

LISTE DES ABREVIATIONS ET NOTATIONS

ABREVIATIONS :

B.A	Béton Armé
B.A.E.L	Béton Armé aux Etats Limites
BDE	Bordereau Détail Estimatif
B.P	Béton Précontraint
cdg	Centre de gravité
CMD	Coefficient de Majoration Dynamique
CRT	Coefficient de Répartition Transversale
ELS	Etat Limite de Service
ELU	Etat Limite Ultime
ESPA	Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
HA	Haute Adhérence
LI	Ligne d'Influence
RN	Route Nationale
SETRA	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

NOTATIONS :

Actions

G :	Charge permanente ponctuelle
P :	Surcharge d'exploitation ponctuelle
g:	Charge permanente uniformément répartie
q:	Surcharge d'exploitation uniformément

Caractéristiques géométriques :

A, B, C :	Section limite d'une pièce
I :	Moment d'inertie passant par le centre de gravité d'une section
i:	Rayon de giration d'une pièce
l:	Longueur d'une poutre en général
e:	Epaisseur d'une pièce
α :	Angle en général
μ :	Moment statique

Sollicitations / contraintes déformations :

f :	Flèche d'une poutre
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
f_e :	Résistance caractéristique de l'acier
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
δ :	Coefficient de majoration dynamique
σ :	Contrainte normale
σ_e :	Contrainte élastique de l'acier
ϵ_r :	Coefficient de retrait du béton
K	Coefficient de répartition transversale
τ :	Contrainte tangentielle ou de cisaillement
ν	Coefficient de poisson
γ_s, γ_b	Coefficient de sécurité pour l'acier et le béton

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Fivondronana et Firaiana concernés par le projet (Source INSTAT).....	4
Tableau 2 : Statistique de la population (Source INSTAT).....	4
Tableau 3 : Trafic dans les 2 sens dans le quartier d'Anosizato en 2001 (Louis Berger International).....	9
Tableau 4 : Trafic dans les 2 sens dans le quartier d'Anosizato en 2003 (Source Louis Berger International).....	10
Tableau 5 : Trafic dans les 2 sens dans le quartier d'Anosizato en 2006 (Source notre comptage sur les lieux au niveau de l'ancien station SHELL du 26/09/06 au 02/09/06).....	10
Tableau 6 : Trafic dans les 2 sens dans le quartier d'Anosizato en 2006 (Source notre comptage sur les lieux au niveau de la nouvelle station SHELL du 26/09/06 au 02/09/06)....	11
Tableau 7 : Tableau de calcul de \hat{a} et de \hat{b} si le modèle est linéaire.....	14
Tableau 8 : Tableau de calcul de \hat{a} et de \hat{b} si le modèle suit une progression exponentielle.....	14
Tableau 9 : Estimation du trafic futur sur la RN1 suivant le modèle exponentielle.....	15
Tableau 10 : Estimation du trafic futur traversant notre nouveau pont suivant le modèle exponentielle.....	15
Tableau 11 : Comparaison des divers emplacements de notre nouveau pont.....	18
Tableau 12 : Analyse multicritères des lieux d'emplacement.....	19
Tableau 13 : Débit de crue de la rivière Ikopa.....	26
Tableau 14 : Les valeurs de QT suivant la méthode de Gumbel en fonction des périodes de retours T.....	28
Tableau 15 : la valeur de QT suivant la méthode de Gibrat Galton en fonction des périodes de retour T.....	29
Tableau 16 : Classements des différents débits en 5 classes.....	30
Tableau 17 : Tableau de jugement de la loi de Gumbel par le Test de.....	30
Tableau 18 : Tableau de jugement de la loi de Gibrat Galton par le Test de.....	31
Tableau 19 : Résumé des valeurs de débits Q100 et des tests de validités.....	32
Tableau 20 : Calcul de la hauteur d'eau correspondant à Q100.....	34
Tableau 21 : Coefficient de charge.....	38
Tableau 22 : Valeur des coefficients.....	40
Tableau 23 : Classe des ponts.....	41
Tableau 24 : Coefficient de dégressivité transversal α_1	41
Tableau 25 : Valeur du coefficient B_c	42
Tableau 26 : comparaison des variantes selon les critères d'évaluations choisies.....	46
Tableau 27 : Analyse multicritère des variantes.....	48
Tableau 28 : Les caractéristiques des sections des poutres.....	59
Tableau 29 : Résumé de différentes valeurs des moments à prendre en compte.....	66
Tableau 30 : Récapitulation des armatures.....	74
Tableau 31 : Récapitulation des armatures de l'entretoise.....	90
Tableau 32 : Les valeurs des moments dus aux charges permanentes dans différentes sections.....	92
Tableau 33 : Valeur des répartitions transversales.....	93
Tableau 34 : Tableau 34 : Les valeurs des moments dus aux surcharges BC30.....	95
Tableau 35 : Les valeurs des coefficients de répartitions transversales.....	96
Tableau 36 : Les valeurs des moments dus aux surcharges de trottoirs.....	96
Tableau 37 : Les valeurs des moments dus aux surcharges A (I).....	97
Tableau 38 : Les valeurs des moments fléchissant.....	98
Tableau 39 : Effort tranchant du au charge permanent.....	98
Tableau 40 : Les valeurs des efforts tranchants dus aux surcharges A (I).....	99

Tableau 41: Les valeurs des efforts tranchants dus aux surcharges de trottoirs.....	100
Tableau 42 : Les valeurs des efforts tranchants dus aux charges permanentes et les surcharges considérées.....	100
Tableau 43 : paramètre de tracé des câbles.....	107
Tableau 44 : Les coordonnées de chaque câble en m.....	108
Tableau 45 : Ordonnées du câble équivalent en m.....	109
Tableau 46 : Tracé du fuseau limite en m.....	110
Tableau 47 : Vérification du tracé du câble équivalent à l'intérieur du fuseau de passage.....	110
Tableau 48 : Perte de tension à l'ancrage en [MPa].....	112
Tableau 49 : Valeurs de longueurs critiques X.....	113
Tableau 50 : tension après perte de charge par frottement en MPa.....	114
Tableau 51 : Perte de tension par frottement dans chaque câble au niveau de différentes sections en MPa.....	115
Tableau 52 : Pertes de précontrainte par déformation instantanée du béton dans le Câble 1 en MPa.....	118
Tableau 53 : Pertes de précontrainte par déformation instantanée du béton dans le Câble 2 en MPa.....	119
Tableau 54 : Pertes de précontrainte par déformation instantanée du béton dans le Câble 3 en MPa.....	119
Tableau 55 : Pertes de précontrainte par déformation instantanée du béton dans le Câble 4 en MPa.....	120
Tableau 56 : Pertes de précontrainte par déformation instantanée du béton dans les Câbles 5 et 6 en MPa.....	121
Tableau 57 : Tension probable des câbles après perte de tension instantanée en MPa.....	123
Tableau 58 : Perte de tension due à la relaxation des armatures en MPa.....	125
Tableau 59 : Perte de tension due au fluage du béton en MPa.....	126
Tableau 60 : Les pertes différées totales dans chaque câble en MPa.....	127
Tableau 61 : Les pertes de tensions finales dans chaque câble en MPa.....	127
Tableau 62 : Les caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre et de la poutre avec hourdis.....	135
Tableau 63 : Récapitulation des contraintes normales cumulées dans le béton dans différente section en MPa.....	140
Tableau 64 : Caractéristiques géométriques de la section d'about.....	142
Tableau 65 : Force de précontrainte dans la section d'about.....	142
Tableau 66 : Caractéristiques géométriques de la section à $x = 4$ m.....	143
Tableau 67 : Force de précontrainte dans la section.....	143
Tableau 68 : Caractéristiques géométriques de la section à $x = 8$ m.....	144
Tableau 69 : Force de précontrainte dans la section.....	144
Tableau 70 : Coefficient de souplesse des colonnes.....	165
Tableau 71 : Coefficient de souplesse du chevet.....	166
Tableau 72 : Coefficient de souplesse de l'appareil d'appui.....	166
Tableau 73 : Coefficient de souplesse des piles intermédiaires.....	167
Tableau 74 : Coefficient de souplesse des culées.....	167
Tableau 75 : Distribution des efforts de freinage entre appuis.....	168
Tableau 76 : Distribution des efforts dus au retrait, au fluage et à la variation de température à long terme.....	169
Tableau 77 : Distribution des efforts dus à la variation de température à court terme.....	169
Tableau 78 : Sollicitations dues aux forces verticales.....	173
Tableau 79 : Sollicitations dues aux forces horizontales.....	174
Tableau 80 : Sollicitations dues aux forces verticales.....	174

Tableau 81 : Sollicitations dues aux forces horizontales.....	174
Tableau 82 : Valeur de Pl en MPa dans différente profondeur.....	183
Tableau 83 : Classification des sols.....	183
Tableau 84 : Valeur du coefficient de portance Kp.....	184
Tableau 85 : Choix des courbes en fonction de la nature du sol et de l'élément de la fondation	185
Tableau 86 : Calcul de l'effort limite mobilisable par frottement latéral.....	185
Tableau 87: Efforts agissant sur le mur garde grève :	193
Tableau 88 : Valeurs des sollicitations aux états limites :	193
Tableau 89 : Sollicitations dues aux charges verticales aux états limites :	196
Tableau 90 : Sollicitations dues aux charges horizontales aux états limites :	197
Tableau 91: Les poids propres des éléments de la culée.....	203
Tableau 92 : Moments dus aux poids propres des éléments de la culée.....	204
Tableau 93 : Les Sollicitations dues aux forces verticales.....	205
Tableau 94 : Sollicitations dues aux forces horizontales.....	205
Tableau 95 : Les moments de flexion.....	206
Tableau 96 : Les charges permanentes agissant sur le mur de front.....	207
Tableau 97 : Les efforts agissant sur le mur de front.....	207
Tableau 98 : Effort sollicitant un appareil d'appui sur Culée.....	215
Tableau 99 : Vérification des appareils d'appui sur culée.....	216
Tableau 100 : Effort sollicitant un appareil d'appui sur Pile.....	216
Tableau 101 : Vérification des appareils d'appui sur Pile.....	216
Tableau 102 : Valeur de Ai pour le calcul de K.....	219
Tableau 103 : Devis quantitatif des matériaux.....	223
Tableau 104 : Sous détails de prix des coffrages.....	225
Tableau 105 : Sous détails de prix des ferrillages.....	226
Tableau 106 : Sous détails de pris du forage des pieux.....	227
Tableau 107 : Sous détails de prix de Béton Q 400.....	228
Tableau 108 : Sous détails de prix de Béton Q 250.....	229
Tableau 109 : Bordereau détails estimatif.....	231
Tableau 110 : Récapitulation du bordereau détail estimatif.....	234

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation du projet.....	1
Figure 2 : Estimation du trafic future.....	15
Figure 3 : Prévision du trafic sur le nouveau pont.....	16
Figure 4 : Emplacements possibles de l'ouvrage.....	17
Figure 5 : Profil en travers de la rivière.....	21
Figure 6 : Système Bc.....	43
Figure 7 : Essieu isolé Be.....	43
Figure 8 : Système Br.....	44
Figure 9 : Les caractéristiques de l'ouvrage.....	58
Figure 10 : Légende des diverses sections pour le calcul des différentes caractéristiques de la poutre.....	59
Figure 11 : Vue transversale.....	61
Figure 12 : Vue longitudinale.....	61
Figure 13 : Diffusion des charges concentrées.....	64
Figure 14 : Répartition des charges concentrées du système B.....	75
Figure 15 : Modélisation des charges réparties pour le calcul des entretoises d'about.....	80
Figure 16 : Modélisation de calcul des charges ponctuelles Br pour la justification des entretoises.....	81
Figure 17 : Modélisation de calcul des charges ponctuelles Bc pour la justification des entretoises.....	81
Figure 18 : Modélisation des charges réparties pour le calcul des entretoises intermédiaires et d'appuis.....	83
Figure 19 : position défavorable du convoi dans le sens transversal pour les poutres 1 et 3... ..	92
Figure 20 : position défavorable du convoi dans le sens transversal pour les poutres 2.....	93
Figure 21 : Position du convoie la plus défavorable.....	94
Figure 22 : ligne d'influence du système Bc.....	94
Figure 23 : Position de l'excentricité.....	95
Figure 24: tracé d'un câble élémentaire.....	104
Figure 25 : Distance des armatures de précontraintes aux parements.....	104
Figure 26 : Disposition des câbles à mi-travée.....	105
Figure 27 : Disposition des câbles aux abouts.....	106
Figure 28 : Etat de contrainte dans la section.....	147
Figure 29 : Coupe transversale et vue de face de la pile intermédiaire.....	161
Figure 30 : Morphologie de la culée remblayée.....	161
Figure 31 : Vue en plan de la culée.....	162
Figure 32: Modélisation du chevêtre.....	175
Figure 33 : Schéma de calcul de Ple.....	182
Figure 34: Poussées de terre sur mur garde grève.....	190
Figure 35 : Diffusion des effets de freinage.....	191
Figure 36 : Diffusion des charges due aux camions Bc.....	192
Figure 37 : Section de calcul d'armatures du mur garde grève :	194
Figure 38 : Les dimensions du mur en aile.....	195
Figure 39 : Les forces appliquées sur le mur.....	196
Figure 40 : Section de calcul du mur en retour.....	198
Figure 41 : Section de calcul du mur en retour.....	199
Figure 42 : disposition des armatures du mur.....	200
Figure 43 : Les forces appliquées sur le mur de front.....	201
Figure 44: Section de calcul d'armatures du mur de front.....	208

Figure 45 : Caractéristiques géométriques de l'appareil d'appui..... 211

Rapport-Gratuit.com

INTRODUCTION

L'homme essaie toujours de franchir les obstacles de la nature que constitue le relief et est tenue de faire évoluer la technologie. Le pont constitue un aspect saillant de cette évolution.

Le nombre d'ouvrages tels que bâtiments, ponts, routes, ... reflète l'amplification du développement réel d'un pays. En effet, le Génie civil constitue un secteur clé et s'ouvre à tous les domaines d'activités de l'Etat.

Actuellement, Madagascar se lance dans une course au développement et ce en partie, par le biais de la remise en service des infrastructures qu'elles soient de transport ou d'aménagement d'espaces publiques.

Comme Antananarivo est la capitale de Madagascar, dès qu'on parle de ce pays, les idées se convergent en générale vers cette ville. Cette dernière est le siège de diverses activités à savoir : l'activité économique, politique et culturelle.

La multiplicité de ces activités a entraîné l'augmentation de la densité de la population provoquant l'insuffisance d'infrastructures et indubitablement la croissance du pack de véhicules dans les moindres recoins de la ville.

Aussi l'embouteillage est un problème presque éternel à Tana. et le rond point d'Anosizato n'échappe pas à cette règle. Or, nous faisons du confort des usagers, de leur sécurité et de leur satisfaction notre principal souci.

Ainsi, nous ne pourrions rien faire face à ces problèmes qui persistent de plus en plus et qui sont inclus dans le domaine du Génie Civil, un domaine qui nous est propre. Le présent ouvrage qui est intitulé « **PROPOSITION D'UNE VARIANTE POUR LE DESENGORGEMENT DU QUARTIER D'ANOSIZATO** » est notre contribution à la résolution de ce fléau d'embouteillage sévissant la grande ville.

Pour l'élaboration de cette étude, il nous a fallu adopter 5 parties : dans la première partie, nous allons voir l'environnement du projet et les études préliminaires constituant des étapes assez cruciales pour la conception du projet.

La seconde partie relate les diverses lois utilisées. Cette partie traite déjà quelques une des solutions proposées.

La troisième partie traite est axée sur l'étude de la poutre principale, la quatrième sur l'étude de l'infrastructure de la solution proposée.

Enfin, la dernière partie nous donnera un aperçu de l'estimation du projet et décortique l'étude des impacts environnementaux pouvant surgir de l'exécution des travaux.

Partie I :

Environnement du Projet

Dans cette partie, nous allons traiter :

Chapitre I : Environnement du projet

Chapitre II : La zone d'influence du projet

Chapitre III : Etude du trafic

Chapitre IV : Choix du lieu d'implantation de l'ouvrage

Chapitre V : Les caractéristiques technique du projet

Chapitre VI : Etude morphologique du bassin versant

Chapitre VII : Estimation du débit de crue

Chapitre VIII : Le calage de l'ouvrage

Chapitre I : ENVIRONNEMENT DU PROJET

a) Localisation du projet :

Le projet consiste à la construction d'un pont et d'une rue qui relie d'une part la route d'Anosizato à Anosipatrana et d'autre part celle qui relie Antanimenakely à Beravina – Itaosy.

Ainsi le nouveau pont traverse la rivière Ikopa et limité :

- ◆ à l'Ouest par la rue d'Antanimenakely à Beravina-Itaosy ;
- ◆ à l'Est par le pont d'Anosizato sur la RN1 ;
- ◆ au Sud par le quartier d'Anosizato Antsinanana (suivant la rue d'Anosibe).

CARTE DE SITUATION DU PROJET

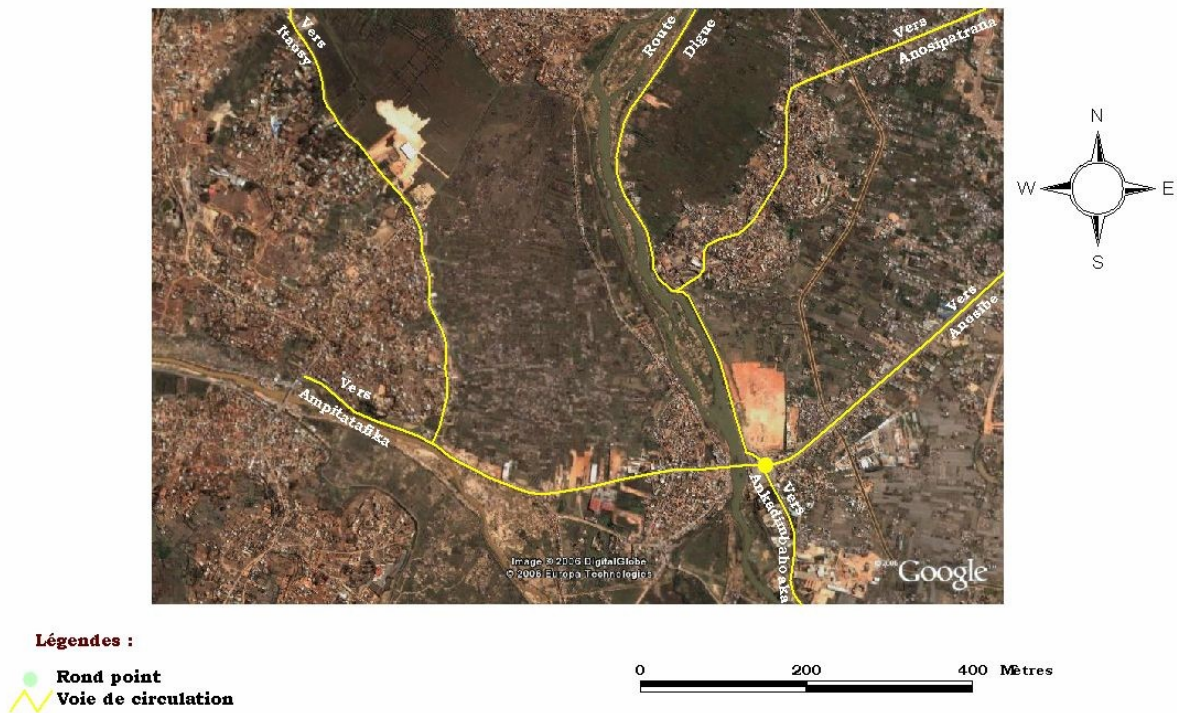


Figure 1 : Localisation du projet

b) Contexte général :

Introduction

Depuis plusieurs années, Madagascar a opté pour la politique de renouvellement des infrastructures routières. Cette politique se manifeste par la construction de nouvelles routes et la réhabilitation de celles qui en ont besoin.

La ville d'Antananarivo n'échappe pas à cette politique. Ainsi diverses routes sont créées et d'autres rues sont réhabilitées.

Comme on le sait, Antananarivo est la plus grande ville du pays et les déplacements y sont très nombreux. Un réseau routier adéquat est nécessaire pour recevoir ce flux de trafic afin d'organiser par la suite la circulation des automobilistes.

Malgré cette organisation, certains axes rencontrent des problèmes à cause du trafic qui est très élevé. L'axe Ouest qui relie Antananarivo et Tsiroanomandindy est parmi ceux qui connaissent cet engorgement de la circulation.

Pour mieux expliquer ces faits, voyons d'abord ce que c'est que le transport.

Le transport :

Le transport est l'ensemble des dispositifs qui permet d'emmener quelque chose, ou quelqu'un, d'un lieu à un autre. Le transport est un élément fondamental de toute l'activité humaine, qu'il s'agisse d'activité économique, de loisirs, de sport, de secours ou d'action militaire. On distingue alors deux types de transport :

Le transport de marchandises ;

Le transport de personnes.

