMINAIRES.....		41
CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE		42
A.	CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT	42
B.	ESTIMATION DU DEBIT DE CRUE DU PROJET	43
CHAPITRE II : ETUDE HYDRAULIQUE		45
A.	DETERMINATION DE LA HAUTEUR NATURELLE DE L'EAU	45
B.	TIRANT D'AIR	47
C.	SURELEVATION DU NIVEAU DE L'EAU	47
I.	Perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont.....	48
II.	Calcul de la hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en amont	50
III.	Perte de charge par frottement	50
D.	HAUTEUR SOUS POUTRE.....	51
E.	ETUDES DES AFFOUILLEMENTS.....	51
I.	Profondeur d'affouillement normal : H_N	51
II.	Profondeur d'affouillement dû à la réduction de la section du cours d'eau : H_R	52
III.	Profondeur d'affouillement local due à la présence des piles : H_L	52
IV.	Protections des piles et culées contre les affouillements	53
V.	Récapitulation.....	54
CHAPITRE III : ETUDE GEOTECHNIQUE		55
A.	GENERALITES.....	55
I.	Les essais en laboratoire	55
II.	Les essais in-situ	55
B.	CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SITE	55
I.	Résultats des sondages pénétrométriques	56
II.	Résultat des sondages au pressiomètre.....	56
III.	Choix du type de fondation.....	56
1.	Les fondations superficielles	57
2.	Les fondations profondes sur pieux	57
IV.	Conclusion	57

C. ETUDE DES PIEUX.....	57
I. Calcul de la charge limite Q_l.....	58
II. Calcul de la portance limite sous la pointe Q_{pu}.....	59
1. Facteur de portance k_p	59
2. Pression limite nette équivalente P_{le}	60
III. Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_{fu}.....	62
IV. Calcul de la charge limite totale Q_l.....	64
CHAPITRE IV : COMPARAISON DES VARIANTES	65
A. GENERALITES.....	65
B. HYPOTHESES ET DONNEES POUR LA COMPARAISON DES VARIANTES.....	66
I. Ratios des armatures.....	66
II. Masses volumiques	66
III. Prix unitaires.....	67
IV. Surcharge d'exploitation.....	67
1. Charge transmise par les piliers.....	67
a. Pour les camions.....	67
b. Pour les piétons.....	67
2. Charge transmise par les culées	67
V. Combinaisons d'actions	68
C. ESTIMATION DES VARIANTES	68
I. Variante N°1	68
1. Prédimensionnements	68
a. Superstructure.....	68
a.1. Gabarit	68
a.2. Travée de calcul	68
a.3. Trottoir	69
a.4. Poutres principales	69
a.5. Hourdis	71
a.6. Entretoises.....	71
a.7. Garde-corps.....	72
a.8. Revêtement du tablier	72
b. Infrastructure	72
b.1. Piles.....	72
b.2. Culées	73
2. Récapitulation.....	76
3. Estimation	76
II. Variante N°2	77
1. Prédimensionnements	77
a. Superstructure.....	77

a.1. Gabarit	77
a.2. Travée de calcul	77
a.3. Poutre principale en acier	77
a.4. Entretoise.....	80
a.5. Dalle en BA.....	80
a.6. Trottoir	80
a.7. Garde-corps.....	80
a.8. Revêtement du tablier	81
b. Infrastructure	81
b.1. Pieux sous piles	81
b.2. Pieux sous culée	81
2. Récapitulation	82
3. Estimation	83
III. Variante N°3	83
1. Prédimensionnements	84
a. Superstructure.....	84
a.1. Gabarit	85
a.2. Tablier	85
a.3. Trottoir	90
a.4. Garde-corps.....	90
a.5. Revêtement du tablier	90
b. Infrastructure	91
b.1. Piles.....	91
b.2. Culées	92
2. Récapitulation.....	95
3. Estimation	95
A. ANALYSE DES VARIANTES	96
B. CHOIX MULTICRITERE	96
PARTIE III : ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE	98
CHAPITRE I : CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT	99
A. NOTION HISTORIQUE DE LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS.....	99
B. PRINCIPE DE LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT	100
C. TECHNOLOGIE DE CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE.....	101
I. Les voussoirs sur pile (VSP)	101
II. Les voussoirs courants	101
1. Généralités sur les équipages mobiles.....	101
2. Détails de la charpente métallique des équipages mobiles courants	102
3. Fonctionnement des équipages mobiles	102