Le premier est un moyen d'emmener les produits nécessaires de la population d'une localité à une autre. Ces produits sont généralement des produits de consommations ou des matériaux de constructions ou des biens. Il est assuré par des transporteurs civils qui ont des camions ou des camionnettes ou par des sociétés privées.

Le second concerne les déplacements des personnes d'un lieu à un autre. Ce type de déplacement concerne surtout les écoliers, les travailleurs et les personnes qui approvisionnent la maison. Ce dernier est assuré par les véhicules particuliers ou par les transports en commun.

Voici la liste des coopératives et des sociétés qui assurent ces déplacements dans la zone d'étude : KOFIAMO, TRANSMAR, KOFIMANDINDY, FIFIA, FIFIAMI.

Après cela, voyons la zone d'influence du projet

apitreII : ZONE D'INFLUENCE :

La zone d'influence du projet est principalement formée par les endroits suivants :

Tableau 1 : Fivondronana et Firaiana concernés par le projet (Source INSTAT)

Type d'influence	Fivondronana	Firaiana
Immédiate	Antananarivo Atsimondrano	Anosizato Ampitatafika Beravina-Itaosy
Indirecte	Arivonimamo Miarinarivo Soavinandrina Tsiroanomandindy	Toutes ses Firaiana Toutes ses Firaiana Toutes ses Firaiana Toutes ses Firaiana

Tableau 2 : Statistique de la population (Source INSTAT)

Fivondronana	Superficie en Km ²	Années			
		1 998	19 999	2 000	2 001
Antananarivo	379	259 002	267 082	357 160	499 999
Atsimondrano					
Arivonimamo	2 025	230 804	230 804	245 204	260 261
Miarinarivo	2 634	160 707	160 707	170 733	181 218
Soavinandrina	1 907	130 055	130 055	138 700	147 217
Tsiroanomandindy	9 495	186 309	186 309	193 116	204 108
Total	16 440	966 877	974 957	1 104 913	1 292 803

Mais parmi toutes ces zones d'influences, le quartier d'Anosizato et ses environs immédiats qui ont le plus grand impact sur le projet.

Maintenant, nous allons passer à l'étude le trafic.

a) **GENERALITES SUR LE TRAFIC**

Description du trafic dans la ville d'Antananarivo:

La voirie de la ville d'Antananarivo est de faible densité. En plus, elle est de forme radiale c'est-à-dire qu'elle converge vers un centre ville qui est le quartier d'Analakely. Il est ainsi évident que tous les réseaux sortent de là.

La plupart des quartiers de la ville d'Antananarivo sont construits sur des collines ce qui rend difficile le tracé des rues de la capitale (existence de pente raides, virages très serrés, épingles,...).

En plus, dans certains quartiers, la route est très étroite et il n'y a même pas de trottoirs pour les piétons. C'est dire sur le manque d'espace et la difficulté d'aménager cette ville.

D'après ce qu'on a vu précédemment, la circulation d'Antananarivo affronte des problèmes majeurs à savoir :

- ◆ des camions de plus de 16 tonnes munis d'autorisation venant de la commune urbaine peuvent circuler dans la ville provoquant de grands embouteillages ;
- ◆ l'existence des pentes raides, des épingles, le rétrécissement de la voie accentue les embouteillages dans certains quartiers ;
- ◆ certains conducteurs ne respectent pas le code de la route entraînant ainsi d'énormes embouteillages ;
- ◆ la dispersion des transports en commun rend délicat l'organisation de la circulation : plusieurs lignes desservent en même temps une même localité, les terminus sont mal placés pour certaines lignes, quelques arrêts sont parfois trop rapprochés ;
- ◆ des embouteillages se manifestent surtout dans les zones avoisinant les carrefours ;
- ◆ les agents de police ne peuvent pas maîtriser totalement la circulation au niveau des carrefours importants.

Compte tenu de ces différents problèmes, la commune urbaine d'Antananarivo s'efforce d'organiser la circulation dans sa ville. Des mesures adéquates ont été prises en compte à savoir :

- ◆ interdiction de circuler dans la commune pendant les heures de pointes pour les camions de plus de 16 tonnes ;
- ◆ les transports en communs ne peuvent pas circuler dans l'avenue d'indépendance, ils doivent le contourner ;

- ♦ des agents de polices se positionnent à chaque carrefour important et dans les lieux où les transports en communs s'arrêtent (terminus, simple arrêt ou il y a un risque important d'embouteillages).

LE TRAFIC DANS LE QUARTIER D'ANOSIZATO

Caractéristique du trafic

Le trafic dans le quartier d'Anosizato se caractérise par une forte proportion de voitures légères et de minibus. Les poids lourds sont pratiquement peu nombreux par rapport à ces premiers types de véhicules. Les rares poids lourds à circuler pendant le jour sont ceux munis d'autorisation venant de la commune et les camions citernes.

Les deux roues sont aussi peu nombreuses vis-à-vis des véhicules légers et elles n'ont que peu d'influence sur le trafic en générale.

Malgré tout cela, on ne peut négliger les piétons qui sont très nombreux dans cette partie de la ville. En effet, les zones réservées pour les piétons sont toujours saturées pendant la journée et parfois même, ils débordent sur la voie réservée aux voitures.

Le trafic dans ce quartier est élevé. Donc, pendant les heures de pointes, la circulation est souvent arrêtée et d'énormes embouteillages se créent surtout à l'entrée du quartier. Les transports en communs accentuent l'existence de ces embouteillages à cause de leur non respect des arrêts (surtout le terminus de la ligne 110) ; en effet, quand l'arrêt en question est plein d'autobus, ceux qui sont en arrière ne se gênent pas pour s'arrêter sur la voie pour faire leur arrêt dans le quartier. Le passage des poids lourds et des grands autobus aggrave le risque d'embouteillages.

Ainsi on peut dire que le trafic dans ce quartier n'est pas fluide. Des bouchons se forment pour ralentir ou même arrêter la circulation. Le nombre de véhicules évacué par unité de temps est faible compte tenu de l'existence d'énormes embouteillages.

Le niveau de service de la route :

Définition :

Le niveau de service est une mesure qualitative de l'effet de plusieurs paramètres qui interviennent dans le trafic. Parmi ces paramètres, on peut citer la vitesse, la durée du trajet pour traverser la section, la liberté de manœuvre, la sécurité, le confort ainsi que la commodité de conduite. Le niveau de service ne peut être rapporté à une valeur chiffrée mais dépend essentiellement du point de vue de l'observation et de son appréciation.

Cas du quartier d'Anosizato :

Pour le quartier d'Anosizato, d'après ce qu'on a vu précédemment, le débit de la circulation est faible compte tenu de ce fait, la vitesse de circulation est réduite. Ainsi, la traversée de cette portion de route, se fait avec une attente plus ou moins prolongée (à cause des transports en communs et des poids lourds)

En plus, la sécurité des usagers n'est pas respectée du fait du non respect des zones de stationnements des autocars et du manque d'endroit pour faire des manœuvres de circulations. C'est dire que les conducteurs de véhicules ne trouvent aucune commodité et les passagers aucun confort dans ce tronçon de route traversant le quartier d'Anosizato.

A partir de tout cela, on peut dire que le niveau de service dans ce quartier est très bas.

b) Intérêt de la construction du pont :

En général, le but du projet est de permettre aux usagers d'éviter le passage dans le quartier d'Anosizato. Donc, les principaux bénéficiaires sont :

- ◆ les utilisateurs de la RN 1 ;
- ◆ la population environnante ;
- ◆ les riverains de la route reliant Antanimenakely et Beravina-Itaosy.

En plus, il procure autant d'avantages individuels à chacun de ses usagers et collectifs à l'ensemble des habitants de la zone.

Avantages individuels :

- ◆ Amélioration de la sécurité et du confort de conduite ;
- ◆ Réduction des dépenses (consommation de carburant, entretien des véhicules, etc...)

Bref à une augmentation du niveau de service de la route.

Avantages collectifs :

La construction du pont réduit la distance à parcourir et tous ses inconvénients ; Elle réduit aussi le nombre de véhicules en heure de pointe surtout à l'entrée et à sortie du pont d'Anosizato sur la RN 1 ;

La présence du pont permettra de concevoir des villes plus étendues dont les habitants resteront quand même bien desservis ;

Nous pouvons dire que la construction du nouveau pont est une opportunité pour les riverains, pour la population d'Antananarivo et pour les étrangers par le fait que la plupart des zones d'influences de ce pont ont des lieux de retraites pour des randonnées et des excursions (Ex : Imeritsiatosika, Lac Vontovorona, etc...), ou même des sites touristiques.

apitreIII : **ETUDE DU TRAFIC**

a) Données quantitatives du trafic :

Plusieurs facteurs conditionnent la détermination du trafic à savoir :

- ◆ le but à atteindre ;
- ◆ la nature de la méthode ;
- ◆ le procédé d'exécution de la méthode.

L'objectif :

La connaissance du trafic est une donnée essentielle vis-à-vis de l'amélioration de la circulation dans une localité.

C'est le nombre total de véhicules par catégorie circulant dans cette localité qui sera déterminé dans cette étude de trafic.

Cette détermination permet de :

- ◆ calculer les charges que le réseau doit supporter ;
- ◆ évaluer la capacité actuelle du réseau ;
- ◆ estimer le coût d'entretien des infrastructures existantes ;
- ◆ prévoir une bonne organisation et une meilleure planification du trafic ;
- ◆ prévoir les infrastructures futures à réaliser ;
- ◆ de calculer les ressources économiques probables allouées à un projet.

Les différentes méthodes de comptages de trafic :

Le comptage routier est le fait de compter le trafic qui passe dans un tronçon de route. Il permet de déterminer non seulement le volume de trafic mais aussi sa nature et ses caractéristiques.

On distingue deux types de comptages routiers :

- ◆ le comptage automatique ;
- ◆ le comptage manuel.

Le comptage automatique

Le comptage automatique s'effectue à l'aide des appareils appropriés. Ces appareils peuvent réaliser selon leur caractéristique une totalisation simple, journalière ou horaire. Le comptage s'effectue à l'aide d'un tube pneumatique traversant la route. L'appareil peut fonctionner pendant une longue durée mais son emploi nécessite une couche de roulement revêtue et un personnel adéquat.

Comme ce matériel spécialisé n'est pas encore disponible à Madagascar, proposons une autre méthode de comptage.

Le comptage manuel

Ce type de comptage ne nécessite pas de matériels spécialisés mais exige beaucoup de mains d'œuvres spécialisés pour avoir un maximum de précision.

Cette méthode semble la mieux adapter pour un pays comme le notre (mains d'œuvre à bon marché, ...)

Le procédé d'exécution du comptage

Le comptage se fait en général dans les zones où la fluidité du trafic n'existe pas comme dans les carrefours.

Pour avoir plus de précision, les comptages doivent être faites pendant toute l'année mais comme notre pays est encore pauvre et que la réalisation d'un tel comptage est une activité lourde et difficile à entreprendre, une campagne d'une semaine qu'on réalise de jour comme de nuit est suffisant pour avoir les caractéristiques du trafic sur les grands axes.

Pour l'étude du trafic dans le quartier d'Anosizato, le procédé se fait comme suit :

- ♦ Dans une station de comptage, un ouvrier prend un sens dans une branche entrant dans le carrefour. Il note les types de véhicules qui vont dans ce sens et leurs nombres respectifs.
- ♦ Un autre ouvrier compte ceux qui vont dans l'autre sens.
- ♦ Tous les résultats sont placés dans un tableau afin d'obtenir des données quantitatives du trafic. On obtient ainsi des résultats satisfaisants mêmes si des lacunes théoriques existent.

b) Comptages routiers dans le quartier :

Des campagnes de comptages ont été réalisées dans le quartier d'Anosizato par le bureau d'étude Louis Berger International. Mais pour avoir plus de précision, nous avons effectué même des campagnes de comptage sur les lieux (Poste : Près de la Station Shell

Tableau 3 : Trafic dans les 2 sens dans le quartier d'Anosizato en 2001 (Louis Berger International)

Type de véhicule	jour de la semaine							MJ	CP	MJP
	L	M	M	J	V	S	D			
A	1113	1190	1596	1372	1452	1788	1991	1501	1	1501
B	1175	1061	1294	1197	1272	1237	887	1161	2	2322
C	580	626	994	748	285	763	429	633	3	1899
D	527	480	576	394	517	436	299	462	4	1848
E	30	74	86	31	22	30	5	40	5	200
TOTAL	3425	3431	4540	3742	3546	4234	3011	3794	VE	7770

Anosizato et de la nouvelle sise à Antanimenakely). Les résultats sont résumés par le tableau suivant :

Légende :

- A : véhicule particulière ;
- B : véhicule familiale, bâché, minibus ;
- C : camion et autocar PTC <10 T ;
- D : camion et autocar PTC >10 T ;
- E : camion de PTC > 16 T ;
- MJ : Moyenne Journalière ;
- CP : Coefficient de Pondération ;
- MJP : Moyenne Journalière Pondérée.

Tableau 4 : Trafic dans les 2 sens dans le quartier d’Anosizato en 2003 (Source Louis Berger International)

Type de véhicule	jour de la semaine							MJ	CP	MJP
	L	M	M	J	V	S	D			
A	2 287	2 398	2 451	2 320	2 045	2 788	2 903	2 456	1	2 456
B	2 178	2 201	2 310	2 192	1 978	2 196	1 993	2 150	2	4 299
C	813	912	984	807	626	805	604	793	3	2 379
D	618	584	679	506	751	489	402	576	4	2 302
E	107	89	139	72	94	59	23	83	5	416
TOTAL	6 003	6 184	6 563	5 897	5 494	6 337	5 925	6 058	VE	11 853

Tableau 5 : Trafic dans les 2 sens dans le quartier d’Anosizato en 2006 (Source notre comptage sur les lieux au niveau de l’ancien station SHELL du 26/09/06 au 02/09/06)

Type de véhicule	jour de la semaine							MJ	CP	MJP
	L	M	M	J	V	S	D			
A	3893	3958	3721	4031	3678	3052	4853	3884	1	3884

B	3655	3712	3589	3557	3634	3461	2526	3447	2	6894
C	789	753	627	834	711	624	152	642	3	1926
D	231	205	183	307	264	166	105	209	4	836
E	52	89	97	86	63	47	31	65	5	325
TOTAL	8620	8717	8217	8815	8350	7350	7667	8247	VE	13865

Tableau 6 : Trafic dans les 2 sens dans le quartier d'Anosizato en 2006 (Source notre comptage sur les lieux au niveau de la nouvelle station SHELL du 26/09/06 au 02/09/06)

Type de véhicule	jour de la semaine							MJ	CP	MJP
	L	M	M	J	V	S	D			
A	2872	2981	2610	3053	2744	2107	4008	2911	1	2911
B	2967	2829	2781	2473	2735	2394	1856	2576	2	5153
C	692	563	532	705	631	624	112	551	3	1654
D	169	142	137	219	172	103	81	146	4	585
E	52	89	97	86	63	47	31	66	5	332
TOTAL	6752	6604	6157	6536	6345	5275	6088	6251	VE	10634

On constate que :

- ◆ En moyenne 1996 véhicules par jour restent dans le quartier d'Anosizato. Ils sont constitués principalement par les riverains et les Taxi-Be 110 ;
- ◆ Toutes les autres lignes de Taxi-Be passent obligatoirement dans le quartier.

Ainsi, environ 31% de ce trafic passent obligatoirement dans le quartier d'Anosizato.

c) Prévision du trafic futur:

Hypothèse pour la prévision :

La présence du nouveau pont permet aux usagers d'éviter la traversée du quartier d'Anosizato.

Ainsi, les principaux utilisateurs de notre nouveau pont sont :

- ◆ les usagers de la RN1 qui ne veulent pas traverser le quartier d'Anosizato ;
- ◆ les riverains de la route reliant Antanimenakely et Beravina-Itaosy qui ne veulent pas aller dans le quartier de 67 ha.

Modèle autonome :

Les principes fondamentaux :

Toutes les informations sur le futur du processus $y(t)$ sont contenues presque entièrement dans les observations passées et présentes de ce processus lui-même (on reconnaît alors que les influences des autres processus dans l'entourage de $y(t)$ ont été réalisées dans l'évolution des données passées $y(t_0-1)$, $y(t_0-2)$, $y(t_0-3)$, ...) ;

Le développement futur est un prolongement continu obéissant aux mêmes lois de l'évolution passée de $y(t)$.

Remarque : t_0 : temps présente.

Construction du prédictor (ou la fonction $y^*(t)$):

La base est de savoir si $y(t)$ est une corrélation linéaire ou progression exponentielle. La vérification se fait par la méthode de la statistique mathématique et plus précisément en calculant :

$$\Gamma_{y,t} = \frac{\sum_i (t_i - \bar{t})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_i (t_i - \bar{t})^2 \sum (y_i - \bar{y})}}$$

Avec :

t_i : temps où l'on a recueilli les données y_i ;

$$\bar{t} = \frac{\sum_i t_i}{N} ;$$

y_i : données passées au temps t_i ;

$$\bar{y} = \frac{\sum_i y_i}{N}$$

N : nombre de données recueillies.

Si $\Gamma_{y,t}$ est voisin de 1 (> 0.90), on peut être sûr que des relations linéaires existent entre les différentes données.

Dans ce cas, on peut construire la fonction future ou prédicteur.

Soit $y^*(t_0 + \alpha)$ cette fonction. Le but est de calculer les coefficients \hat{a} et \hat{b} de $y(t)$.

On a :

$$\begin{cases} a = \frac{\sum (y_i - \bar{y})(t_i - \bar{t})}{\sum (t_i - \bar{t})^2} & \text{et} \\ b = \bar{y} - a\bar{t} \end{cases}$$

La valeur prévue de $y^*(t)$ au temps $(t_0 + \alpha)$ est alors de $y^*(t_0 + \alpha) = \hat{a}(t_0 + \alpha) + \hat{b}$

Si ce n'est pas le cas, il vaut mieux chercher d'autres modèles.

Dans le cas d'une progression exponentielle, on vérifie que $\Gamma_{\log y, t}$ est voisin de 1 avec

$$\Gamma_{\log y, t} = \frac{\sum_i \left(t_i - \bar{t} \right) \left(\log y_i - \overline{\log y} \right)}{\sqrt{\sum_i \left(t_i - \bar{t} \right)^2 * \sum_i \left(\log y_i - \overline{\log y} \right)^2}}$$

$$\text{Avec } \overline{\log y} = \frac{\sum_i \log y_i}{N}$$

Et la fonction future est de la forme :

$\log y^* = \hat{a}t + \hat{b}$ c'est-à-dire que $y^* = \exp(\hat{a}t + \hat{b})$ avec

$$\begin{cases} a = \frac{\sum (\log y_i - \overline{\log y})(t_i - \bar{t})}{\sum (t_i - \bar{t})^2} & \text{et} \\ b = \overline{\log y} - a\bar{t} \end{cases}$$

Si ce n'est pas le cas, on recherche d'autres fonctions logistiques.

Estimation du trafic futur :

Pour ce faire on rédige le tableau suivant :

Tableau 7 : Tableau de calcul de \hat{a} et \hat{b} de si le modèle est linéaire

Années t_i	Trafic (MJA) : y_i	$(t_i - \bar{t})$	$(y_i - \bar{y})$	$(t_i - \bar{t})^2$	$(y_i - \bar{y})^2$	$(t_i - \bar{t})(y_i - \bar{y})$
2001	3 794	-2.333	-2 239	5.444	5 013 121	5 223.587
2003	6 058	-0.333	25	0.111	625	-8.325
2006	8 247	2.667	2 214	7.111	4 901 796	9 904.738
Somme		0	0	12.667	9 915 542	11 120

On a $\Gamma_{y,t} = \frac{11120}{\sqrt{12,667 * 9915542}} = 0.81$

Ainsi on est presque sur que le modèle n'est pas linéaire.

Tableau 8 : Tableau de calcul de \hat{a} et de \hat{b} si le modèle suit une progression exponentielle.

Années t_i	Trafic (MJA) : y_i	Log y_i	$(t_i - \bar{t})$	$(\log y_i - \overline{\log y})$	$(t_i - \bar{t})^2$	$(\log y_i - \overline{\log y})^2$	$(t_i - \bar{t})(\log y_i - \overline{\log y})$
2001	3 794	3,579	- 2,333	- 0,180	5,44	0,032	0,420
2003	6 058	3,782	- 0,333	0,023	0,111	0,001	- 0,008
2006	8 247	3,916	2,667	0,157	7,111	0,025	0,419
Somme			0	0	12,667	0,058	0,831

$\Gamma_{\log y,t} = \frac{0,831}{\sqrt{12,667 * 0,058}} = 0,970$

Comme $\Gamma_{\log y,t}$ est voisin de 1 alors, on est presque sur que des corrélations exponentielles existent entre les données.

On a alors : $\hat{a} = \frac{0,831}{12,667} = 0,066$

Et $\hat{b} = 3,759 - 0,066 * 2\,003,333 = - 128,46$

Soit : $\log [y^*(t)] = 0,066 t - 128,46$

Calculons maintenant le trafic futur sur la RN1 :

Tableau 9 : Estimation du trafic futur sur la RN1 suivant le modèle exponentielle.

Année	log (MJA)	MJA
2 006	3,916	8 247
2 010	4,200	15 848
2 015	4,530	33 884
2 020	4,860	72 444
2 025	5,190	154 882
2 030	5,520	331 131

Voici la courbe représentative de cette prévision :

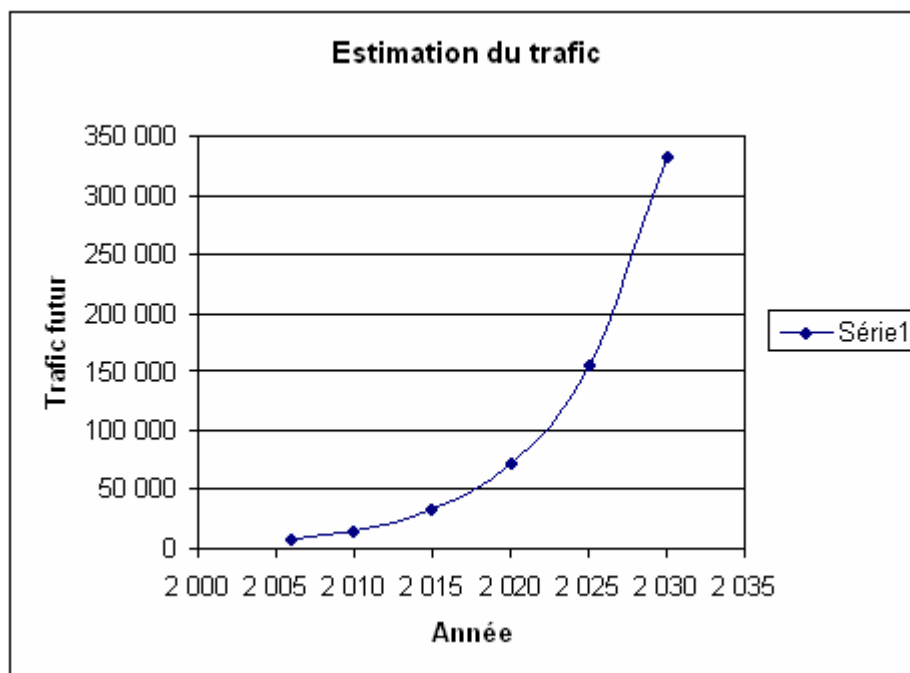


Figure 2 : Estimation du trafic future

Comme ce sont seulement les 50 % de ce trafic qui est concerné par notre projet, regardons alors sa prévision future et sa courbe représentative.

Tableau 10 : Estimation du trafic futur traversant notre nouveau pont suivant le modèle exponentielle.

Année	2 006	2 010	2 015	2 020	2 025	2 030
Trafic	4 124	7 924	16 942	36 222	77 441	165 566

Voici la courbe représentative de cette prévision :

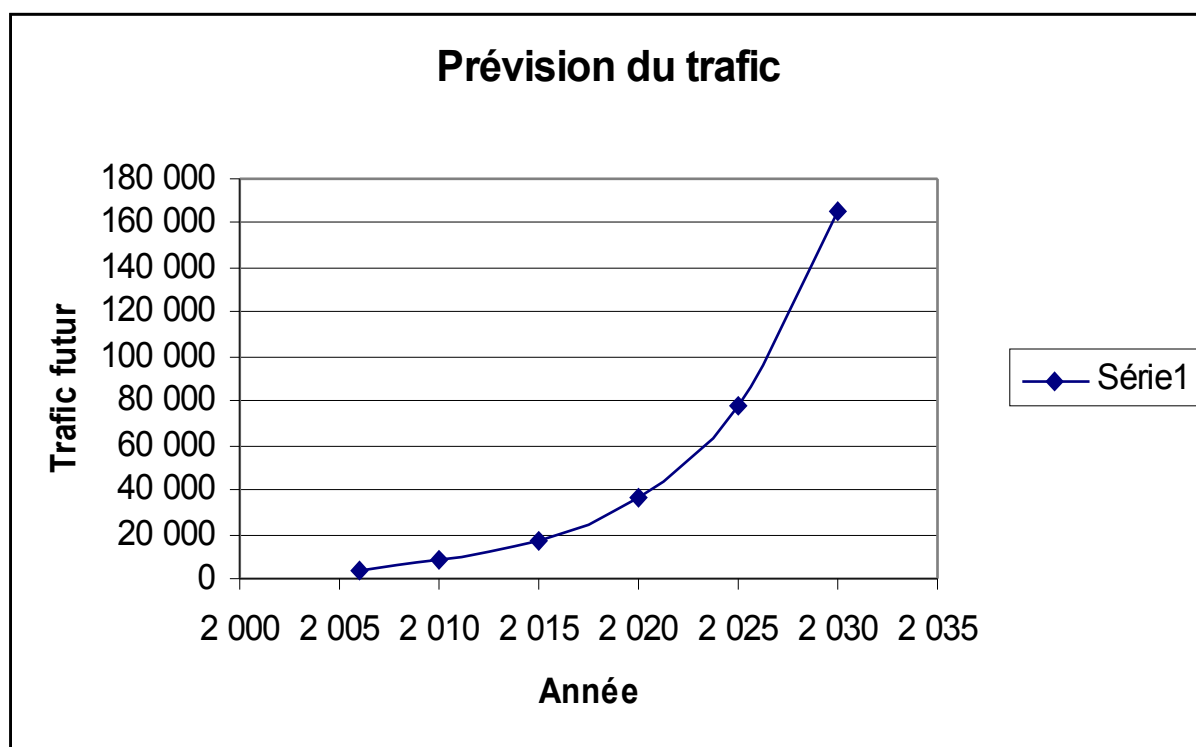


Figure 3 : Prévision du trafic sur le nouveau pont

apitreIV : CHOIX DE L'IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

Le choix de l'emplacement de l'ouvrage repose surtout sur des facteurs d'ordre naturel, d'ordre fonctionnel et d'ordre architectural.

Le but de notre projet est le dégorgement du quartier d'Anosizato. Comme on a vu dans notre étude du trafic, la majorité des véhicules qui utilisera notre nouveau pont viennent du quartier d'Ampitatafika (utilisateur de la RN1), ainsi, c'est l'emplacement qui donnera le plus d'avantages pour eux qu'on va choisir pour implanter notre ouvrage.

On proposera 3 lieux pour emplacement de l'ouvrage :

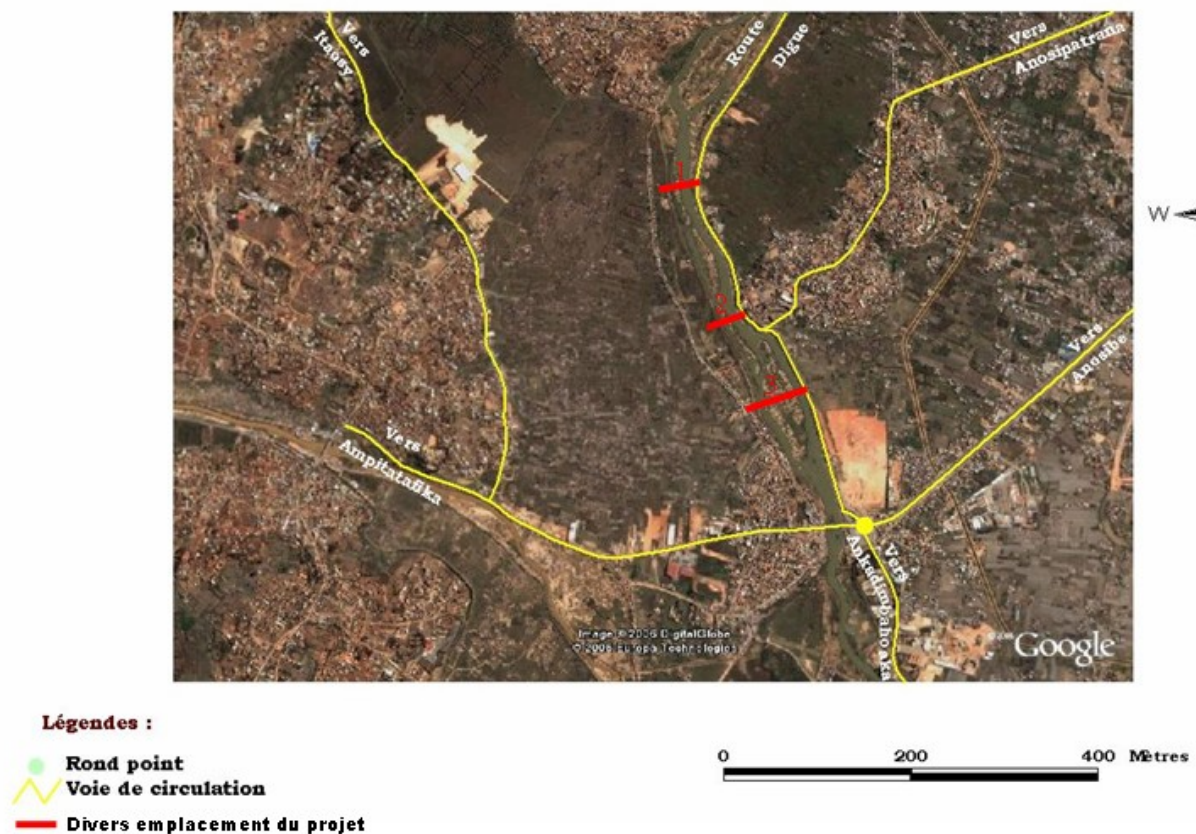


Figure 4 : Emplacements possibles de l'ouvrage

a) Critère d'évaluation des lieux d'emplacements de l'ouvrage

Nous allons classer les critères d'évaluation comme suit :

1^{er} critère : La longueur du pont :

C'est le critère principal permettant de définir les variantes possibles. Le coût de l'ouvrage dépendra aussi de cette longueur

2^{eme} critère : Distance par rapport à l'actuel pont d'Anosizato :

Elle influe aussi sur le choix de l'emplacement car ce sont les utilisateurs de la RN1 qu'on vise essentiellement. On tentera de leur offrir l'emplacement qui leur procurera les moindres déviations.

3^{eme} critère : Lieu d'aménagement d'un carrefour :

Il est important d'aménager un carrefour pour réduire les risques d'accident. En plus un bon carrefour améliore la visibilité des conducteurs et organise la circulation.

4^{eme} critère : L'intégration dans le site :

Chaque nouveau pont avec les terrassements qui lui sont associés modifie le site dans lequel il sera construit.

En général, compte tenu de l'importance de l'ouvrage dans le paysage, la qualité structurale se traduira par la recherche de la plus grande unité possible dans l'organisation des formes, des volumes, des matériaux et du site.

La présence de l'ouvrage doit mettre en valeur le but pour lequel il sera construit.

Comparaison des variantes selon les critères d'évaluation :

Tableau 11 : Comparaison des divers emplacements de notre nouveau pont

Emplacement	Avantages	Inconvénients
N°01 : Au nord du quartier d'Anosipatrana sur la route Digue	La longueur du pont sera de 80 m ; En alignement droit ; Plus de déviation pour les utilisateurs de l'axe 1 (100 m) ; Existence d'un lieu d'aménagement d'un rond-point.	Trop loin de l'actuel pont de la R.N1 (412 m) ; Nécessite une surélévation de la route digne au niveau de l'approche du pont (b est petit ce qui conduit à une h élevée).
		Espace insuffisant pour aménager un carrefour ;

N°02 : à côté du carrefour qui mène dans le quartier d'Anosipatrana	La longueur du pont sera de 78 m ; Moins de déviation pour les utilisateurs de la R.N1 (583 m);	Présence d'un alignement courbe ; Mauvaise visibilité des conducteurs qui viendront du nouveau pont à cause de l'alignement courbe (cause d'accident) ; Nécessitant une surélévation de la route digne au niveau de l'approche du pont.
N°03 : à 50 m du pont de la RN1	Moins de déviations pour les utilisateurs de la R.N1 ; En alignement droit ; Présence d'espace suffisant pour aménager un carrefour ; Présente une bonne visibilité tant des utilisateurs de la RN1 que de ceux qui viendront du nouveau pont.	La longueur du nouveau pont sera de 104 m ;

b) Analyse multicritères :

Tableau 12 : Analyse multicritères des lieux d'emplacement.

Critères	1 ^{er} emplacement	2 ^{eme} emplacement	3 ^{eme} emplacement
Longueur du pont	+	++	-
Distance par rapport à l'actuel pont	-	+	++
Lieu d'aménagement d'un carrefour	++	-	++
Intégration dans le site	+	-	++
Total	3+	1+	5+

L'emplacement N°01 : est trop loin de l'actuel pont de la RN1 ce qui ne donne pas d'avantages pour les utilisateurs de la RN1 en plus la largeur du lit de la rivière dans ce lieu est petite ce qui entrainera une surélévation du niveau de route au niveau de l'entrée du pont. Donc à écarter.

L'emplacement N°02 : présente quelques avantages pour les utilisateurs de la RN1 mais le rétrécissement du lit de la rivière (ce qui entraînera une surélévation du niveau de route au niveau de l'entrée du pont), le manque d'emplacement pour le carrefour à entreprendre et la présence de la courbe nous force à rejeter cette proposition.

Il nous reste alors l'emplacement N°03. Il est avantageux pour les usagers de la RN1 et présente les critères nécessaires (Présence d'espace suffisant pour aménager un carrefour, Présente une bonne visibilité tant des utilisateurs de la RN1 que de ceux qui viendront du nouveau pont) pour notre projet. Pour ces raisons, il est avantageux par rapport aux autres emplacements.

Donc, c'est l'emplacement N°03 qu'on va choisir car il offre plus d'avantages par rapports aux autres variantes.

apitreV : LES CARACTERISTIQUES TECHNIQUES :

a) Topographie du terrain naturel :

L'analyse de la topographie du terrain naturel permet d'apprécier le relief du terrain d'implantation de l'ouvrage. Elle permet aussi d'analyser les différents accès possibles pour les différentes parties de l'ouvrage, de calculer les mouvements de terres nécessaires, d'envisager l'implantation du chantier, des aires de fabrications, des aires de stockages, etc...

Bref, la topographie du terrain naturel est primordiale pour l'étude de l'ouvrage.

Profil en travers de la rivière :

Sur les deux rives de la rivière, on constate que les berges sont envahies par la végétation et présente des pentes abruptes.

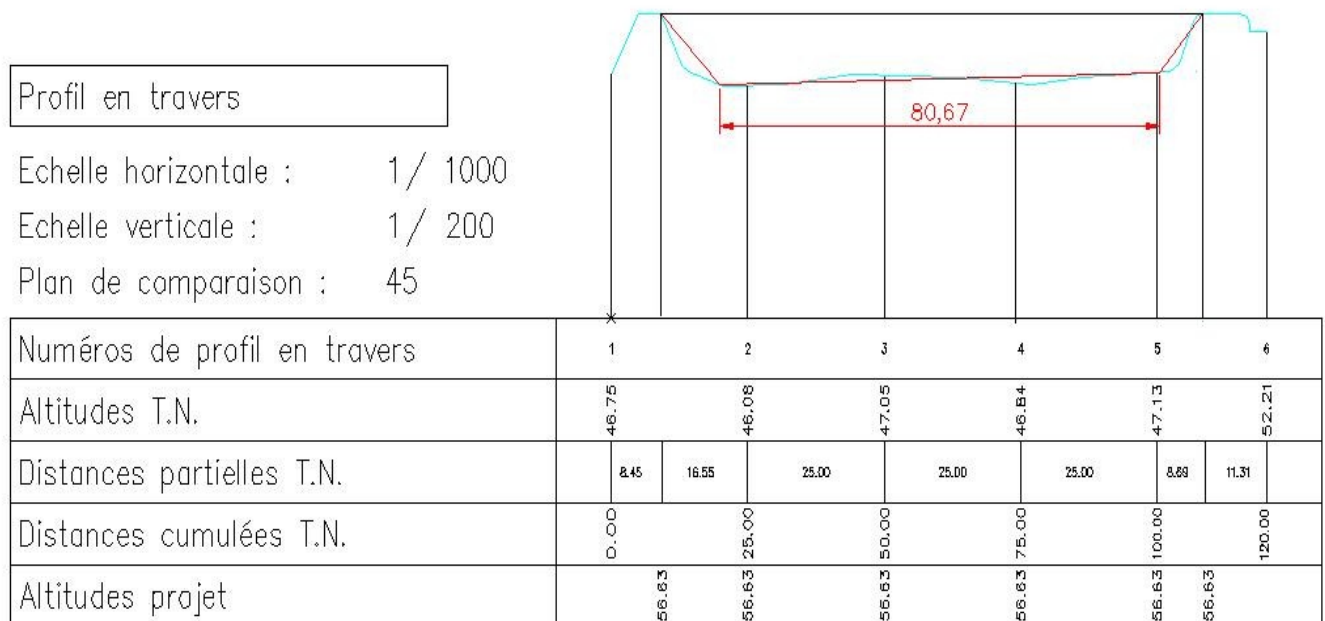


Figure 5 : Profil en travers de la rivière

b) Reconnaissance géotechnique

La connaissance des caractéristiques des terrains est indispensable dans tous les ouvrages du Génie Civile. Les données géotechniques imposent le choix des types fondations.

Pour avoir ces données, trois sondages pressiométriques ont été réalisés sur terrain : un du côté de la route reliant le rond-point d'Anosizato au quartier d'Anosipatrana, un au milieu de la rivière Ikopa et le dernier sur la digue de l'autre côté.

Ces types de sondages sont bien adaptés pour le dimensionnements des fondations profondes. Les résultats des sondages sont donnés en annexes.

D'après ces résultats, les terrains traversés sont essentiellement d'argile et de sable. Le substratum se situe à environ 26.50 m du fond du lit de la rivière.

c) Données météorologiques :

Précipitation :

Précipitation maximum : 304.1 mm

Précipitation minimum : 7.2 mm

Température :

Température maximum : 31.8 °C

Température minimum : 1.6 °C

Vents :

Vent maximum : 97 km/h

Vent minimum : 05 km/h

(Données de la station d'Ampandrianomby)

Chapitre VI : Etude morphologique du bassin versant

a) Surface et périmètre :

Les caractéristiques du bassin versant ont été déterminées à partir de l'analyse de la carte topographique de la plaine d'Antananarivo à l'échelle 1/100.000 par le logiciel MAP-INFO.

Le logiciel a donné la superficie, le périmètre et le dénivelé de cette dernière.

$$S = 1683 \text{ Km}^2$$

$$P = 289 \text{ Km}$$

$$\Delta H = 527 \text{ m}$$

S : surface du bassin versant ;

P : périmètre du bassin versant ;

ΔH : dénivelé du bassin versant.

b) Le coefficient de forme du bassin versant :

Il est donné par la formule suivante :

$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Après calcul on a $K = 1.972$

Comme $K > 1$, on a un bassin versant de forme allongée.

c) Rectangle équivalent :

D'après M Roche : « l'écoulement sur un bassin versant donné est approximativement le même que sur un rectangle de même superficie ayant le même coefficient de Gravelius et la même répartition hypsométrique (altitude) »

On assimile alors le bassin versant à un rectangle dit rectangle équivalent de même surface et de même périmètre.

Les caractéristiques de ce rectangle sont données par les formules suivantes :

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right]$$

$$\text{Et } l = \frac{P}{2} - L$$

Avec

L : longueur du rectangle équivalent

l : largeur du rectangle équivalent

Après calcul on trouve :

$$L = 131,684 \text{ Km}$$

$$l = 12,816 \text{ Km}$$

d) Pente du bassin versant :

Pente moyenne du bassin versant:

Elle est donnée par la relation :

$$I = \frac{\Delta H}{L}$$

On a $I = 4.002 \text{ m/Km}$

Coefficient de pente

Le coefficient de pente, défini par la fonction $F(I)$, pour la pente calculée I est obtenue par l'Abaque de Louis DURET.

Ainsi pour $I = 4.002 \text{ m/Km}$, on trouve $F(I) = 0,8$

e) Choix de l'averse Journalière :

La détermination de l'averse $H(24,P)$ dépend de la situation du bassin versant, de la période de retour P de la crue estimée et de la hauteur de précipitation journalières maximales annuelles.

Les abaques de Louis DURET donnent les hauteurs de l'averse de 24 h pour les périodes de retours de 25 ans, 50 ans et 100 ans.