4.	Cinématique de construction d'un voussoir courant.....	103
III.	Les voussoirs de clavage.....	104
IV.	Les tronçons d'extrémité.....	104
V.	La stabilisation des fléaux.....	104
1.	La précontrainte de clouage	104
2.	Les cales en béton	104
CHAPITRE II : REGLES ET HYPOTHESES DE CALCUL.....		106
A.	REGLES DE CALCUL	106
I.	Les états limites.....	106
1.	Etat limite ultime	106
2.	Etat limite de service	107
II.	Actions et combinaisons d'actions	107
1.	Actions	107
a.	Les actions permanentes.....	107
b.	Les actions variables	108
c.	Les actions accidentelles	108
2.	Combinaisons d'actions	108
a.	Combinaisons d'actions à considérer pour les ELU.....	108
a.1.	Situation durable ou transitoire	108
a.2.	Situation accidentelle.....	109
b.	Combinaisons d'actions pour les ELS.....	110
III.	Système de surcharge	110
1.	Système de surcharge A(l)	110
2.	Système de surcharge B	110
a.	Système B _c	110
b.	Système B _e	111
c.	Système B _r	112
IV.	Coefficient de majoration dynamique ou CMD.....	112
B.	HYPOTHESES ET DONNEES POUR LES CALCULS	113
I.	Hypothèses sur les règles BAEL et BPEL	113
II.	Caractéristiques des matériaux à prendre en compte.....	113
1.	Bétons	113
a.	Béton armé.....	113
b.	Béton précontraint	114
2.	Acier d'armatures	114
a.	Armatures de béton armé et armatures passives	114
b.	Armatures de précontrainte	114
III.	Charges considérées	115
1.	Charges permanentes	115

a.	Poids propre du tablier	115
b.	Équipements de la superstructure	115
2.	Surcharges de chantier.....	115
3.	Action climatique.....	115
a.	Vent	115
b.	Gradient thermique	115
4.	Effet du retrait et du fluage du béton	116
a.	Retrait	116
b.	Fluage	116
IV.	Procédés généraux de construction.....	116
CHAPITRE III : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE.....		117
A.	INTRODUCTION.....	117
B.	CONCEPTION DU CABLAGE LONGITUDINAL.....	118
I.	Notion de précontrainte	118
II.	Etude de la précontrainte de fléau.....	119
1.	Charges appliquées au fléau (phase de construction).....	120
a.	Effort dû au poids propre dans le demi-fléau isostatique	121
b.	Effets des surcharges réparties de chantier dans le demi-fléau	122
c.	Effet de charges concentrées de chantier dans le demi-fléau	123
2.	Détermination des efforts de précontrainte.....	123
a.	Détermination des caractéristiques géométriques des voussoirs sur pile et à la clé .	124
b.	Détermination de l'effort de précontrainte de fléau.....	125
3.	Détermination du nombre de câbles	126
4.	Découpage en voussoir courant	127
5.	Vérification pendant le bétonnage du clavage P1 – P2.....	127
a.	Moment dû au poids du voussoir de clavage.....	128
b.	Moment au poids de l'équipage de clavage.....	128
6.	Disposition constructive	129
a.	Groupeement des armatures de précontrainte.....	129
b.	Espacement des câbles	129
c.	Distance des armatures de précontrainte aux parements.....	129
7.	Tracé des câbles	131
III.	Câbles de continuité intérieurs.....	133
1.	Détermination de la précontrainte de clavage et nombre des câbles	134
a.	Clavage entre P1 – P2	134
a.1.	Effet du poids propre du clavage et de l'équipage mobile	135
a.2.	Effet de l'enlèvement de l'équipage mobile	135
a.3.	Effet du gradient thermique	142
a.4.	Calcul des câbles éclisses de la travée centrale P1 – P2.....	144