Et pour le cas d'Anosizato, l'abaque de Louis DURET donne les données météorologiques suivantes :

$$H(24 ; 25) = 150 \text{ mm}$$

$$H(24 ; 50) = 170 \text{ mm}$$

$$H(24 ; 100) = 190 \text{ mm}$$

Chapitre VII : ESTIMATION DU DEBIT DE CRUE

a) Formule de Louis Duret

Elle dérive de la méthode rationnelle et pour $S > 150 \text{ km}^2$ on a :

$$Q(P) = 0.002 \times S^{0,8} \times I^{0,32} \times [H(24, P)]^{1,39}$$

Avec :

$Q(P)$: Débit maximum de période de retour P en m^3/s

S : Superficie du bassin versant en km^2

I : Pente moyenne du bassin versant en m/km

$H(24, P)$: Hauteur maximum de l'averse en mm de durée 24 h et de fréquence P

Ainsi, on obtient :

$$Q(P) = 0.002 \times S^{0,8} \times I^{0,32} \times [H(24, P)]^{1,39}$$

Après calcul, on trouve :

$$Q(25) = 179 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q(50) = 202 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q(100) = 226 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Méthode de l'hydraulique statique : méthodes statistiques

Les données pour cette étude sont les débits de crues. Pour la rivière Ikopa, le tableau suivant montrent ces débits

Tableau 13 : Débit de crue de la rivière Ikopa

Années	Débits extrêmes annuels en m ³ /s
1957	77,9
1958	112
1959	215
1961	129
1962	82,3
1963	175
1964	141
1965	152
1966	94,2
1967	110
1968	103
1969	139
1970	150
1971	201
1972	236
1973	228
1974	83,6
1975	361
1976	94,7
1979	48,5
1980	116
1981	78,7
1985	78
1986	249
1987	283
1988	99,3
1989	98,7

A partir du tableau 13, calculons d'abord :

la valeur moyenne débits de crues extrêmes annuels

$$\bar{Q} = \frac{\sum_{i=1}^N (Q_i - \bar{Q})}{N}$$

la variance ou le moment centré d'ordre 2

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (Q_i - \bar{Q})^2}{(N - 1)}$$

le moment centré d'ordre 3

$$\mu_3 = \frac{N \sum_{i=1}^N (Q_i - \bar{Q})^3}{(N - 1) * (N - 2)}$$

Après calcul on trouve :

$$- \bar{Q} = 146,144 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$- \sigma = 74,697$$

$$- \mu_3 = 511.848,93 \text{ m}^9/\text{s}^3$$

Il y a diverses méthodes de calculs de débit de crue mais dans notre cas, utilisons les méthodes suivantes :

Lois de Gumbel ;

Lois de Gibrat Galton.

La loi de Gumbel

La fonction de répartition est de la forme :

$$F(Q) = e^{-e^{-u}}$$

Et la variable réduite est de la forme $u = \lambda (Q - Q_0)$

On remarque qu'il y a deux paramètres d'ajustement qu'on doit calculer à savoir λ et Q_0

$$\frac{1}{\lambda} = 0,780\sigma$$

$$Q_0 = \bar{Q} - 0,45 \sigma$$

On trouve que :

$$\lambda = 0.0171$$

$$Q_0 = 112.53$$

Pour avoir Q_T on calcule u par la formule $u = -\ln(-\ln F)$. Puis on calcule Q_T à l'aide de la formule $u = \lambda (Q_T - Q_0)$ pour des périodes de retour de 25 ans, 50 ans et 100 ans.

$$\text{Et on trouve } Q_T = \frac{u}{\lambda} + Q_0$$

Tableau 14 : Les valeurs de Q_T suivant la méthode de Gumbel en fonction des périodes de retours T .

T en années	$F = 1 - \frac{1}{T}$	u	Q_T en m^3/s
25	0,96	3,199	300
50	0,98	3,902	341
100	0,99	4,601	382

Lois de Gibrat Galton :

Cette loi a pour fonction de répartition :

$$F(Q) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^u \exp(-u^2/2) du$$

Et pour variable réduite :

$$u = a \log(Q - Q_0) + b$$

Les paramètres d'ajustement sont : a, b et Q_0

Pour avoir a et b on calcule d'abord Q_0 à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{\sigma^4}{\mu_3} = \frac{(\bar{Q} - Q_0)}{\sigma^2 + 3(\bar{Q} - Q_0)^2}$$

Après réduction, on a :

$$(\bar{Q} - Q_0)^3 - 182,47(\bar{Q} - Q_0)^2 = 341.830,731$$

Et :

$$a = \frac{1,517}{\sqrt{\log \left(1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{Q} - Q_0)^2} \right)}}$$

$$b = \frac{1,1513}{a} - a \log (\bar{Q} - Q_0)$$

On trouve :

$$Q_0 = -45.56 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et que } (\bar{Q} - Q_0) = 191.71 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$a = 6.123$$

$$b = -13.79$$

$$\text{Donc } u = 6,123 \log (Q+45,56) - 13,79$$

Les tables de Gauss donnent les valeurs de u pour chaque période de retour T donnée.

Tableau 15 : la valeur de Q_T suivant la méthode de Gibrat Galton en fonction des périodes de retour T .

T en années	$F = 1 - \frac{1}{T}$	u	Q_T en m^3/s
25	0,96	1.753	300
50	0,98	2.054	342
100	0,99	2.236	369

TEST DE VALIDITE

La méthode la plus utilisée est celui du TEST de χ^2 .

Procédé de calcul :

On divise les N valeurs de l'échantillon classées en ordre décroissant en K classes ;
On détermine le nombre théorique des valeurs contenues dans chaque classe i par la

$$V_i = N \int_{X_{i+1}}^{X_i} f(x) dx = N[F(X_i) - F(X_{i+1})]$$

relation :

$$\text{On calcul } \chi^2 \text{ par la relation : } \chi^2 = \sum_i \frac{(N_i - V_i)^2}{V_i}$$

N_i : nombre d'échantillon dans la classe i ;

On recherche dans la table de Pearsons la probabilité de dépassement correspondant au nombre de degré de liberté $\lambda = K - 1 - p$

K : nombre de classes ;

p : nombre de paramètre dont dépend la loi de répartition.

Si cette probabilité est supérieure à 0.05, l'ajustement est satisfaisant. Dans le cas contraire, il est préférable de le rejeter.

Calcul :

Divisons en 5 classes l'échantillon de débits de crues :

Tableau 16 : Classements des différents débits en 5 classes.

Classe n°01 Qi > 220	Classe n°02 220 > Qi > 145	Classe n°03 145 > Qi > 105	Classe n°04 105 > Qi > 90	Classe n°05 Qi < 90
361	215	141	103	83,6
283	201	139	99,3	82,3
249	175	129	98,7	78,7
236	152	122	94,7	78
228	150	116	94,2	77,9
-	-	110	-	48,5

Lois de Gumbel :

La fonction de répartition est de la forme : $F(Q) = e^{-e^{-u}}$

Tableau 17 : Tableau de jugement de la loi de Gumbel par le Test de

Classes	Ni	Q	F(Qi)	F(Qi)-F(Qi+1)	Vi
		$+\infty$	1		
1	5	220	0,853	0,147	3,969
2	5	145	0,563	0,29	7,83
3	6	105	0,321	0,242	6,534
4	5	90	0,23	0,091	2,457
5	6	0	0	0,23	6,21

$$\chi^2 = 3,973$$

$$\lambda = 5-1-2 = 2$$

Après lecture sur la table de Pearsons, on trouve que $P(\chi^2) = 0.13 > 0.05$

L'ajustement est satisfaisant.

Lois de Gibrat Galton :

La fonction de répartition est de la forme : $\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^u \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du$

Tableau 18 : Tableau de jugement de la loi de Gibrat Galton par le Test de

Classes	Ni	Q	F(Qi)	F(Qi)-F(Qi+1)	Vi
		$+\infty$	1		
1	5	220	0,854	0,146	3,942
2	5	145	0,568	0,286	7,722
3	6	105	0,324	0,244	6,588
4	5	90	0,231	0,093	2,511
5	6	0	0	0,231	6,237

$$\chi^2 = 3,772$$

Et $\lambda = K - 1 - p = 5 - 1 - 3 = 1$

Après lecture sur la table de Pearsons, on trouve que $P(\chi^2) = 0,053 > 0.05$

L'ajustement est satisfaisant.

Conclusion :

Les lois utilisées sont parfaitement acceptables pour représenter la distribution statistique des débits de la rivière Ikopa. Vu l'importance de l'ouvrage et pour avoir une sécurité élevée, nous allons considérer la période de retour $T = 100$ ans. Nous avons trouvés trois valeurs de débits pour la période de retour de 100 ans.

Tableau 19 : Résumé des valeurs de débits Q_{100} et des tests de validités

Lois utilisées	Débit Q_{100} calculé en m^3/s	Test de validité $P(\chi^2)$
Formule de Louis Duret	226	-
Lois de Gumbel	382	0,13
Lois de Gibrat Galton	369	0,053

Mais, nous n'allons retenir pour le dimensionnement et la conception de notre ouvrage que le cas le plus défavorable c'est-à-dire que $Q = 382 m^3/s$.

apitreVIII :CALAGE DE L'OUVRAGE**a) Détermination de la côte naturelle de l'eau**

La côte naturelle de l'eau au droit de l'ouvrage peut se calculer par la formule de MANNING-STRICKLER en utilisant les données qu'on a trouvées précédemment sur l'ouvrage.

On a alors : $Q = K S R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$

Où :

- K : coefficient de rugosité des états des berges et du fond du lit de la rivière ;
- S : section mouillée [en m²]
- R : rayon hydraulique [en m];
- I : pente moyenne de la rivière ;

Par la formule ci-dessus, on détermine la hauteur des cours d'eau, que l'on assimile en forme d'un trapèze de base b et en fixant la pente des berges à m=2.

Pour se faire, on calcul d'abord :

- P : périmètre mouillée : $P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$;
- $S = (b + mh) h$;
- $R = \frac{S}{P}$;
- m = 2 ;
- b = 80.67 m ;

Avec I= 0.001 et k= 20 (berges en mauvais état et fond du lit de la rivière en sable)

La formule de MANNING-STRICKLER devient : $Q = K \frac{[(b + m h) h]^{\frac{5}{3}}}{(b + 2 h \sqrt{1 + m^2})^{\frac{2}{3}}} I^{\frac{1}{2}}$

Par itération on fait varier la valeur de h jusqu'à ce que l'on arrive à trouver la valeur de débit Q voulue de l'équation ci-dessus comme il est résumé dans le tableau ci après :

Tableau 20 : Calcul de la hauteur d'eau correspondant à Q100

h [m]	P [m]	S [m ²]	R [m]	Q[m ³ /s]
3,00	94,09	260,01	2,76	323,84
3,50	96,32	306,85	3,19	420,16
3,40	95,88	297,40	3,10	400,06
3,30	95,43	287,99	3,02	380,37
3,33	95,56	290,81	3,04	386,24
3,31	95,47	288,93	3,03	382,32

Soit h = 3.31 m.

La valeur de h ainsi trouvée est équivalente à la hauteur du plan d'eau naturel c'est-à-dire valeur de h sans l'ouvrage.

b) Surélévation du plan d'eau :

La présence du pont apporte des perturbations à l'écoulement. Un étranglement de la section d'écoulement du cours d'eau se crée. Des pertes de charges auront lieu au niveau de cet ouvrage et par conséquent, la côte naturelle de l'eau sera surélevée. Cette surélévation peut être calculée par la formule suivante :

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

Où :

- ΔZ : surélévation de la ligne d'eau ;
- Q : débit de crue trouvé Q₅₀ ;
- g : accélération de la pesanteur égale à 9.81 [m/s²] ;
- C : coefficient du débit ;
- S₀ : section mouillée correspondant au débit Q₅₀ ;
- α : Coefficient représentant la distribution des vitesses dans la section considérée ;
- V_{AM}^2 : vitesse d'écoulement de la rivière en amont de l'ouvrage ;
- ΔH_f : perte de charge due au frottement sur l'ouvrage ;

Calcul du coefficient du débit :

$$C = C_c * C_E * C_\theta * C_p * C_F * C_\gamma * C_X * C_S$$

- Coefficient de contraction C_c :
- Coefficient du aux conditions d'entrée C_E :

Comme le biais d'implantation du pont par rapport au plan d'eau est de $\theta = 90^\circ$, alors avec cette valeur de θ , on a $C_E=1$.

- Coefficient de biais du pont :

Comme $\theta = 90^\circ$ alors on a $C_\theta = 1$.

- Coefficient du à la présence des piles C_p :
- Coefficient de Froude :
- coefficient du à la profondeur relative de l'eau C_y :

Ce coefficient dépend des paramètres y/B_0 (y : profondeur relative de l'eau au droit des culées) et de m .

La connaissance de y est très complexe ce qui nous conduit à prendre $C_y=1$

- Coefficient du à l'excentricité du pont par rapport à l'écoulement majeur C_x
- Coefficient due à la submersion éventuelle de l'ouvrage C_s :

Le débit Q considéré n'entraînera pas la submersion de l'ouvrage donc on prendra $C_s = 1$.

On considérera que la présence du nouveau pont ne perturbera pas l'écoulement de la rivière. De plus on manque de données sur cet écoulement donc, on donnera la valeur de 1 aux différents coefficients encore inconnus.

C'est-à-dire : $C_c = C_p = C_f = C_x = 1$.

Ainsi $C = 1$.

Calcul des différents paramètres

- α se calcul par la formule suivante : $\alpha = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^3} \sum \frac{T_{iAM}^3}{S_{iAM}^2}$

Mais pour que la vitesse d'écoulement soit homogène à l'amont de l'ouvrage, on admet que $\alpha = 1$.

- V_{AM} : vitesse à l'amont de l'ouvrage

$$V_{AM} = \frac{Q}{S_{AM}} = \frac{Q}{S_0} ; \text{D'où } V_{AM} = 1.28 \text{ m/s}$$

- perte de charge par frottement ΔH_f :

$$\Delta H_f = B_0 \left(\frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left(\frac{Q}{T_0} \right)^2$$

B_0 : débouché linéaire du pont = 102 m ;

b : largeur moyenne des culées = 7 m

$$T_0 = T_{AM} = k S_0 R_0^{\frac{2}{3}}$$

$$S_0 = 288,93 \text{ m}^2$$

$$R_0 = 3,03 \text{ m}$$

$$k = 20$$

$$Q = 382 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Soit : } \Delta H_f = B_0 \left(\frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left(\frac{Q}{T_0} \right)^2 = 10,86 \text{ cm}$$

Et la surélévation du plan d'eau est :

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

$$\text{Soit } \Delta Z = 10,86 \text{ cm}$$

c) Côte sous-poutre:

Les cours d'eau charrient des débris, des corps flottants et des branchements. Pour diminuer le risque d'obstruction causé par la présence de l'ouvrage, on admet un tirant d'air (distance entre le P H E C : Plus Haute Eau Cyclonique de la rivière et la sous poutre) de 1,5 m.

La côte du sous poutre est $Z = 1.5 + \text{P.H.E.C.}$

On trouve que $Z = 1,5 + 3,31 + 0,11 = 4,92 \text{ m}$

Prenons $Z = 5 \text{ m}$

Cette cote de sous-poutre est nécessaire pour la détermination de la hauteur des piles intermédiaires.

Partie II :

Dimensionnement des

éléments du tablier

Dans cette partie, nous allons traiter :

Chapitre I : Les actions à considérer

Chapitre II : Les surcharges routières

Chapitre III : Le choix de la variante principale

Chapitre IV : La précontrainte

Chapitre V : La zone d'influence du projet

Chapitre VI : Le prédimensionnement des éléments du tablier

Chapitre VII : Le dimensionnement du hourdis

Chapitre VIII : Le dimensionnement de l'entretoise

Chapitre I : ACTION :

On appelle action les forces et les couples et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une à une construction.

Les actions proviennent donc des charges permanentes, des charges d'exploitations et des déformations imposées à la construction (variation des températures, retrait du béton, tassement des appuis, etc...)

On distingue les actions permanentes, les actions variables et les actions accidentelles.

d) Actions permanentes :

Elles résultent de l'effet des charges suivantes :

- le poids propre des éléments de la construction calculé à partir de leurs dimensions théoriques en prenant une masse volumique de $2,4 \text{ T/m}^3$ pour le béton et de $2,5 \text{ t/m}^3$ pour le béton armé incluant le poids des armatures;
- le poids des équipements fixes ou amovibles de superstructures ;
- les poids, les poussées et les pressions dus à des terres ou des liquides lorsque les niveaux de ces derniers varient peu.
- Les déformations permanentes éventuelles à la construction (dénivellation, tassements d'appuis, etc...).

e) Actions variables :

Dans notre cas, elles résultent de l'effet des charges d'exploitation définies par le titre II du fascicule 61 du CPC Français. Ce sont les systèmes de surcharges A et B.

Les valeurs représentatives, au sens des directives communes, sont obtenues à partir des valeurs nominales de ce fascicule.

Tableau 21 : Coefficient de charge

Nature de la charge	ETAT LIMITE	
	De service	Ultime
Charges de chaussées et effets annexes, et charges sur remblais (article 4, 5, 6, 7, 8)	1,2	1,07
Charges militaires et charges exceptionnelles (articles 9 et 10)	1,0	1,0
Charges sur trottoirs, passerelles piétons et garde-corps (articles 11, 12, 12, 18)	1,0	1,07

f) **Actions accidentelles, notées F_A :**

On peut citer :

- Le tremblement de terre ;
- Le choc contre le tablier ;
- L'explosion ;

Mais dans notre cas, on ne les considère pas dans les calculs.

g) Combinaison d'actions :

Pour la détermination des sollicitations auxquelles l'ouvrage est soumis, on utilise les combinaisons d'actions suivantes :

- G_{\max} : actions permanentes dont les effets s'ajoutent à l'effet des actions variables ;
- G_{\min} : actions permanentes dont les effets se retranchent de l'effet des actions variables ;
- Q_1 : ensemble des actions variables dites de base ;
- Q_i : ensemble des actions variables dites d'accompagnement.

Combinaison d'actions vis-à-vis des états limites de services (E.L.S) :

Elle est de la forme : $G_{\max} + G_{\min} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_i$

Avec :

ψ_{0i} : coefficient de prise en compte des charges en valeur de combinaison (explication ci-après).

Les états limites à considérer sont les suivants :

- non-déformation permanente : les contraintes dans chacun des matériaux constitutifs, dans une section, sont inférieures aux contraintes limites de chacun de ces matériaux, dans toutes les situations ;
- déformation limite : définie par la flèche limite ou la rotation d'appui compatible avec les appareils d'appui ;
- ouverture des fissures : la fissuration est considérée comme préjudiciable, en principe ;
- réactions d'appui : elles doivent être positives dans tous les cas de charges d'exploitations, en tenant compte éventuellement des dénivellations d'appui.

Combinaison d'actions vis-à-vis des états limites ultimes

(E.L.U) :

Les combinaisons d'actions à considérer vis-à-vis des états limites ultimes de résistance et de stabilité de forme sont :

- Combinaison fondamentale :

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

- Combinaison accidentelle :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i$$

Avec en plus des définitions et des notations données ci-dessus :

γ_{Q1} : coefficient de l'action de base ;

= 1,35 pour les charges étroitement bornées (connues en grandeur et en position) ou de caractère particulier (convois militaires et exceptionnels) ;

= 1,5 dans les autres cas (charges de chaussée, sur trottoir et passerelles piétons, sur garde corps, charges aléatoires de construction ou d'exécution).

ψ_1 : coefficient de prise en compte des charges d'exploitations à caractère normal entrant dans la combinaison fréquente ;

ψ_2 : coefficient de prise en compte des charges d'exploitations à caractère normal entrant dans la combinaison quasi permanente.

Pour les ponts routes, les coefficients ψ prennent les valeurs suivantes :

Tableau 22 : Valeur des coefficients

Natures des charges	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation sans caractère particulier :		(*)	
- Pont de classe I	0	0,6	0
- Pont de classe II	0	0,4	0
- Pont de classe III	0	0,2	0
Vent			
- En exploitation	0	0,2	0
- En exécution	1	0	-
Charges aléatoires d'exécution	1	-	-

(*) valable pour les charges réparties seulement.

apitreIX : Surcharge de chaussée :

Les surcharges à prendre en compte sont définies par le Fascicule 61 Titre II du CPC Français.

Deux systèmes de surcharge peuvent être disposés sur les chaussées des ponts-routes : système de surcharge A et système de surcharge B. Dans les calculs, on envisagera successivement ces deux systèmes A et B et on retiendra celui dont les effets sont les plus défavorables.

a) Système de surcharge A

La chaussée supporte une surcharge uniforme

$$A(L) = 0,25 + \frac{36}{12 + L}$$

Où

$A(L)$: surcharge exprimée [KN/m²];

L : longueur surchargée [m].

Les ponts sont divisés en trois classes en fonction de leur largeur roulable :

Tableau 23 : Classe des ponts

Classe	Largeur roulable [m]
I	≥ 7
II	$5.50 < L_R < 7$
III	≤ 5.50

La largeur roulable de notre pont est de 7 m donc le pont est de première classe. Cette surcharge $A(L)$ est affectée d'un coefficient a_1 appelé coefficient de dégressivité transversale, donné par le tableau suivant :

Tableau 24 : Coefficient de dégressivité transversal a_1

Classe des ponts	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
I	1	1	0,9	0,75	0,75
II	1	0,9	-	-	-
III	0,9	0,8	-	-	-

Dans notre cas on prend $a_1 = 1$ (pont de classe I à 2 voies).