b.	Clavage entre C0 et P1.....	146
b.1.	Calcul des réactions d'appuis et du moment fléchissant.....	146
b.2.	Calcul des câbles éclisses entre C0 et P1.....	147
b.3.	Vérification des contraintes après clavage de P1 – P2	148
c.	Clavage entre P2 et C3.....	149
2.	Disposition constructive	149
IV.	Câbles de continuité extérieurs	150
1.	Détermination de la géométrie du câblage	151
2.	Calcul des moments longitudinaux dus à la surcharge routière A(l)	151
a.	Travée de rive gauche C0 – P1.....	153
a.1.	Calcul du moment minimal.....	153
a.2.	Calcul du moment maximal.....	153
b.	Travée centrale P1 – P2	154
b.1.	Calcul du moment minimal	154
b.2.	Calcul du moment maximal.....	155
c.	Travée de rive droite P2 – C3.....	156
3.	Calcul des effets dus à la surcharge du trottoir A(t).....	156
a.	Travée de rive gauche C0 – P1.....	156
a.1.	Calcul du moment minimal.....	156
a.2.	Calcul du moment maximal.....	157
b.	Travée centrale P1 – P2	157
b.1.	Calcul du moment minimal	157
b.2.	Calcul du moment maximal.....	158
c.	Travée de rive droite P2 – C3.....	159
4.	Calcul des effets du gradient thermique	159
5.	Calcul des effets des équipements	159
6.	Calcul des effets du fluage.....	161
7.	Détermination de la précontrainte extérieure.....	161
a.	Calcul dans le clavage de la travée centrale P1 – P2	161
a.1.	Calcul de M_Q	162
a.2.	Calcul de M_{min} et M_{max}	162
a.3.	Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles éclisses	162
a.4.	Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs.....	162
a.5.	Calcul de la contrainte en fibre inférieure.....	164
b.	Calcul dans le clavage de la travée de rive gauche C0 – P1.....	165
b.1.	Calcul de M_Q	165
b.2.	Calcul de M_{min} et M_{max}	165
b.3.	Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles éclisses	166
b.4.	Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs	166

b.5. Calcul de la contrainte en fibre inférieure	168
c. Calcul dans le clavage de la travée de rive droite P2 – C3.....	168
8. Conclusion	168
C. PHASAGE DE LA CONSTRUCTION ET MISE EN SERVICE	168
I. Calcul des flèches et contreflèche du demi – fléau en console	169
1. Flèche due aux poids propre du demi-fléau	169
2. Contreflèche due à la force de précontrainte de fléau.....	170
3. Allure du demi – fléau à vide.....	170
4. Contreflèche de construction à appliquer à la construction du demi - fléau.....	171
II. Calcul des pertes de tension de précontrainte.....	172
1. Pertes de tension instantanées	172
a. Perte de tension par recul d’ancrage.....	172
b. Perte de tension par frottement	173
c. Perte de tension par déformation instantanée du béton	174
d. Tension probable dans un câble après pertes instantanées	175
2. Pertes de tension différées.....	176
a. Pertes de tension dues au retrait.....	176
b. Pertes de tension dues à la relaxation des câbles	177
c. Pertes de tension dues au fluage du béton.....	178
d. Évaluation des pertes de tension différées.....	178
III. Justification des contraintes normales à l’ELS	180
1. Section de référence pour le calcul des contraintes normales.....	180
a. Aire de section nette	180
b. Centre de gravité par rapport à la fibre inférieure de la poutre.....	180
c. Moment d’inertie de la section nette par rapport à son centre de gravité	181
2. Définition des phases de justification	181
3. Calcul des contraintes normales.....	183
a. Contraintes normales dans le béton dues aux forces de précontrainte	183
b. Contraintes normales dans le béton dues aux effets des actions extérieures.....	184
c. Contrainte normale admissible	184
IV. Justification des contraintes tangentielles	187
1. Vérification de section au milieu du voussoir au niveau de la culée.....	188
2. Vérification de section au milieu du voussoir de clavage de la travée de rive	189
3. Vérification de section au milieu du voussoir de clavage de la travée centrale.....	190
4. Vérification de section au milieu des parties dont la hauteur du hourdis inférieur varie paraboliquement	191
5. Vérification de section au milieu du voussoir sur pile	193
D. ETUDE DE LA FLEXION TRANSVERSALE	194
I. Principe de calcul	194