La charge de calcul sur n' voies ($n' \leq n$) est :

$$Q = n' \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$$

Avec $a_2 = \frac{v_0}{v}$; $v_0 = 3,50$ m et la largeur d'une voie $v = 3,5$ m; d'où $a_2 = 1$.

b) Système de surcharge B :

Il se divise en trois sous-systèmes :

- Système B_c ;
- Système B_e ;
- Système B_r .

Système de surcharge B_c :

Le système B_c est composé de camions de poids égal à 30T. On dispose autant de files de deux camions au maximum que de voies de circulations. Il est affecté d'un coefficient de pondération b_c donné par le tableau suivant :

Tableau 25 : Valeur du coefficient B_c

Classe des ponts	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
I	1,2	1,1	0,95	0,80	0,70
II	1	1	-	-	-
III	1	0,8	-	-	-

Dans notre cas $b_c = 1,1$

Et il est représenté schématiquement sur les figures suivantes :

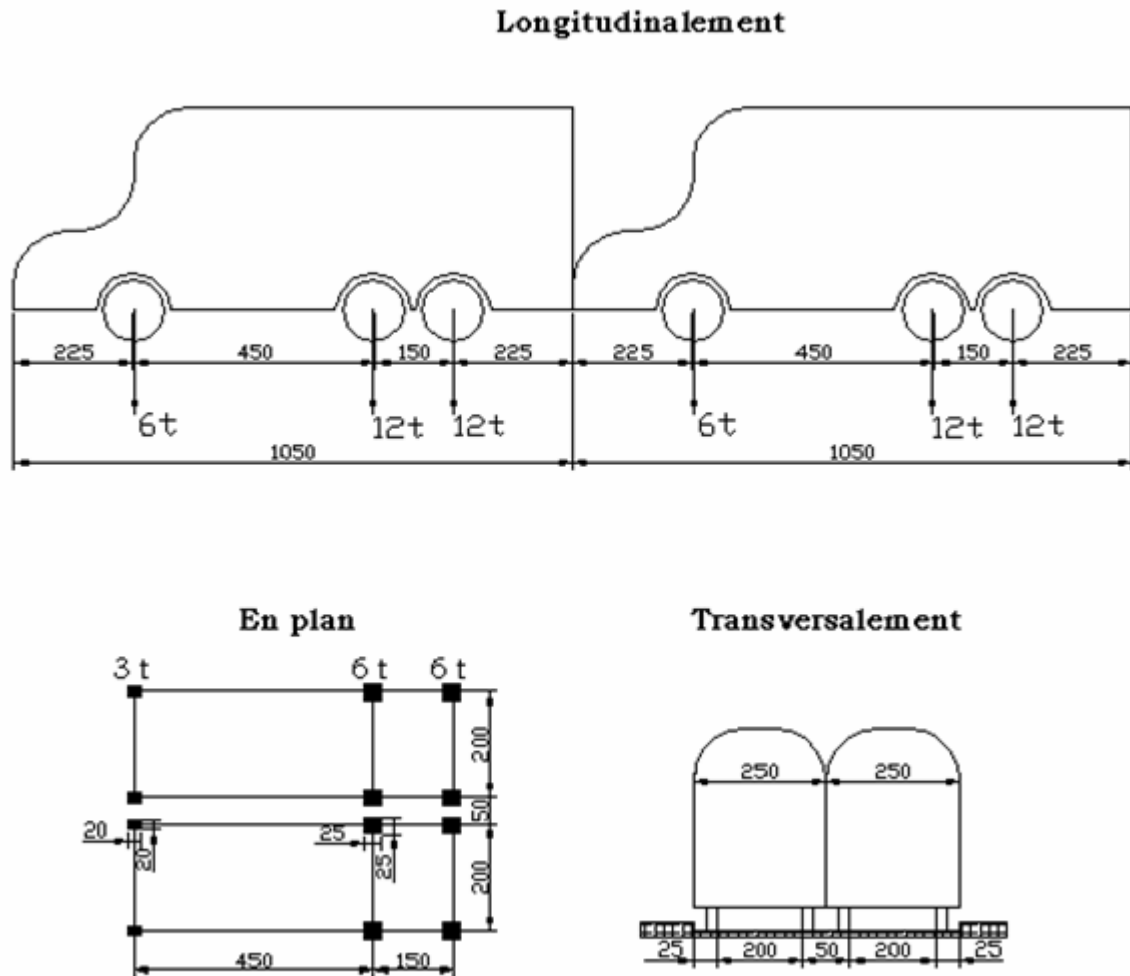


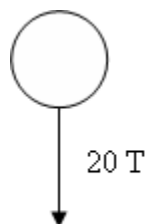
Figure 6 : Système Bc

Système de surcharge B_e (essieu isolé):

L'essieu isolé est assimilé à un rouleau. La surface d'impact de l'essieu en question est un rectangle de $2,50 \times 0,08$ m disposé perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée et pourrait être placé n'importe où à la surface de cette dernière sans toutefois empiéter sur les bords.

Schéma :

Longitudinalement :



Transversalement :

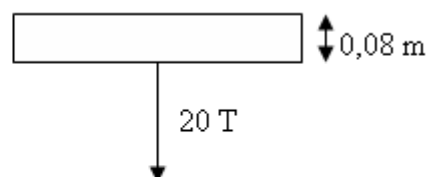
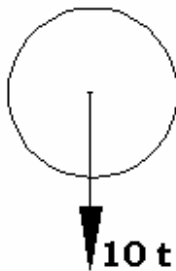


Figure 7 : Essieu isolé B_e

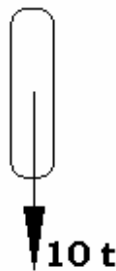
Système de surcharge B_r :

Le système B_r est composé d'une roue isolée transmettant un effort de 10 T à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,60 m * 0,30 m (la dimension 0,60 est perpendiculaire à l'axe de déplacement des véhicules).

**longitudi-
nalement**



**transver-
salement**



En plan

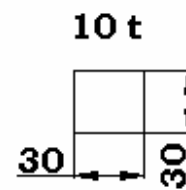


Figure 8 : Système B_r

apitreX : **CHOIX DE LA VARIANTE PRINCIPALE**

Avant de donner la variante que nous jugerons la plus convenable, proposons quelques types de structures qui peuvent être considérées.

Vu les données géotechniques, on peut dire que le nouveau pont sera supporté par une fondation profonde.

On proposera 4 types de variantes pour la réalisation de l'ouvrage :

Variante N° 01 : Pont en béton armé à 5 travées indépendantes ;

Variante N° 02 : Pont mixte acier béton à 4 travées continues ;

Variante N° 03 : Pont dalle précontrainte à 4 travées continues ;

Variante N° 04 : Pont en béton précontraint à poutres sous chaussée à 3 travées indépendantes.

a) Critère d'évaluation des variantes :

Sur la base du programme de l'ouvrage, nous allons classer les critères d'évaluation comme suit :

1er critère : La portée déterminante :

C'est le critère principal permettant de définir le domaine d'emploi des différents ponts. La portée déterminante est la plus grande des longueurs entre appuis consécutifs. Elle impose sur l'élancement de la poutre et sur le choix de la structure à adopter.

2eme critère : Le mode de construction ou l'exécution :

La conception d'un pont est très étroitement liée à son mode d'exécution.

Même avec les progrès dans le domaine des procédés de fabrication, il faut aussi tenir compte de l'état des lieux et de la possibilité d'emplacement des matériels adaptés au mode de construction choisi.

3eme critère : L'entretien :

Le coût réel d'un pont ne se limite pas à son seul coût de construction, il doit également intégrer à long terme les coûts d'exploitation, de surveillance, d'entretien et de réparation.

Il faut limiter au maximum le coût de l'entretien. Le choix de matériaux a aussi une grande importance sur l'entretien de l'ouvrage.

4eme critère : La technicité des entreprises locales :

On doit toujours chercher à construire un ouvrage adapté aux offres techniques des entreprises locales, car la technique d'exécution a un grand impact sur le coût du projet.

5eme critère : Le coût

Dès la conception de l'ouvrage, il faut avoir une estimation du coût probable l'opération à une date donnée. Il faut chercher aussi à construire un ouvrage économique mais répondant aux exigences du client.

6eme critère : Le débouché hydraulique

La présence des piles et des culées peuvent provoquer des perturbations sur le régime du cours d'eau et donc à considérer dès la conception de l'ouvrage.

7eme critère : Le délai d'exécution

Le délai d'exécution a aussi un impact sur le côté économique du projet. Le délai le plus court sera mieux mais la méthode d'exécution doit suivre les règles de l'art.

b) Comparaison des variantes selon les critères d'évaluations :

Tableau 26 : comparaison des variantes selon les critères d'évaluations choisies.

Type de structure	Avantages	Inconvénients
Pont en béton armé à 5 travées indépendantes, de 20.4 m chacune	matériaux de construction nécessaires disponibles à Madagascar Résistant, ne demande pas beaucoup d'entretien Facilité d'exécution (par la préfabrication des dalles) Gain de temps du côté réalisation	les 4 piles intermédiaires entraînent des perturbations de l'écoulement augmentation considérable du coût par la présence des piles intermédiaires Pois propre lourd
Pont mixte acier béton à 4 travées continues de 4*25.5 m	Rapidité de mise en œuvre Convenable avec une grande portée ..La continuité de la structure offre une homogénéité des efforts le long de l'ouvrage ..Permettant une standardisation en usine cas de fabrication en chaîne délai d'exécution court	..Nécessité de moyens de transport et de montage spécialisés : levage des tronçons à la grue ou par lancement Technique de mise en œuvre moins assimilée par les entreprises locales La construction présente peu de forme architecturale et moins de paramètre d'esthétique ..Difficile à entretenir ..Structure peu exploitée à Madagascar et coûteuse
	..Rapidité de mise en œuvre façonnage des ferraillasses faciles à	Poids propre trop lourds Difficulté de mise en œuvre des

<p>Pont dalle précontrainte à 4 travées continues de 4*25.5 m</p>	<p>réaliser</p> <p>Economique dans la gamme de portée moyenne</p> <p>Avantageux du point de vue esthétique par leur épaisseur qui leur confère une ligne particulièrement discrète</p> <p>Ne requiert qu'un minimum d'entretien</p>	<p>coffrages sous le pont</p> <p>Difficulté sur la maîtrise des efforts parasites de part la continuité de la structure (risque d'apparition de fissures au niveau des appuis consomme un peu plus de béton (20 à 30 % de plus) que les ponts à poutres</p> <p>Structure peu exploitée à Madagascar</p> <p>Difficulté de mise en œuvre et technique de fabrication moins assimilée par les entreprises locales</p>
<p>Pont en béton précontraint à poutres sous chaussée à 3 travées indépendantes de 3*34 m</p>	<p>Rapidité de mise en œuvre avec les éléments préfabriqués</p> <p>Convenable avec une grande portée (structure plus élancée)</p> <p>Ne demande que 2 piles intermédiaires</p> <p>Armatures à l'abri de la corrosion</p> <p>ne requiert qu'un minimum d'entretien</p>	<p>Poids propre lourds</p> <p>Nécessité d'installation d'engins spéciaux</p> <p>Nécessité d'importation des câbles de précontraintes</p> <p>Délai d'exécution plus long</p>

c) Analyses multicritères :

Tableau 27 : Analyse multicritère des variantes

CRITERES	Pont en béton armé à 5 travées indépendantes	Pont mixte acier béton à 4 travées continues	Pont dalle précontrainte à 4 travées continues	Pont en béton précontraint à poutres sous chaussée à 3 travées indépendantes
Exécution	+	+	-	+
Entretien	++	-	++	++
La technicité des entreprises locales	++	+	--	+
Le coût	+	+	-	-
Le débouché hydraulique	--	-	++	++
Le délai d'exécution	++	+	+	+
Total	6 +	2 +	1+	6 +

D'après les comparaisons et les études effectuées précédemment, la variante d'un pont mixte engendre un budget d'entretien important et l'absence des industries métallurgiques et sidérurgiques à Madagascar rend la structure onéreuse ; par conséquent, si on procèdera à la variante mixte, c'est déjà comme si on importait un pont presque entièrement préfabriqué et il ne reste plus que l'assemblage.

Le pont dalle précontrainte présente une difficulté de mise en œuvre. La construction sur étalements (sur cintres ou sur échafaudages) paraît difficile à réaliser à cause de l'insuffisance d'espace sous le pont, gênant souvent le fonctionnement du chantier.

Le pont en béton armé présente des avantages mais le manque de données géotechniques (03 études pressiométriques : 1 du côté de la route digue, 1 au milieu de la rivière et le dernier sur l'autre rive) nous conseille d'éviter d'implanter plusieurs piles

intermédiaires. De plus, la présence de ces piles intermédiaires accentue la perturbation de l'écoulement et augmente le coût de l'ouvrage.

Ainsi, la structure en béton précontraint à poutres sous chaussée à 3 travées indépendantes présente un avantage, parmi les autres variantes proposées. Et on retiendra cette dernière variante comme notre variante principale.

d) Description de la variante choisie :

Les ponts à poutres précontraintes font parties de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constantes, qui sont solidarisé entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Le mode de construction de ce type de pont comporte les étapes suivantes :

- Préfabrication des poutres sur une aire de préfabrication ;
- Mise en tension sur les poutres de quelques câbles de précontraintes longitudinales, le plus tôt possibles, pour permettre de libérer les coffrages ;
- Mise en attente des poutres sur une aire de stockage ;
- Mise en tension d'un complément de précontrainte sur le stock ;
- Mise en place des poutres sur appuis définitifs par des moyens de levage et de manutention adaptés ;
- Réalisation en place d'entretoise reliant les poutres ;
- Mise en précontrainte éventuelle des entretoises ;
- Coffrage, ferrailages et bétonnage en place du hourdis ;
- Mise en tension d'une deuxième famille de câbles de précontraintes longitudinales et dans certains cas d'une précontrainte transversale lorsque le hourdis atteint une résistance suffisante.

apitreXI : **LA PRECONTRAINT**

a) Historique

Le béton précontraint tel qu'on connaît aujourd'hui est relativement jeune. En fait, il n'est employé couramment que depuis environ 25 ans à cause de la nécessité de recourir à des aciers de haute résistance pour réaliser une précontrainte durable.

Le béton précontraint est une invention de d'Eugène Freyssinet. En effet, c'est lui qui, le premier, a expliqué la cause des pertes de précontraintes et qui a suggéré l'utilisation des aciers à haute résistance, non pas pour éliminer ces pertes mais pour que la dilatation dans l'acier après les pertes reste suffisamment élevée. Ainsi on peut compter sur une force de précontrainte de grande intensité qui comprime en permanence le béton. Les travaux de Freyssinet remontent à environ 1925.

b) Principe de la précontrainte :

Que ce soit en béton armé qu'en béton précontraint, c'est le béton qui est destiné à encaisser la contrainte de compression et l'acier celle de traction. Le principal but est l'utilisation rationnelle des matériaux. C'est-à-dire, la contrainte de traction dans l'acier tend vers sa limite et celle de compression dans le béton tend vers la sienne.

En béton précontraint, dans les zones qui doivent subir des tractions, on crée artificiellement une contrainte de compression préalable : une précontrainte, et ainsi, l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton. Celui-ci ne risque alors plus de fissurer, à la condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause.

Les procédés de précontrainte sont aujourd'hui extrêmement nombreux, mais le béton est toujours l'élément précontraint et les aciers à haute résistance mis en tension produisent la précontrainte.

c) Modes de précontrainte

Le traitement mécanique appelé précontrainte exige généralement deux matériaux : celui qui est précontraint et celui qui produit la précontrainte. Dans le cas du béton précontraint, c'est le béton qui est précontraint et c'est l'acier à haute résistance, mis en tension, qui produit la précontrainte. La précontrainte peut être appliqué au béton de deux manières différentes, par pré-tension ou par post-tension de l'acier de précontrainte.

Précontrainte par pré-tension :

La précontrainte par pré-tension consiste à tendre des fils dans le coffrage avant le bétonnage. La mise en tension des fils se fait dans des bâtis rigides, sur bancs de traction. Quand l'allongement requis est atteint, l'acier de précontrainte est bloqué à l'aide d'ancrage. Le béton est coulé ensuite en contact direct avec les aciers de précontraintes, dans des coffrages entourant l'acier. Lorsque le a atteint une résistance suffisante, on procède au transfert de la précontrainte. Comme les armatures de précontrainte ne sont libres de revenir à la longueur initiale, l'effort se reporte par adhérence au béton.

La précontrainte par pré-tension est surtout utilisé pour préfabrication de séries de pièces identiques et se fait principalement en usine. Le profil de l'acier de précontrainte est rectiligne et est constitué d'une seule droite ou de plusieurs segments de droite.

Précontrainte par post-tension

Ce mode de précontrainte est réalisé par des armatures tendues après la coulée du béton, lequel a suffisamment durci. Les câbles ne doivent pas adhérer au béton. Pour cela ils seront enfilés dans des gaines tubulaires.

Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, les armatures sont mises en tension par des vérins prenant appuis sur le béton de la pièce. Ayant l'allongement requis, l'acier est bloqué à l'aide d'ancrages permanents qui vont permettre de maintenir la tension de câbles.

La mise en tension peut se faire aux deux extrémités ou à une seule extrémité, et en utilisant un ancrage passif à l'autre. Par suite, on procède à l'injection de coulis de ciment qui va remplir tout le vide dans la gaine à l'aide d'une pompe. L'injection produit l'adhérence de l'acier précontrainte au béton, protège les aciers contre la corrosion, et améliore la résistance à la fissuration.

Ce type de précontrainte est utilisé pour des ouvrages de grande portée et pour des structures spéciales comme les plates-formes de forage et de stockage, pont etc...

Autres modes de précontraintes

Précontrainte externe

Il y a d'autres façons de précontraindre une pièce. La pièce est précontrainte par des vérins aux deux extrémités qui forcent la pièce à se raccourcir. A l'aide de cales, on bloque la pièce contre ses appuis et elle reste comprimée. Les déformations différées du béton, fluage et retrait, vont faire diminuer cette compression et il peut s'avérer nécessaire de réutiliser les vérins pour comprimer à nouveau le béton.

Précontrainte chimique

Il existe également une précontrainte dite chimique. Ce procédé consiste à placer des aciers de précontraints non tendus dans le coffrage et à couler le béton directement en contact avec ces aciers. En utilisant un ciment expansif, le béton, au lieu de subir le retrait pendant son durcissement, prend de l'expansion ce qui tend les aciers qui, par adhérence, comprime le béton. Les applications de cette théorie sont assez limitées d'autant plus que plusieurs problèmes n'ont pas été résolus.

d) LES MATERIAUX UTILISES EN BETON **PRECONTRAIT**

Les principaux constituants du béton précontraint sont :

- l'acier à haute résistance ;
- et le béton.

Le béton :

Le béton est composé de ciment Portland, ou parfois à haute résistance, d'eau, de granulat et éventuellement d'adjuvants. Chaque constituant doit fournir toutes les caractéristiques nécessaires à la qualité du béton :

- le ciment : à faible chaleur d'hydratation, à haute résistance initiale, résistant aux sulfates ;
- les granulats : propre et bien calibrés, exempts de matières organiques ;
- les adjuvants (au cas où) : entraîneur d'air ou de réducteur d'eau ou de retardateur de prise ou de super plastifiants.

En mesurant les qualités du béton et en soignant les matériaux, nous obtenons les propriétés suivantes :

Résistance à la compression :

C'est la propriété fondamentale du béton. La valeur utilisée comme référence est la résistance requise à 28 jours : $f_{c\ 28}$, selon les réglementations du BPEL 91 ; elle est choisie en tenant compte des possibilités locales. D'ailleurs, d'autres propriétés mécaniques sont fonction de la résistance à la compression.

La valeur de $f_{c\ 28}$ est fixée dans la série suivante : 25, 30, 35, 40, 50, 60 [MPa]
Pour des sollicitations qui d'exercent sur le béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique obtenue au jour considéré :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 * j} * f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 [MPa]$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95 * j} * f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 [MPa]$$

Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction de béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad [MPa]$$

Module d'élasticité du béton :

La déformation due aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} , à l'âge de j jours vaut :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [MPa]$$

La déformation instantanée est due au retrait et au fluage, c'est-à-dire provoqué par une sollicitation de longue durée d'application.

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée. D'où l'on a, pour le module de déformation différée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [MPa]$$

Déformations différées

Les déformations différées du béton résultent du retrait et du fluage qui sont considérés dans les calculs comme deux phénomènes indépendant dont les effets s'additionnent.

Le retrait :

Le retrait est le raccourcissement graduel du béton non chargé au cours de son durcissement et qui est dû au séchage de l'eau qui n'a pas servi à l'hydratation du ciment. Le retrait débute après la cure.

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r * \Gamma(t)$$

ε_r : retrait final du béton ;

$\Gamma(t)$: fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps varie de 1 à l'infini.

$$\Gamma(t) = \frac{t}{t + 9 \cdot r_m}$$

Avec : r_m = B / u : rayon moyen de la pièce ;

B : section droite de la pièce ;

u : périmètre extérieur ;

ε_Γ : $2 \cdot 10^{-4}$ Madagascar.

Le fluage :

Le fluage du béton est défini comme étant l'augmentation graduelle dans le temps des déformations relatives sous une contrainte appliquée. Lorsque cette contrainte est maintenue constante dans le temps, on parle de fluage intrinsèque.

Le fluage infecte d'une manière significative le comportement d'une structure en béton. Dans quelques cas, ces effets sont néfastes ; dans d'autres, ils sont bénéfiques.

Les aciers

On emploie en générale, pour la constitution des câbles, des aciers durs à haute résistance. Ils sont obtenus par tréfilage, traitement thermiques ou autres procédés. Leur résistance est de l'ordre de 150 à 160 hectobar soit trois à quatre fois plus que les aciers ordinaires en béton armée.

Les câbles :

Les câbles sont composés de fils d'aciers dur de diamètre 5, 7 ou 8 mm (en général) en plus ou moins grand nombre, à fils parallèles ou toronnés ; dans ce dernier cas, le diamètre des fils constitutifs est plus faible.

Les gaines :

Les câbles sont placés dans des gaines tubulaires en feuillard d'acier mince. Le diamètre des gaines est évidemment légèrement supérieur au diamètre des câbles de façon à réduire le frottement interne qui est source de perte de tension.

Les armatures passives :

Les armatures autres que celles précontraintes sont appelées armatures passives. Elles sont identiques à celles utilisées en béton armé et peuvent être des ronds lisses, à haute adhérence ou des treillis soudés.

Chapitre XII : **PREDIMENSIONNEMENT**

Le tablier d'un pont à poutre sous chaussée est constitué d'une dalle (ou hourdis) raidie par :

- des nervures longitudinales (poutres) ;
- des nervures transversales (entretoises).

Notre ouvrage est un pont à poutres continues de trois travées de 34 m. Vu l'importance du trafic, optant pour un pont à doubles voies sans ralentissement de la circulation. Prenons alors un gabarit de G7 + 2 x 1.00 (largeur utile de 7m). Le nombre de poutres principales sera pris égal à 3. On mettra une entretoise intermédiaire sans oublier les entretoises d'about les entretoises intermédiaires.

a) POUTRE PRINCIPALE

Comme on a un ouvrage de 3*34 m, on va adopter une poutre de section en T.

- La longueur totale de la poutre principale est de $l_1 = 34$ m.
- La portée libre l_0 est donnée par la relation : $l_1 = 1.07 l_0 + 0.65$ [m] soit $l_1 = 31.17$ m.
Prenons $l_1 = 31,5$ m
- La longueur de travée de calcul est donnée par la relation : $l = 1.05 l_0 + 0.60$ [m].
Soit $l = 33,7$ m.

Hauteur de la poutre :

La hauteur de la poutre dépend de la longueur de la travée et elle est comprise entre

$$\frac{L}{20} < h [m] < \frac{L}{15} ; L : \text{longueur de la travée.}$$

$$\text{On a alors : } \frac{33.7}{20} < h [m] < \frac{33.7}{15} \text{ c'est-à-dire } 1.68 < h [m] < 2.25.$$

Prenons comme hauteur de poutre $h = 2,00$ m.

Épaisseur de l'âme b_0 :

A mi-travée, l'épaisseur de l'âme est comprise entre 20 et 25 cm selon le type de coffrage adopté (en bois ou métallique).

Prenons $e = 22$ cm (coffrage métallique)

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant ce qui conduit à réaliser un épaississement d'âme. Elle doit permettre aussi à un bon enrobage des armatures d'une part et une loge des plaques d'ancrage d'autres parts.

Prenons :

- à mi-travée : $b_0 = 22$ cm ;
- au droit des appuis : $b_0 = 30$ cm.

Il convient d'épaissir l'âme dans les 2 derniers mètres de la portée de manière à obtenir aux appuis une épaisseur suffisante pour la résistance aux efforts tranchants et aux contraintes locales sous les ancrages.

Épaisseur et largeur de la table de compression :

L'hourdis du tablier du pont sera un hourdis général coulé sur des pré-dalles en béton armé. La largeur de la table de compression doit vérifier $l_t > 0.6 h_t$ soit $l_t > 1.20$ m.

Prenons $l_t = 1.50$ m

L'épaisseur moyenne de la table est prise égale à 18 cm

Talon :

Largeur du talon :

Pour les poutres précontraintes isostatiques, la largeur du talon est comprise entre 50 et 90 cm.

Prenons $b' = 80$ cm.

Hauteur du talon :

Pour b' comprise entre 60 et 80 cm, la hauteur du talon est comprise entre 10 et 25 cm. Prenons $h_t = 20$ cm sur toute la longueur de la poutre.

Gousset inférieur :

La valeur de la tangente de l'angle d'inclinaison du gousset inférieur doit être comprise entre $1 < \operatorname{tg} \alpha < 1.5$ c'est-à-dire $45 < \alpha < 56$. Prenons $\alpha = 54^\circ$ car $\operatorname{tg} \alpha$ doit être proche de 1.5

Gousset supérieur :

Adoptons un gousset de $15 * 15$ cm dont l'angle d'inclinaison est de 45°

b) DALLE DE COMPRESSION :

L'entraxe des poutres doit être compris entre 2.50 m et 4.00 m. Prenons $e = 3.22$ m
Dans ce cas l'épaisseur du hourdis sera de 20 cm.

c) ENTRETOISE :

La hauteur de l'entretoise est voisine de celle de l'âme de la poutre principale et son épaisseur est compris entre $0.2 h_e < e_e [\text{cm}] < 0.4 h_e$. On va adopter comme :

- hauteur de l'entretoise $h_e = 1.6$ m ;
- épaisseur de la l'entretoise $e_e = 30$ cm.

d) TROTTOIRS :

On optera pour un trottoir en béton armé d'épaisseur de 15 cm.

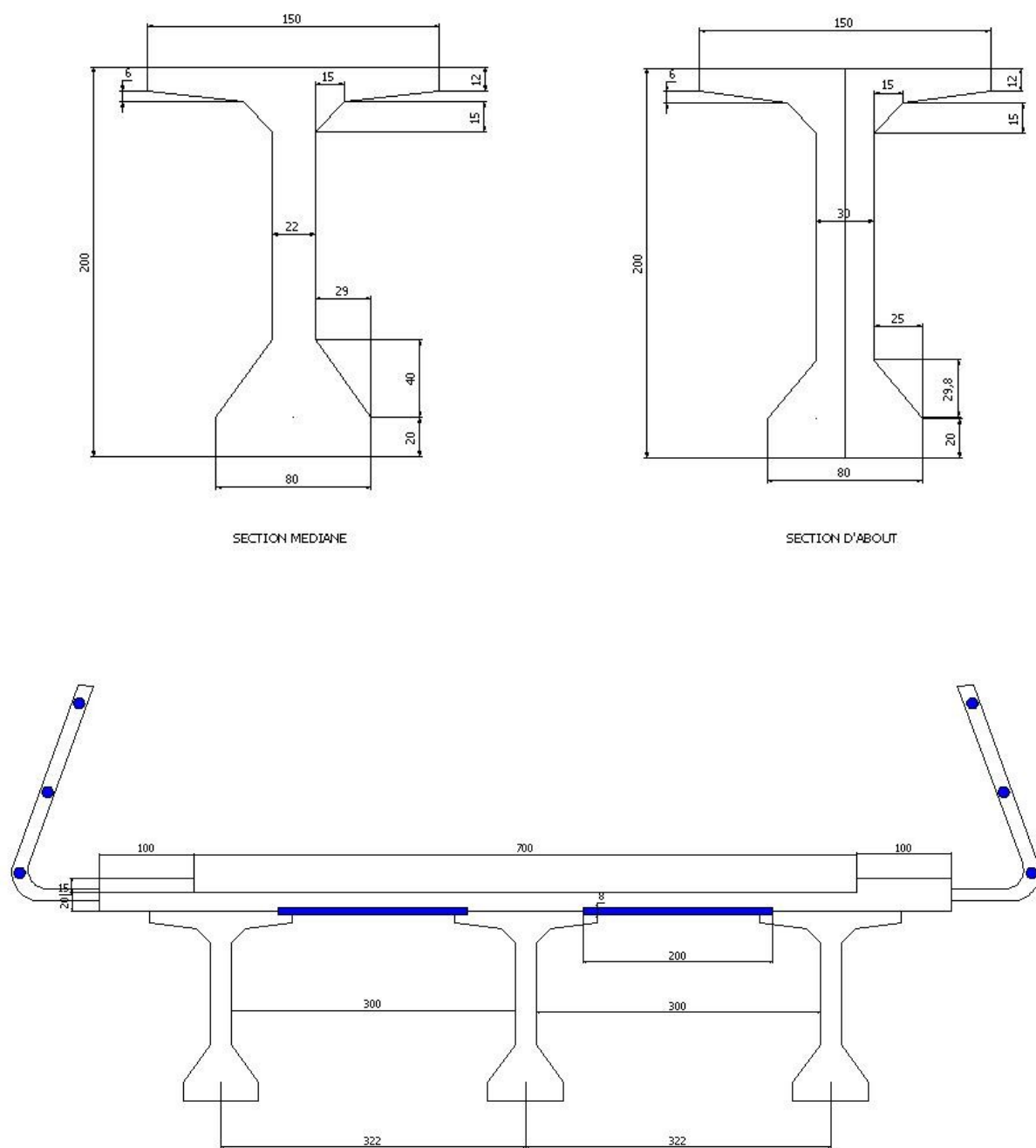


Figure 9 : Les caractéristiques de l'ouvrage

e) Caractéristiques de la section des poutres principales

Tableau 28 : Les caractéristiques des sections des poutres

Désignation	Section médiane			Section d'about		
	Dimension [cm]	Section [cm ²]	Inertie [m ⁴]	Dimension [cm]	Section [cm]	Inertie [m ⁴]
(1)	2 * 12 * 64	1536	2 * 0.0680	2 * 12 * 60	1440	2 * 0,065
(2)	2 * .5*15*15	225	2 * 0.0067	2*.5*15*15	225	2 * 0,0079
(3)	2*.5 * 6 * 49	294	2 * 0.0109	2*.5 * 6 * 45	270	2 * 0,0102
(4)	2 * 6 * 15	180	2 * 0.0065	2 * 6 * 15	180	2 * 0,0066
(5)	200 * 22	4400	0.1467	200 * 30	6000	0,2000
(6)	2 * .5*29*40	1160	2 * 0.0263	2*25 * 29.8	745	2 * 0,0180
(7)	2 * 29 * 20	1160	2 * 0.0472	2 * 25 * 20	1000	2 * 0,0398
Total		8955	0.4779		9860	0,495

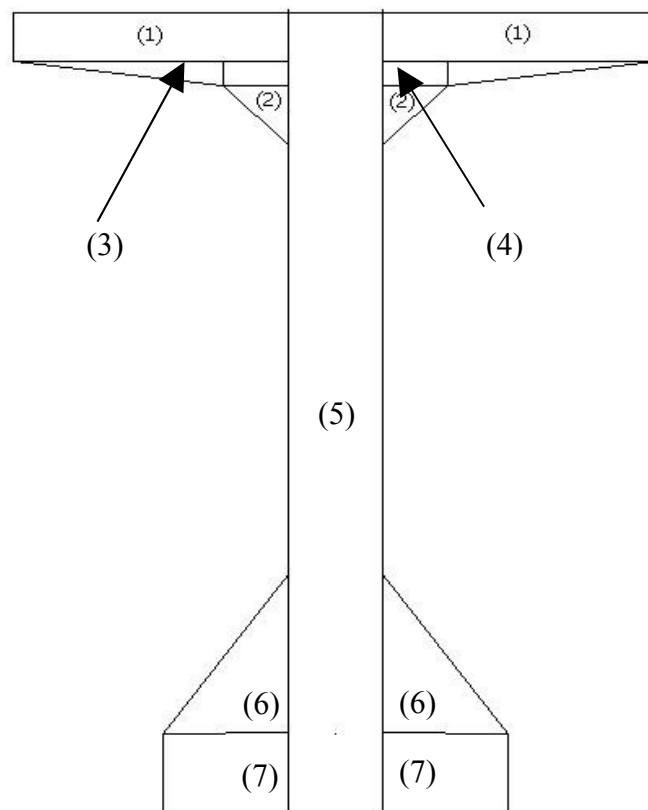


Figure 10 : Légende des diverses sections pour le calcul des différentes caractéristiques de la poutre

Rendement géométrique de la poutre

Il est donné par la relation suivante : $\rho = \frac{I_p}{B * v * v'}$

Avec

- I_p = inertie de la poutre principale ;
- v et v' : position du centre de gravité de la poutre principale ;
- B : aire de la section.

$$\text{On a } y_G = \frac{\sum_i S_i y_{Gi}}{\sum_i S_i}$$

Soit

Pour la section médiane :

$$y_G = 1.023 \text{ m en partant du bas soit } \begin{cases} v = 0.977 [m] \\ v' = 1.023 [m] \end{cases}$$

$$\text{D'où } \rho = \frac{0.4779}{0.8955 * 0.977 * 1.023} = 0.534 \approx 0.5$$

Vérification de la section du béton

La condition sur les dimensions d'une poutre est la suivante :

$$\sup \left(\frac{I}{v}; \frac{I}{v'} \right) \geq \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\sigma_{\lim \max} - \sigma_{\lim \min}}$$

Ainsi :

Section médiane :

$$\sup \left(\frac{I}{v}; \frac{I}{v'} \right) = 0.489$$

$$\begin{cases} \sigma_{\lim \max} = 0.6 f_{c28} = 21 [MPa] \\ \sigma_{\lim \min} = -f_{t28} = -2.7 [Mpa] \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \frac{M_{\max} - M_{\min}}{\sigma_{\lim \max} - \sigma_{\lim \min}} = \frac{1048.78 - 611.81}{23.7 \cdot 10^2} = 0.184 \leq 0.489$$

Section d'about :

$$\sup \left(\frac{I}{v}; \frac{I}{v'} \right) = 0.5$$

Ainsi

$$\frac{M_{\max} - M_{\min}}{\sigma_{\lim \max} - \sigma_{\lim \min}} = \frac{1048.78 - 611.81}{23.7 \cdot 10^2} = 0.184 \leq 0.5$$

La condition est vérifiée que ce soit dans la section médiane que dans la section d'about. Les dimensions données aux poutres peuvent être retenues pour la suite de l'étude.

apitreXIII :CALCUL DU HOURDIS

Le hourdis a pour rôle :

- de recevoir la chaussée ;
- de transmettre les charges roulantes aux poutres ;
- et de servir de table de compression aux poutres lorsque le moment fléchissant est positif.

Dans le calcul du hourdis, on doit le justifier d'une part en tant que plaque fléchie et d'autres parts vis-à-vis du poinçonnement par des charges locales.

Le calcul du hourdis supportant la chaussée s'établit généralement en tenant compte de la portée orthogonale :

- dans le sens transversale : distance entre nœuds des poutres ;
- dans le sens longitudinal : distance entre entretoises.

Caractéristiques :

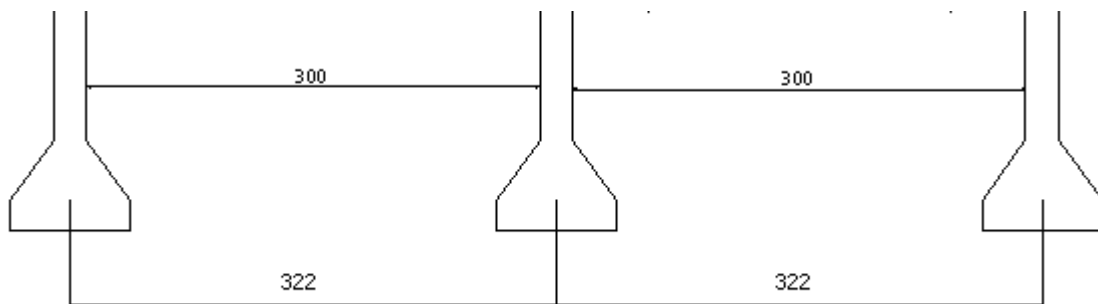


Figure 11 : Vue transversale

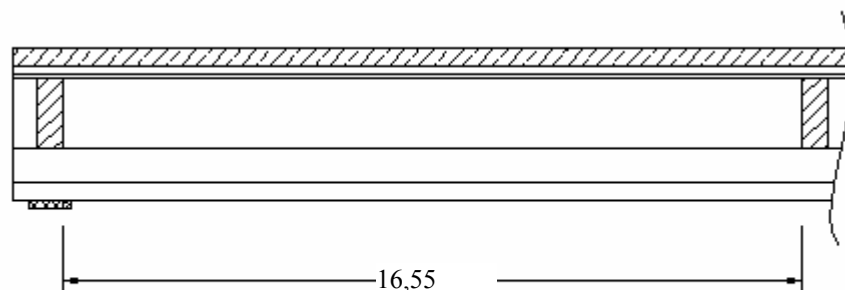


Figure 12 : Vue longitudinale

Coefficient de majoration dynamique

Il est donné par la relation :
$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 L} + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{P}{S} \right)}$$

P : charge permanente ;

S : surcharge d'exploitation (la plus contraignante qu'on mette sur la dalle) ;

$$L = \max \{7, 16.55\} = 16.55 \text{ m}$$

$$a = 3.00 \text{ m et } b = 16.55 \text{ m}$$

Charge permanente :

$$\text{Dalle : } 0.20 * 6,00 * 16.55 * 2.500 = 49.65 \text{ t}$$

$$\text{Revêtement : } 0.04 * 6,00 * 16.55 * 2.400 = 9.53 \text{ t}$$

$$\text{Soit } P = 49.20 + 9.84 = 59.18 \text{ t.}$$

$$S = 60 \text{ t (4 essieux de 12 t et 2 essieux de 6 t).}$$

$$\text{Ainsi } \delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 16.55} + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{59.18}{60} \right)} = 1.214$$

$$\delta = 1.214$$

a) Calcul des moments :

Nous utiliserons les abaques dans le bulletin technique du SETRA fournis en annexes.

Charges permanentes :

$$\left\{ \begin{array}{l} q = \frac{P}{a * b} = \frac{59.18}{6,00 * 16,55} = 0.596 \text{ t/m}^2 \\ \rho = \frac{a}{b} = \frac{3.00}{16.55} = 0.181 \leq 0.4 \end{array} \right.$$

La dalle est portée sur le plus petit côté.

$$M_0 = 0,125 q a^2 = 0.125 * 0.596 * 3.00^2 = 0.671 \text{ t.m}$$

Moment en travée :

$$M_a = 0.8 M_0 = 0.8 * 0.671 = 0.54 \text{ t.m}$$

$$M_b = 0$$

Pour M_b , on dispose des armatures dites de répartition dont la section par unité de longueur est comprise entre le quart et la moitié de celle de l'armature principale.

Moment aux appuis :

$$M_{cp} = -0.5 M_0 = -0.5 * 0.671 = -0.34 \text{ t.m}$$

$$M_{cp} = -0.34 \text{ t.m.}$$

Surcharge :

Comme prescrit dans le fascicule 61, la surcharge B est seule à envisager pour la justification des éléments du tablier c'est-à-dire pour les calculs des dalles sous chaussée, longerons, entretoises, pièces de pont.

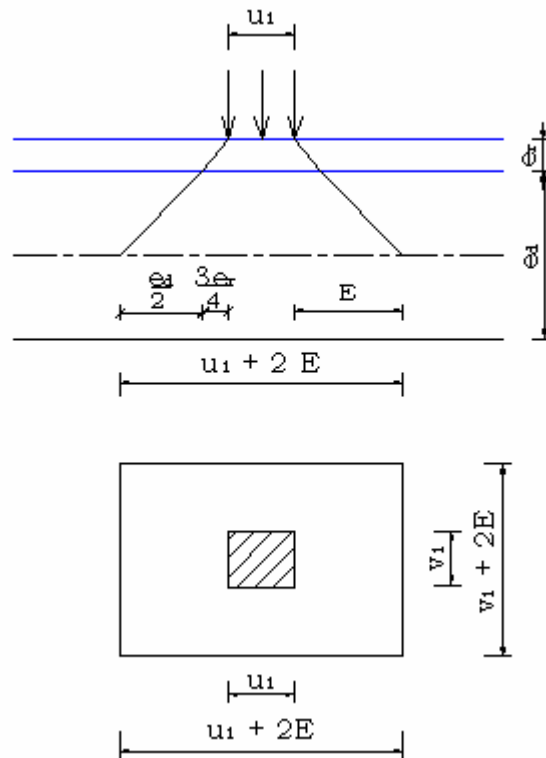


Figure 13 : Diffusion des charges concentrées

On a :

$$u = u_1 + 2 E$$

$$v = v_1 + 2 E$$

Pour la roue Br, la surface d'impact est :

Transversalement :

$$u_1 = 0.60\text{m}$$

Longitudinalement :

$$v_1 = 0.30 \text{ m}$$

Ainsi,

$$u = 0.60 + 2 * 13 = 0.86\text{m}$$

$$v = 0.30 + 2 * 13 = 0.56\text{m}$$

Coefficient de réduction pour encastrement partiel sur appuis = 0.8.

$$E = \frac{e}{2} + \frac{3}{4}e_r = \frac{20}{2} + \frac{3}{4}4 = 13 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{16.55}{3.00} = 5.52 > 2.5, \text{ on peut dire que la dalle est de longueur infinie.}$$

Camion B_c :

Moment en travée :

L'abaque N° 09 ($b = \infty$) nous donne pour $E = 13 \text{ cm}$ et $a = 3.00 \text{ m}$, $M_a = 3990 \text{ daN.m / m}$

L'abaque N° 25 ($b = \infty$) nous donne pour $E = 13 \text{ cm}$ et $a = 3.00 \text{ m}$, $M_b = 1480 \text{ daN.m / m}$

Compte tenu du coefficient $b_c = 1.1$ on a :

$$M_a = 3990 * 1.1 = 4389 \text{ daN.m / m}$$

$$M_b = 1480 * 1.1 = 2024 \text{ daN.m / m}$$

Moment de continuité sur poutre :

L'abaque N° 05 ($b = \infty$) nous donne pour $E = 13 \text{ cm}$ et $a = 3.00 \text{ m}$, $M_{cp} = - 3580 \text{ daN.m / m}$

En tenant compte du coefficient b_c on aura $M_{cp} = - 3938 \text{ daN.m / m}$.