II.	Etude de l'encorbellement	195
1.	Détermination du Coefficient de Majoration Dynamique	195
2.	Moments sous charges permanentes	196
3.	Moments sous surcharges d'exploitations	197
a.	Moment sous surcharge B_c	197
b.	Moment sous surcharges de 450 Kg/m ² réparties sur le trottoir.....	198
c.	Moment fléchissant sous surcharges de 3 T sur le trottoir	199
4.	Détermination des armatures du hourdis en encorbellement.....	199
III.	Etude du cadre.....	200
1.	Coefficients de majorations	201
2.	Moments dus au poids propre du hourdis supérieur central.....	202
3.	Moment sous surcharges d'exploitation par abaque sur le hourdis supérieur central ..	203
4.	Calculs des moments du cadre	205
a.	Calcul des sollicitations des deux modèles cadres (section sur pile et à la clé).....	205
a.1.	Moment dû au poids propre du hourdis supérieur central.....	206
a.2.	Moment dû à la surcharge B_{c30}	206
b.	Méthode de Cross	208
c.	Résultats des moments dans les deux modèles cadres.....	210
c.1.	Voussoir sur pile	210
5.	Résultat final des moments sollicitant les deux sections	212
6.	Calcul des armatures.....	213
a.	Voussoir sur pile.....	213
a.1.	Hourdis supérieur central.....	213
a.2.	Hourdis inférieur	214
a.3.	Ames	215
b.	Voussoir à la clé.....	217
b.1.	Hourdis supérieur central.....	217
b.2.	Hourdis inférieur	218
b.3.	Ames	218
E.	STABILITE DU FLEAU EN PHASE DE CONSTRUCTION	220
I.	Dimensionnements des câbles d'ancrages	220
1.	Action à prendre en compte.....	222
a.	Charges permanentes.....	222
b.	Charges variables d'exécution	222
c.	Charges accidentelles	223
2.	Combinaison d'action en construction	223
a.	Combinaisons en situation temporaire de construction (TYPE A).....	223
b.	Combinaisons accidentelles de construction (TYPE B)	224
3.	Calcul des actions	224

4.	Résultats des calculs	225
5.	Calcul du nombre de câbles de clouage	225
a.	En situation temporaire de construction (combinaison A)	225
b.	Justification vis-à-vis de la situation accidentelle : combinaison B.....	226
6.	Conclusion	228
II.	Dimensionnement et vérification des cales	228
1.	Situation normale d'exécution (combinaison A)	228
2.	Situation accidentelle (combinaison B).....	230
CHAPITRE IV : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		231
A.	CHOIX DU TYPE D'APPUI	231
B.	ETUDE DES APPAREILS D'APPUIS	231
I.	Dimensionnement des appareils d'appuis	232
II.	Distribution des efforts horizontaux aux appuis	233
1.	Effort de freinage.....	233
a.	Calcul des coefficients de souplesse de chaque appui.....	233
a.1.	Coefficient de souplesse d'une pile	233
a.2.	Coefficient de souplesse d'une culée.....	234
b.	Distributions des efforts de freinage.....	235
2.	Effort dus au retrait, au fluage et à la variation de température	236
III.	Vérification des appareils d'appuis.....	237
1.	Descente des charges	237
a.	Surcharge B_c	237
b.	Surcharge $A(l)$	239
c.	Surcharge de trottoir $A(t)$	240
d.	Gradient thermique	241
e.	Effet hyperstatique dû au fluage.....	242
f.	Effet hyperstatique du câble éclisse à la travée centrale.....	242
g.	Effet hyperstatique du câble extérieur	242
2.	Vérification des appuis.....	243
a.	Vérification de la condition de non glissement	244
b.	Vérification de l'épaisseur des frettes.....	245
c.	Vérification des contraintes.....	245
C.	ETUDE DE LA PILE	247
I.	Détermination des sollicitations	247
1.	Inventaire des charges appliquées.....	247
a.	Charges verticales	247
b.	Charges horizontales.....	247
2.	Vérification de la stabilité vis- à-vis du renversement de la pile	248
a.	Calcul de la stabilité transversale	248