System B_t :

Moment en travée :

L'abaque N° 10 ($b = \infty$) nous donne pour $E = 13 \text{ cm}$ et $a = 3.00 \text{ m}$, $M_a = 3640 \text{ daN.m / m}$

L'abaque N° 15 ($b = \infty$) nous donne pour $E = 13 \text{ cm}$ et $a = 3.00 \text{ m}$, $M_b = 1860 \text{ daN.m / m}$

Moment de continuité sur poutre :

L'abaque N° 10 ($b = \infty$) nous donne pour $E = 13$ cm et $a = 3,00$ m, $M_{cp} = - 3000$ daN.m / m

Roue B_r :

Moment en travée :

L'abaque N° 30 ($b = \infty$) nous donne pour $E = 13$ cm et $a = 3,00$ m, $M_a = 2240$ daN.m / m

L'abaque N° 20 ($b = \infty$) nous donne pour $E = 13$ cm et $a = 3,00$ m, $M_b = 1630$ daN.m / m

Moment de continuité sur poutre pour un camion B_c :

L'abaque N° 15 ($b = \infty$) nous donne pour $E = 13$ cm et $a = 3,00$ m, $M_{cp} = - 1910$ daN.m / m

b) Moment à prendre en compte

On retiendra la sollicitation la plus défavorable :

Tableau 29 : Résumé de différentes valeurs des moments à prendre en compte

Natures des charges	M_a [t.m]	M_b [t.m]	M_{cp} [t.m]
Permanente	0.540	0	- 0.340
2 B_c	4.389	2.024	- 3.938
B_t	3.640	1.860	- 3.000
B_r	2.240	1.630	-
1 B_c	-	-	- 1.91

Et les valeurs des moments à prendre en comptes sont données par la relation suivante : $M_i = 0.8 * \delta * M_i$.

Moment en travée :

Dans le sens transversal :

$$M_a = 4.389 * 1.215 * 0.8 = 4.393 \text{ t.m}$$

$$= 4.393 \text{ t.m.}$$

Dans le sens longitudinal :

$$M_b = 2.024 * 1.215 * 0.8 = 1.967 \text{ t.m}$$

$$M_a = 1.967 \text{ t.m.}$$

Moment sur appui :

Le long des poutres, le moment maximum est donné par la surcharge B_c .

$$M_{cp} = -0,5 * 3.938 * 1.215 = 2,392 \text{ t.m}$$

c) Moment fléchissant totaux :

En considérant la combinaison d'action à prendre en compte, on a :

En travée :

E.L.U :

$$\begin{cases} M_a = 1.35 G + 1.6 q = 1.35 * 0.54 + 1.6 * 4.393 = 7.616 \text{ t.m} \\ M_b = 1.35 G + 1.6 q = 1.35 * 0 + 1.6 * 1.967 = 3.147 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Ainsi : } \begin{cases} M_a = 7.616 \text{ t.m} \\ M_b = 3.147 \text{ t.m} \end{cases}$$

E.L.S :

$$\begin{cases} M_a = G + 1.2 q = 0.54 + 1.2 * 4.393 = 5.812 \text{ t.m} \\ M_b = 1 G + 1.2 q = 0 + 1.2 * 1.967 = 2.360 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Ainsi : } \begin{cases} M_a = 5.812 \text{ t.m} \\ M_b = 2.360 \text{ t.m} \end{cases}$$

Aux appuis :

E.L.U :

$$M_{cp} = 1.35 G + 1.6 q = - (1.35 * 0.34 + 1.6 * 2,392) = 4,29 \text{ t.m}$$

$$M_{cp} = - 4,29 \text{ t.m}$$

E.L.S :

$$M_{cp} = G + 1.2 q = - (0.34 + 1.2 * 2,392) = - 3,21 \text{ t.m}$$

$$M_{cp} = - 3,21 \text{ t.m}$$

d) Effort tranchant :

Charges permanentes :

$$\begin{cases} T_a = \frac{P}{3b} = \frac{59.04}{3 \cdot 16.4} = 1.2 \text{ t} \\ T_b = \frac{P}{2b + a} = \frac{59.04}{2 \cdot 16.4 + 2.70} = 1.663 \text{ t} \end{cases}$$

Surcharge :

Pour le calcul, on ne va considérer que le système B_r car c'est le plus contraignant.

Posons $\begin{cases} u = 0.60 + 2E = 0.60 + 2 \cdot 0.13 = 0.86 \text{ m} \\ v = 0.25 + 2E = 0.25 + 2 \cdot 0.13 = 0.51 \text{ m} \end{cases}$

On aura : $\begin{cases} T_a = \frac{P\delta}{2u + v} = \frac{10 \cdot 1.215}{2 \cdot 0.86 + 0.51} = 5.50 \text{ t} \\ T_b = \frac{P\delta}{3u} = \frac{10 \cdot 1.215}{3 \cdot 0.86} = 4.71 \text{ t} \end{cases}$

Effort tranchant totaux :

E.L.U :

$$\begin{cases} T_a = 1.35 G + 1.6 q = 1.35 \cdot 1.200 + 1.6 \cdot 5.5 \\ T_b = 1.35 G + 1.6 q = 1.35 \cdot 1.663 + 1.6 \cdot 4.71 \end{cases}$$

Soit $\begin{cases} T_a = 10.42 \text{ t} \\ T_b = 9.78 \text{ t} \end{cases}$

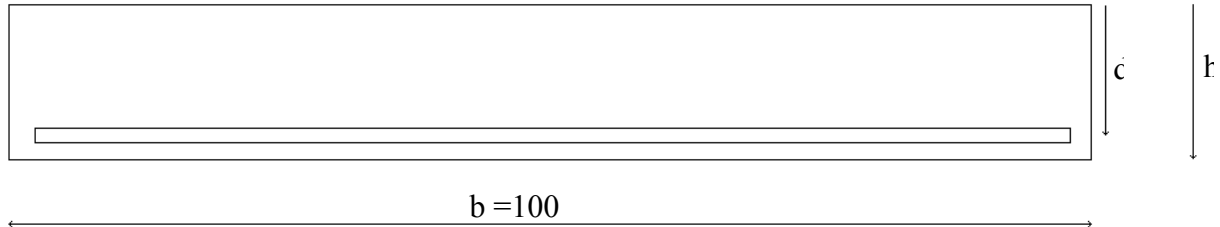
E.L.S :

$$\begin{cases} T_a = G + 1.2 q = 1.200 + 1.2 \cdot 5.5 \\ T_b = G + 1.2 q = 1.663 + 1.2 \cdot 4.71 \end{cases}$$

Soit $\begin{cases} T_a = 7.80 \text{ t} \\ T_b = 7.32 \text{ t} \end{cases}$

e) DETERMINATION DE L'ARMATURE DE LA DALLE

Pour la détermination des armatures, on calculera par mètre de largeur de la dalle dans les deux directions :



Hypothèse de calcul :

Les calculs seront faits suivant le règlement du BAEL 91 modifié 99.

Caractéristiques du béton :

- le béton utilisé sera confectionné à partir de ciment CPA 45 dosé à 400 kg par m³ mis en œuvre ;
- la résistance à la compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- la résistance à la traction à 28 jours est : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$;
- ELU : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 12.4 \text{ MPa}$ ($\theta = 1.0$ et $\gamma_b = 1.5$)
- ELS : $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Caractéristiques de l'acier :

- les armatures utilisées seront des barres à haute adhérence FeE 400 ;
- $\gamma_s = 1.15$;
- $\eta = 1.6$;
- ELU : $f_{ed} = 384 \text{ MPa}$;
- ELS : $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max\left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}}\right)\right)$

La fissuration est jugée préjudiciable car on est exposé aux intempéries.

Flexion en travée (aciers supérieurs)

Petite portée :

$$\text{Section de calcul} \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 0.9 h = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour les FeE 400, on a $\mu_{\text{lim}} = 0.391$.

E.L.U :

$$M_{E.L.U} = 7.616 \text{ t.m}$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{ELU}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.616}{100 * 18^2 * 14.2} = 0.1655$$

Comme $\mu < \mu_{\text{lim}}$, l'état limite ultime est atteint et la section considérée est bien dimensionnée.

La section d'armature est donnée par la relation : $\frac{M_{E.L.U}}{Z \sigma_{su}}$

$$\text{Avec } Z = d(1 - 0.4\alpha_u)$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.1655}) = 0.228$$

$$Z = 18(1 - 0.4 * 0.228) = 16.36 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{7.616 \text{ E04}}{16.36 * 348} = 13.38 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 13.38 \text{ cm}^2.$$

Soit

$$A = 7 \text{ HA } 16 = 14,07 \text{ cm}^2 : \text{HA } 16 \text{ tous les } 14,3 \text{ cm.}$$

Pourcentage minimal d'armature :

Pour un élément fléchi, La section d'armatures tendues est au moins égale à la valeur maximale fixée par la règle du millième et la condition de non fragilité :

La règle du millièrre.

$$A_{\min} \geq \left(\frac{bh}{1000} \right)$$

La condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq \left(0.23 * bd * \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Soit :

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23 * bd * \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = 2.50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Le pourcentage minimal d'armature est respecté.

Vérification à l'ELS

On doit limiter les contraintes maximales dans le béton et les aciers aux contraintes admissibles :

Soit, pour le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Pour l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ 0.5 * f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Vérification de contraintes

On applique la loi de la résistance des matériaux pour calculer les contraintes dans la section. Cela impose de déterminer successivement la position du centre de gravité, l'inertie de la section, la pente du diagramme des contraintes maximales de compression du béton et de traction des aciers.

Détermination du centre de gravité

Pour une section rectangulaire on a :

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 6,86 \text{ cm}$$

Inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = 48952,2 \text{ cm}^4 = 0,000489 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes

Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = K * y$

Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_s = 15 * K * (d - y)$

$$\text{Où : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$M_{ser} = 5,812 \text{ Tm} = 0,058 \text{ MN m}$$

$$K = 118,61 \text{ MN/m}^3$$

Si l'une au moins des contraintes dépasse la limite admissible, on redimensionne la section ou on augmente les sections d'armatures pour respecter les conditions réglementaires.

On obtient :

$$\sigma_{bc} = 8,13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 198,2 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa}$$

On peut conclure que ce soit pour l'acier ou le béton, les contraintes admissibles sont respectées.

Ainsi, la section choisie est retenue.

Nous avons donc :

$$A = 7 \text{ HA } 16 = 14,07 \text{ cm}^2/\text{m} : \text{HA } 16 \text{ avec un espacement de } 14,3 \text{ cm.}$$

Grande portée :

$$M_{ELU} = 3.147 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = 2.360 \text{ t.m}$$

A l'ELU

En procédant de la même manière, on trouve : $A_u = 5.21 \text{ cm}^2$

Soit

$$A_u = 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

$$y = 5,74 \text{ cm}$$

$$I = 23042,5 \text{ cm}^4$$

$$K = 102,42 \text{ MN /m}^3$$

On obtient

$$\sigma_{bc} = 5,88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 188,53 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

Ainsi, la section choisie est retenue, et nous avons donc :

$A = 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m} : \text{HA } 12 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}$
--

Flexion sur appuis (Aciers inférieurs)

$$M_{ELU} = - 4,29 \text{ t.m}$$

$$M_{ELS} = - 3,21 \text{ t.m}$$

A l'ELU

En procédant de la même manière, on trouve que :

$$A_u = 7,20 \text{ cm}^2$$

Soit

$A = 4 \text{ HA } 16 = 8,04 \text{ cm}^2$
--

Vérification à l'ELS

$$y = 7,21 \text{ cm}$$

$$I = 50575,0 \text{ cm}^4$$

$$K = 105,77 \text{ MN/m}^3$$

On obtient

$$\sigma_{bc} = 6,53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 187,60 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa}$$

Ainsi la section choisie est retenue et on a :

$$A = 4 \text{ HA } 16 = 8,04 \text{ cm}^2/\text{m} : \text{HA } 16 \text{ tous les } 25 \text{ cm}$$

Tableau 30 : Récapitulation des armatures

En travée		Aux appuis
Petite portée / m	Grande portée / m	4 HA 16
7 HA 16	5 HA 12	

Condition de non poinçonnement :

On vérifie que le hourdis est apte à résister aux efforts de poinçonnement. Selon les pratiques actuelles, on admet de diffuser la surface d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle.

La condition suivante doit être vérifiée :

$$Q_u \leq 0.045 * u_c * h_d * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\begin{cases} Q_u = \gamma_Q * P * \delta = 1.6 * 10 * 1.215 = 19.44 \text{ t} \\ u_c = 2(u + v) = 2 * (0.86 + 0.51) = 2.74 \text{ m} \\ h_d = 0.2 \text{ m} \\ 0.045 * 2.74 * 0.2 * \frac{3000}{1.5} = 49.32 \text{ t} \end{cases}$$

$$\text{Ainsi } Q_u = 19.44 \text{ t} < 49.32 \text{ t}$$

La condition de non poinçonnement étant respectée, nous ne calculerons pas la valeur des contraintes sous l'action de l'effort tranchant le long des bords de la dalle car elle est nettement inférieure.

Vérification de l'effort tranchant

La contrainte tangente doit vérifier la relation :

$$\bar{\tau}_u \leq 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = 10.42 \text{ t} = 0.104 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{0.104}{1.00 * 0.18} = 0.578 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Ainsi, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'encorbellement du trottoir

L'action de la roue de 6t, pour le calcul en ELU, ne se cumule pas avec les autres surcharges, de plus, elle n'est pas susceptible de majoration pour effet dynamique (article 6 fascicules 61).

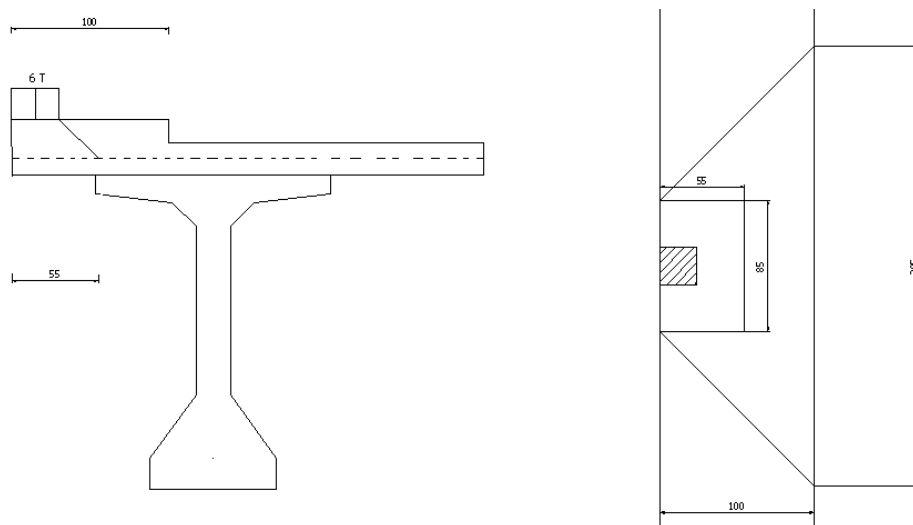


Figure 14 : Répartition des charges concentrées du système B

Comme nous le montre la figure, l'effort est réparti à 45° soit sur :

$$0.85 + (2 \times 1.00) = 2.85 \text{ m.}$$

Bras de levier :

$$1.00 - \frac{0.55}{2} = 0.725 \text{ m}$$

Le moment dans la section d'encastrement au droit du nu extérieur de la poutre est :

$$M_{\text{enc}} = - \frac{6}{2.85} \times 0.725 \times 1.07 \times 1.5 = - 2.450 \text{ tm}$$

Par contre, ce moment est inférieur au moment de flexion de la dalle sur appui qui est de $M_{\text{cp}} = - 4,29 \text{ tm}$.

Les aciers inférieurs des hourdis seront donc prolongés dans l'encorbellement.

Dalle en encorbellement

Charges permanentes

Trottoir : $0.15 \times 2.5 \times 1 = 0.375 \text{ T/ml}$

Dalle : $0.2 \times 2.5 \times 1,28 = 0.64 \text{ T/ml}$

Parapet = 0.060 t/ml

$$\text{Moment : } Mg = gt \left(lc - \frac{l_t}{2} \right) + Gp \, lc + gd \, \frac{l_c^2}{2}$$

$$Vg = gt \, lt + Gp + gd \, lc$$

Où:

gt – poids du trottoir ;

gd – poids de la dalle;

Gp – poids du parapet ;

lt – largeur du trottoir ;

lc – largeur du console = $1,28 \text{ m}$.

On a :

$$Mg = 0.89 \text{ T.m}$$

$$Vg = 1,25 \text{ T}$$

Surcharges

Surcharge de trottoir

$$A(\text{tr}) = 0.45 \text{ T/m}^2$$

$$M_{\text{tr}} = - 0.45 \times 1.00 \times (1,28 - 0,5)$$

$$M_{\text{tr}} = - 0.35 \text{ tm}$$

$$V_{\text{tr}} = 0.45 \times 1.00$$

$$V_{\text{tr}} = 0.45 \text{ T}$$

La roue de 6t

Elle a une surface d'impact de $0.25 * 0.25$ [m²]

Soit donc $a_2 = b_2 = 0.25$ m

On a : $a_1 = a_2 + h_d + \lambda \text{ etr}$

$b_1 = b_2 + h_d + \lambda \text{ etr}$

Avec $\lambda = 2$ pour (revêtement en béton)

Soit :

$$a_1 = b_1 = 0.25 + 0.20 + 2 * 0.15 = 0.75\text{m}$$

$$p = \frac{p'}{a * b_1} \text{ [T/m}^2\text{]}$$

où :

p - charge par m² influencée par la roue isolée de 6t

p' – charge de la roue isolée ($p' = 6\text{t}$) ;

$a = \min \{1.5 ; a_1 + l_c\}$

$a = 1.5$

D'où :

$$p = \frac{6}{1.5 * 0.75} = 5,33 \text{ T/m}^2$$

$$M = p * b_1 * (l_c - \frac{b_1}{2}) = - 5 * 0.75 * (1.00 - \frac{0.75}{2})$$

$$M = - 2,34 \text{ T m}$$

$$V = p * b_1 = 5,33 * 0.75$$

$$V = 4,00 \text{ T}$$

On remarque que c'est le système de roue de 6t qui est prépondérant.

D'où la combinaison suivante :

ELU

$$Mu \text{ max} = -(1.35 * 0.89 + 1.07 * 1.5 * 2,34)$$

$$Mu \text{ max} = - 4,96 \text{ Tm}$$

$$Tu \text{ max} = 1.35 * 1,25 + 1.07 * 1.5 * 4,00$$

$$Tu \text{ max} = 8,11\text{T}$$

ELS

$$Ms \text{ max} = -(0.89 + 1.2 * 2,34)$$

$$Ms \text{ max} = - 3,70 \text{ Tm}$$

$$Ts \text{ max} = 1,25 + 1.2 * 4$$

$$Tu \text{ max} = 6,05 \text{ T}$$

Ferraillage de la dalle en encorbellement :

Section de calcul : $100 * 15 \text{ cm}^2$

$M_u = - 4,96 \text{ Tm}$

$M_s = - 3,70 \text{ Tm}$

Détermination des armatures à l'ELU

$M_{ELU} = - 4,96 \text{ Tm}$

On trouve :

$\mu = 0,192$

$\alpha = 0,269$

$z = 12,05$

D'où :

$A_u = 11,83 \text{ cm}^2$

Prenons $A_{\text{réel}} = 7 \text{ H6 } 16 = 12,06 \text{ cm}^2$

Section d'armature minimale

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23 * bd * \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = 1,77 \text{ cm}^2$$

La section d'armature minimale est respectée.