b.	Calcul de la stabilité dans le sens longitudinal.....	249
3.	Étude de la pile proprement dite.....	249
a.	Hypothèse de calcul.....	249
b.	1 ^{er} cas : vent extrême.....	250
b.1.	Charges à considérer.....	250
b.2.	Calcul des coefficients mécaniques	250
b.3.	Moments d'encastrement transmis.....	251
b.4.	Moments transmis par chaque poutre.....	251
b.5.	Calcul des efforts tranchants.....	252
c.	2 ^{ème} cas : vent normal.....	253
II.	Dimensionnement des armatures du chevêtre	253
1.	Armature longitudinale supérieure.....	254
2.	Armature longitudinale inférieure.....	254
3.	Armature de peau.....	255
4.	Vérification de l'effort de cisaillement.....	255
III.	Etude de la colonne.....	255
1.	Détermination des efforts.....	255
a.	Excentricité du 1 ^{er} ordre :.....	256
b.	Vérification de stabilité de forme.....	256
c.	Excentricité du second ordre.....	256
2.	Détermination des armatures	257
a.	Armature longitudinale	257
b.	Armature transversale.....	257
IV.	Dimensionnement de la semelle sous pile	257
1.	Descente des charges	257
2.	Disposition constructive	258
a.	Distance entre axe des pieux.....	258
b.	Hauteur utile des armatures tendues.....	258
c.	État limite ultime de la compression de la bielle	258
d.	État limite du cisaillement du béton	259
e.	État limite de résistance	259
e.1.	Armatures principales.....	259
e.2.	Armatures complémentaires.....	259
D.	ETUDE DE LA CULEE.....	260
I.	Mur garde grève.....	260
1.	Dimensions	260
2.	Les sollicitations.....	260
a.	La poussée de terre.....	260
b.	Poussée due aux surcharges de remblai	261

c.	Force de freinage	262
3.	Calcul des armatures.....	263
a.	Armature longitudinale	263
b.	Armature de répartition	264
c.	Vérification de l'effort tranchant.....	264
II.	Mur en retour	264
1.	Dimensions	264
2.	Sollicitations	264
a.	Sollicitations dues aux charges verticales.....	265
b.	Sollicitations dues aux charges horizontales	265
3.	Calculs des armatures	266
a.	Armature équilibrant le moment dû aux charges verticales	266
a.1.	Armatures principales.....	266
a.2.	Armature de répartition	266
a.3.	Vérification de la contrainte tangentielle.....	266
b.	Armature équilibrant le moment dû aux charges horizontales.....	267
b.1.	Armatures principales	267
b.2.	Armature de répartition	267
b.3.	Armatures transversales	267
III.	Mur de front.....	267
1.	Les sollicitations.....	267
a.	La poussée de terre.....	268
b.	Les poids propre	268
c.	Réaction du tablier	269
d.	Réaction due au freinage, au retrait et au fluage du béton.....	269
2.	Détermination des armatures du mur de front.....	269
a.	Armature principale	270
b.	Armatures de répartition.....	271
c.	Vérification de la contrainte tangentielle	271
IV.	Dimensionnement de la semelle sous culée	271
1.	Descente des charges	271
2.	Disposition constructive	271
a.	Nombre de pieux sous semelle.....	271
b.	Distance entre axe des pieux.....	272
3.	Hauteur utile des armatures tendues	272
4.	État limite de la compression de la bielle.....	272
a.	Au niveau de la base du mur de front	272
b.	Au niveau de la tête du pieu	272
5.	État limite de cisaillement du béton	273