Vérification à l'ELS

$M_s = 3,70 \text{ T.m}$

$Y = 0.055 \text{ m}$

$I = 0.00031 \text{ m}^4$

$K = 106.45 \text{ MN/m}^3$

$\sigma_{bc} = 10,63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 195,42 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$

Section d'acier retenue :

:

$A_{\text{réel}} = 6 \text{ HA } 16 = 12,06 \text{ cm}^2$

HA 16 avec un espacement de 16,6 cm

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{3} = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ soit : HA } 10 \text{ tous les } 12,06 \text{ cm}$$

Chapitre XIV : **CALCUL DE L'ENTRETOISE :**

a) **Hypothèse de calcul**

Béton :

- $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- $F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Acier :

FeE 40.

Base des calculs :

- BAEL 91 modifié 99
- CPC - fascicule 61 – République française.

On assimilera les entretoises comme étant des poutres qui s'appuient aux poutres principales. Elles ne servent qu'à éviter la torsion de ces dernières.

Géométrie :

Entretoise intermédiaire, d'about et d'appuis :

- hauteur moyenne : $h = 1.6 \text{ m}$;
- base des entretoises : $b = 30 \text{ cm}$;
- Entre nu des poutres : $l = 3.0 \text{ m}$
- Epaisseur : $e = 20 \text{ cm}$.

b) Calcul des actions et des sollicitations :

Moments fléchissant.

Entretoises d'about.

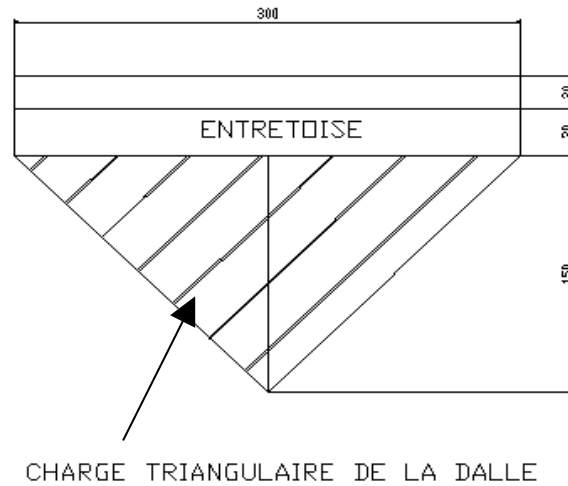


Figure 15 : Modélisation des charges réparties pour le calcul des entretoises d'about.

Charges permanentes

Charges uniformément réparties

Entretoise :	$1 * 1,60 * 0,3 * 2,5 = 1,20 \text{ t/ml}$;
Dalle :	$1 * 0,2 * 0,2 * 2,5 = 0,1 \text{ t/ml}$;
Revêtement :	$1 * 0,04 * 0,5 * 2,4 = 0,048 \text{ t/ml}$.

Somme : $q = 1,348 \text{ t/ml}$

$$\text{Moment en travée : } M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,348 * 3^2}{8} = 1,52 \text{ t.m}$$

Charge triangulaire :

Dalle :	$1 * 0,2 * 1,5 * 2,5 = 0,75 \text{ t/ml}$
Revêtement :	$1 * 0,04 * 1,5 * 2,4 = 0,15 \text{ t/ml}$

Somme : $q = 0,90 \text{ t/ml}$

$$\text{Moment en travée : } M_0 = \frac{q l^2}{12} = \frac{0,9 * 3^2}{12} = 0,675 \text{ t.m}$$

Soit $M_0 = 1.52 + 0.675 = 2.20 \text{ t.m}$

Charges d'exploitation :

Comme prescrit dans le fascicule 61, la charge du système B est seule à envisager pour la justification des éléments du tablier, c'est-à-dire les dalles sous chaussée, longerons, entretoises, pièce de pont.

Cas de la roue isolée de 10 T B_r :

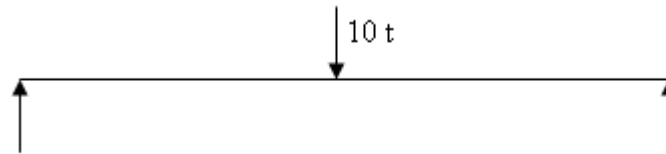


Figure 16 : Modélisation de calcul des charges ponctuelles B_r pour la justification des entretoises.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 3} + \frac{0,6}{1 + 4 * \frac{(1,348 + 0,9) * 3}{12}} = 1,43$$

On a

$$P = \delta \cdot 10 = 14,35 \text{ t}$$

$$M_0 = \frac{Pl}{4} = \frac{14,35 * 3}{4} = 10,76 \text{ tm}$$

Cas des essieux B_c :



Figure 17 : Modélisation de calcul des charges ponctuelles B_c pour la justification des entretoises.

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 1.43 \\ P = \delta * 12T = 17,16T \\ Y_1 = \frac{3 - 1,5}{3} * 0,5 = 0,25 \\ Y_2 = \frac{1,5}{3} * (3 - 2,5) = 0,25 \\ M_0 = P * (0,25 + 0,25) = 17,16 * 0.5 = 8,58 T.m \end{array} \right.$$

C'est le système B_r qui est prépondérant.

Ainsi,

A l'E.L.U :

$$M_0 = 1.35 * 2.20 + 1.6 * 10,76 = 20.19 T.m$$

A l'E.L.S :

$$M_0 = 2,20 + 1.2 * 10,76 = 15,11 T.m$$

Moments de calcul :

E.L.U :

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = - 0.5 * M_0 = - 10,10 T.m ;$$

$$\text{Moment en travée : } M_{tr} = 0.8 M_0 = 16,15 T.m.$$

E.L.S :

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = - 0.5 * M_0 = - 7,56 T.m ;$$

$$\text{Moment en travée : } M_{tr} = 0.8 * M_0 = 12,09 T.m.$$

Entretoises d'appuis et intermédiaires :

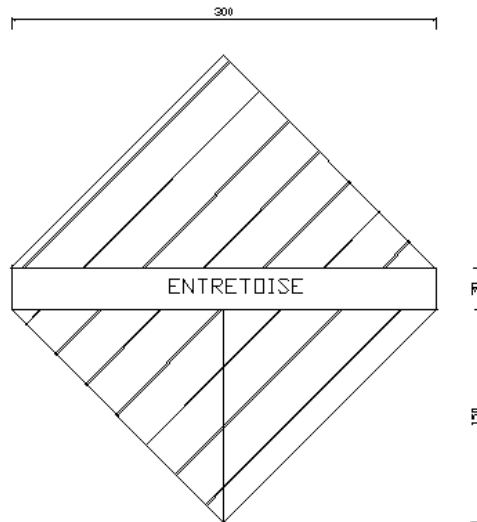


Figure 18 : Modélisation des charges réparties pour le calcul des entretoises intermédiaires et d'appuis.

Charges permanentes :

Charges uniformément réparties

Entretoise :	$1 * 1.60 * 0.3 * 2.5 = 1.20 \text{ T/ml}$
Revêtement :	$1 * 0.04 * 0.3 * 2.4 = 0.029 \text{ T/ml}$
Somme :	$q = 1.30 \text{ T/ml}$

Moment en travée : $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1.30 * 3^2}{8} = 1.46 \text{ Tm}$

Charges triangulaires :

Dalle :	$2 * 0.2 * 1.5 * 2.5 = 1.50 \text{ T/ml}$
Revêtement :	$2 * 0.04 * 1.5 * 2.4 = 0.29 \text{ T/ml}$
Somme :	$q = 1.79 \text{ T/ml}$

Moment en travée : $M_0 = \frac{q l^2}{12} = \frac{1.79 * 3^2}{12} = 1.34 \text{ Tm}$

$M_0 = 1.46 + 1.34 = 2.80 \text{ T.m}$

Charges d'exploitation :

On procèdera comme précédemment, et on trouve que

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 3,00} + \frac{0,6}{1 + 4 * \frac{(1,30 + 1,79)}{24} * 3} = 1,49$$

Roue isolée de 10 t B_r :

$$M_0 = \frac{Pl}{4} = \frac{14,86 * 3}{4} = 11,15 \text{ T.m}$$

Cas des essieux B_c :

$$M_0 = P. (0,25 + 0,25) = 17,88 * 0,5 = 8,94 \text{ T.m}$$

A l'E.L.U :

$$M_0 = 1,35 * 2,80 + 1,6 * 11,15 = 21,62 \text{ T.m}$$

A l'E.L.S :

$$M_0 = 2,80 + 1,2 * 11,15 = 16,18 \text{ T.m}$$

Moments de calcul :

E.L.U :

Moment aux appuis : M_a = - 0,5 * M₀ = - 10,81 T.m ;

Moment en travée : M_{tr} = 0,8 M₀ = 17,30 T.m.

E.L.S :

Moment aux appuis : M_a = - 0,5 * M₀ = - 8,09 T.m ;

Moment en travée : M_{tr} = 0,8 * M₀ = 12,94 T.m.

Efforts tranchants :

Entretoises d'about :

Charges permanentes :

Charges uniformément réparties :

$$\text{Effort tranchant aux appuis : } T = \frac{q l}{2} = \frac{1,348 * 3}{2} = 2,02 \text{ T}$$

Charges triangulaires :

$$\text{Effort tranchant aux appuis : } T = \frac{q l}{4} = \frac{0,90 * 3}{4} = 0,675 \text{ T}$$

$$\text{Total : } T = 0,675 + 2,02 = 2,70 \text{ T}$$

Charges d'exploitation :

Comme précédemment, on ne retiendra que la roue isolée B_r :

$$T_{app}(B_r) = P = 1,435 * 10 = 14,35 \text{ T}$$

Sollicitation de calcul :

A l'E.L.U :

$$T_{u \max} = 1.35 * 2.70 + 1.6 * 14,35 = 26.61 \text{ T}$$

Entretoises d'appuis et intermédiaire :

Charges permanentes :

Charges uniformément réparties :

$$\text{Effort tranchant aux appuis : } T = \frac{q l}{2} = \frac{1.30 * 3}{2} = 1,95 \text{ T}$$

Charges triangulaires :

$$\text{Effort tranchant aux appuis : } T = \frac{q l}{4} = \frac{1.79 * 3}{4} = 1.34 \text{ T}$$

$$\text{Total : } T = 1,95 + 1.34 = 3.29 \text{ T}$$

Charges d'exploitation :

Comme précédemment, on ne retiendra que la roue isolée B_r :

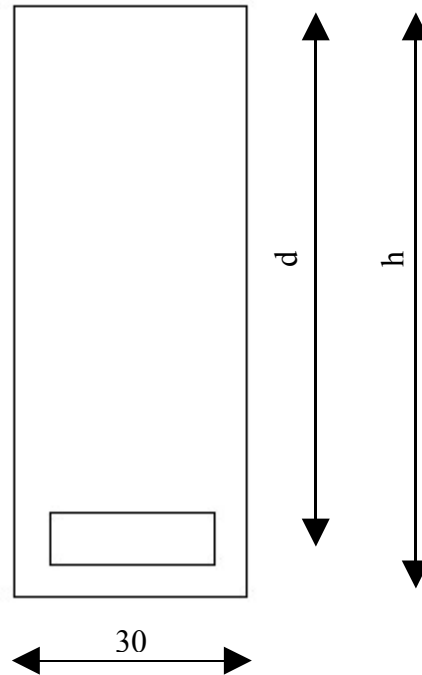
$$T_{app}(B_r) = P = 1.486 * 10 = 14,86 \text{ T.}$$

Sollicitation de calcul :

A l'E.L.U :

$$T_{u \max} = 1.35 * 3.29 + 1.6 * 14,86 = 28.22 \text{ t.}$$

c) Ferraillage :



Hypothèses de calcul

Les calculs seront faits suivant le règlement du BAEL 91 modifié 99.

Caractéristiques du béton :

Le béton utilisé sera confectionné à partir de ciment CPA 45 dosé à 400 kg par m³ mis en œuvre ;

La résistance à la compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

La résistance à la traction à 28 jours est : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$;

$$\text{ELU : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 12.4 \text{ MPa} \quad (\theta = 1.0 \text{ et } \gamma_b = 1.5)$$

$$\text{ELS : } \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Caractéristiques de l'acier :

Les armatures utilisées seront des barres à haute adhérence FeE 400 ;

$$- \gamma_s = 1.15 ;$$

- $\eta = 1.6$;
- ELU : $f_{ed} = 384 \text{ MPa}$;
- ELS : $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max\left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}}\right)\right)$

La fissuration est jugée préjudiciable car on est exposé aux intempéries.

Armatures longitudinales :

Entretoises d'about :

$$M_u = 16,15 \text{ T.m}$$

$$M_s = 12,09 \text{ T.m}$$

Section de calcul :

$$b = 0.30 \text{ m} ;$$

$$h = 1.60 \text{ m} ;$$

$$d = 0.9 h = 1.44 \text{ m}.$$

E.L.U :

Le moment réduit :

$$\mu = 0,018$$

On a $\mu_{\text{lim}} = 0.391$

Comme $\mu < \mu_{\text{lim}}$ il n'y a pas d'armatures comprimées et les sections d'armatures se calculent par la relation :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_u = \frac{M_{ELU}}{z * \overline{\sigma}_{su}} \\ z = d * (1 - 0.4 \alpha) \\ \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023 \end{array} \right.$$

$$z = 142,67 \text{ m}$$

$$A_u = 3,25 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité du béton et règle du millièème

$$\begin{cases} A_{\min} = \frac{b * h}{1000} = 4,8 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,23b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,21 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Comme $A_{\min} > A_{\text{rel}}$ on prendra $A = A_{\min} = 6,21 \text{ cm}^2$

Soit

$A = 6 \text{ HA } 12 = 6,72 \text{ cm}^2$

Entretoise intermédiaire et d'appui :

On a :

$$M_u = 17,30 \text{ tm}$$

$$M_s = 12,94 \text{ tm}$$

A l'ELU

Et on trouve que :

$$\mu = 0,020$$

On a $\mu_{\text{lim}} = 0.391$

Comme $\mu < \mu_{\text{lim}}$ il n'y a pas d'armatures comprimées

$$A_u = 3,49 \text{ cm}$$

D'après la condition de non fragilité et la règle du millième on trouve que :

$$A_{\min} = 6,21 \text{ cm}^2$$

Comme $A_{\min} > A_{\text{rel}}$ on prendra $A = A_{\min} = 6,21 \text{ cm}^2$

Soit

$A = 6 \text{ HA } 12 = 6,72 \text{ cm}^2$

Armature sur appuis :

$$M_{\text{elu}} = 10,81 \text{ tm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 144 \text{ cm}$$

A l'ELU

On trouve que $A_u = 2,17 \text{ cm}^2$

Or $A_{\min} = 6,66 \text{ cm}^2$

On prendra $A = A_{\min} = 6,21 \text{ cm}^2$

Soit

$$A = 6 \text{ HA } 12 = 6,72 \text{ cm}^2.$$

D

dimensionnement des armatures

transversales :

Entretoise d'about :

Aux appuis, on a :

$$V_u = 26,61 \text{ t} = 0,266 \text{ MN}$$

On vérifie que la contrainte tangentielle reste inférieure à celle admissible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

Soit :

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa}$$

En fissuration préjudiciable, on a :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

On peut donc adopter des armatures d'âme droite.

Le diamètre des armatures d'âme doit être :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_l \right\}$$

$$\varnothing_t \leq \min \{ 4,57 ; 3 ; 1,2 \}$$

$$\text{Prenons : } \varnothing_t = 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

L'espacement des armatures est donné par la relation :

$$S_t \leq \frac{0,9 * A_t * \frac{f_e}{\gamma_s}}{b * (\tau_u - 0,3 * f_{t28})}$$

$$A_t = 2 \varnothing 8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq 52,2 \text{ cm}$$

L'écartement maximal est exprimé par :

$$\bar{S}_t = \min \{ 0,9 * d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$\bar{S}_t = 40 \text{ cm}$$

Prenons : $S_t = 35 \text{ cm}$

Entretoise intermédiaire et d'appui :

On a $V_{u \max} = 28,12 \text{ T} = 0,281 \text{ MN}$;

$$\tau_u = 0,59$$

On trouve que :

$$S_t \leq 30,47 \text{ cm}$$

$$\bar{S}_t = 40 \text{ cm}$$

Prenons : $S_t = 30 \text{ cm}$.

Tableau 31 : Récapitulation des armatures de l'entretoise

	Armature longitudinale		Armature transversale	
	En travée	Sur appuis	Section	Espacement $S_t \text{ [cm]}$
Entretoise d'about	6 HA 12	6 HA 12	3 Φ 8	30 cm
Entretoise intermédiaire	6 HA 12	6 HA 12		

Partie III :

Etudes de la poutre principale

Dans cette partie, nous allons traiter :

Chapitre I : Calcul des sollicitations

Chapitre II : Calcul de la force de précontrainte

Chapitre III : Calcul des pertes de précontrainte

Chapitre IV : Justification des sections vis-à-vis des contraintes normales à l'ELS

Chapitre V : Justification des contraintes tangentielles à l'ELS

Chapitre VI : Détermination des armatures passives

Chapitre VII : Les états limites de service vis-à-vis des déformations

Chapitre VIII : Vérification de la section à l'état ultime de résistance

Chapitre I : CALCUL DES SOLLICITATIONS

d) Hypothèses de calcul

Béton

On va prendre les caractéristiques suivantes :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

Aciers

Aciers de précontrainte

Contrainte de rupture garantie : $f_{prg} = 1812 \text{ MPa}$;

Contrainte élastique de garantie : $f_{peg} = 1590 \text{ MPa}$;

Aciers ordinaires

Haute adhérence $f_e = 400 \text{ MPa}$;

Fissuration : préjudiciable ;

Enrobage : 3 cm

Charges permanentes

Béton : 2.5 t/m^3

Revêtement : 2.4 t/m^3

Charges d'exploitation

Surcharge A ;

Surcharge B_c ;

Surcharge de trottoir.

Règlements

Fascicule 61 titre II français ;

Règles BAEL 91 modifié 99 ;

Règles BPEL 91.

e) Calcul des moments fléchissant

L'équation de la ligne d'influence du moment fléchissant dans une section (Σ) d'abscisse x de l'appui est :

$$\begin{cases} \text{si } \alpha \leq x : M_x(\alpha) = \alpha \left(1 - \frac{x}{l} \right) \\ \text{si } \alpha \geq x : M_x(\alpha) = x \left(1 - \frac{x}{l} \right) \end{cases}$$

Calcul des moments dus aux charges permanentes :

Répartition des charges permanentes :

Les sollicitations se répartissent de façon égale dans chacune des trois poutres par la formule suivante :

$$g(1) = g(2) = g(3) = \frac{\sum g}{3}$$

$$\text{Avec } \sum g = g_{pp}^1 + g_{1pp} + g_{2pp} + g_{3pp}$$

Où

g_{pp}^1 : est le poids propre des trois poutres principales

$$g_{pp}^1 = 2.5 * 0.8955 * 3 = 6.72 \text{ t/ml ;}$$

$$g_{1pp} + g_{2pp} + g_{3pp} = g_1 + 2 * 1 * g_2 + 2 * g_3$$

g_1 : poids propre du hourdis,

$$g_1 = 2.5 * 0.2 * 9.0 + 0.04 * 2.4 * 7.0 = 5.172 \text{ t/ml ;}$$

g_2 : poids propre du trottoir,

$$g_2 = 2 * 1.0 * 0.15 * 2.5 = 0.75 \text{ t/ml ;}$$

g_3 : poids propre du parapet = 0.06 t/ml.

$$\text{Soit } g(1) = g(2) = g(3) = \frac{12.702}{3} = 4.234 \text{ t/ml}$$

Moment dus aux charges permanentes

Dans une section quelconque de la poutre, les moments sont donnés par :

$$M_{cp} = g(1) * \omega$$

$g(1)$: est la charge permanente obtenue après répartition transversale ;

ω : est l'aire de la ligne d'influence correspondante.

Tableau 32 : Les valeurs des moments dus aux charges permanentes dans différentes sections

Section [m]	Mcp [t m]
0	0,00
2	135,49
4	254,04
6	355,66
8	440,34
10	493,56
12	558,89
14	592,76
16	609,70
17	611,81

Calcul des moments dus aux surcharges

Système B_{C30}

Répartition des charges :

La longueur de la travée L est toujours supérieure à deux fois la largeur du pont ($L > 2l$) et de plus il existe un entretoise intermédiaire dans la travée. Ainsi on peut considérer une structure transversale rigide. La répartition des charges sur les poutres est donnée par la méthode de COURBON :

$$R_i = \frac{R}{n} \Delta_i \text{ avec } \Delta_i = \left(1 + \frac{n+1-2i}{n^2-1} * \frac{6e}{a} \right)$$

Où

n : nombre de poutres ;

a : distance entre axe des poutres ;

i : la poutre considérée ;

e : excentricité (distance de la résultante R au plan axial de symétrie).