6.	État limite de résistance	273
a.	Armatures principales	273
b.	Armatures complémentaires	273
b.1.	Armatures supérieures.....	273
b.2.	Armatures transversales	273
b.3.	Armatures horizontales	273
b.4.	Armatures de peau	274
E.	ETUDE DES PIEUX.....	274
I.	Descente des charges	274
II.	Calcul des armatures	275
1.	Armatures longitudinales.....	275
2.	Armatures transversales	276
3.	Longueur de recouvrement.....	276
III.	Stabilité des pieux	276
1.	Paramètres des pieux	277
2.	Déplacement des pieux	278
CHAPITRE V : ETUDE DES EQUIPEMENTS		280
A.	LA CHAUSSEE	280
I.	Profil en travers.....	280
II.	Profil en long.....	280
III.	Revêtement.....	280
B.	LES TROTTOIRS	280
C.	LES GARGOUILLES	281
D.	LES GARDES CORPS.....	281
E.	LE REMBLAI D'ACCES ET CHAUSSEE SUR REMBLAI	281
F.	DALLE DE TRANSITION	282
I.	Rôle	282
II.	Prédimensionnement.....	282
III.	Ferraillage	282
G.	CONCLUSION	282
PARTIE IV : EVALUATION FINANCIERE ET ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET		283
CHAPITRE I : EVALUATION DU PROJET.....		284
A.	PHASAGES DES TRAVAUX	284
B.	CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DES DEBOURSES.....	286
C.	DEVIS QUANTITATIF	287
D.	SOUS DETAILS DES PRIX	289
E.	DETAILS QUANTITATIFS ESTIMATIFS	295
CHAPITRE II : ETUDE DE RENTABILITE DE L'INVESTISSEMENT		299

A.	DETERMINATION DE LA VAN	299
I.	Recettes.....	299
II.	Dépenses	300
III.	Amortissement	300
B.	TAUX DE RENTABILITE INTERNE	302
C.	DELAI DE RECUPERATION DES CAPITAUX INVETIS	303
D.	INDICE DE PROBABILITE	303
E.	RECAPITULATION ET CONCLUSION	303
CHAPITRE III : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX.....		304
A.	INTRODUCTION.....	304
B.	DEFINITIONS	304
I.	L'environnement	304
II.	L'impact	304
C.	ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX DU PROJET	305
I.	Description du projet	305
1.	Les travaux prévus	305
a.	Phase préparatoire	305
b.	Phase de construction	305
c.	Phase de fermeture.....	306
d.	Phase d'exploitation	306
2.	Les ressources utilisées par le projet.....	306
a.	Les matériaux de construction	306
b.	Les ressources naturelles	306
3.	L'énergie utilisée.....	307
II.	Le milieu récepteur	307
III.	Analyse des impacts.....	307
1.	Identification des impacts	307
a.	Phase préparatoire	307
b.	Phase de construction	308
c.	Phase de fermeture.....	309
d.	Phase d'exploitation	309
2.	Evaluation des impacts.....	309
3.	Les différentes mesures à prendre	312
D.	CONCLUSION	313
CONCLUSION GENERALE		314
BIBLIOGRAPHIE		
ANNEXES		
TABLE DES MATIERES		

**ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS**



***Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme
d'Ingénieur en Bâtiment et Travaux Publics***

Nom : ANDRIANTSIRESY
Prénoms : Toky Tojolalaina
Téléphone : 033 76 023 44
E-mail : tokytojolalaina@yahoo.com

***Titre : ETUDE DE LA RECONSTRUCTION DU PONT DE MAHAJAMBA SUR
LA RN6 AU PK 30 + 850***

Nombre de pages : 314
Nombre de tableaux : 144
Nombre de figures : 97

Résumé :

Le présent mémoire traite une nouvelle méthode de conception d'ouvrage d'art avec la construction d'un pont en encorbellement successif suivant les règles BAEL 91 modifiés 99 et BPEL 91 modifiés 99 .

Le projet étudié est la reconstruction du pont de Mahajamba situé sur la RN6 au PK 30+850. L'étude a permis de justifier la nécessité de cette dernière d'un point de vue social: désenclavement des Régions Sofia et Diana ; économique: projet rentable et viable, le tout en minimisant les impacts environnementaux. Le pont de Mahajamba permettra ainsi de promouvoir le développement de ces Régions mais aussi le pays tout entier.

Mots clés: Pont, béton précontraint, encorbellement successif.

Encadreur : RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina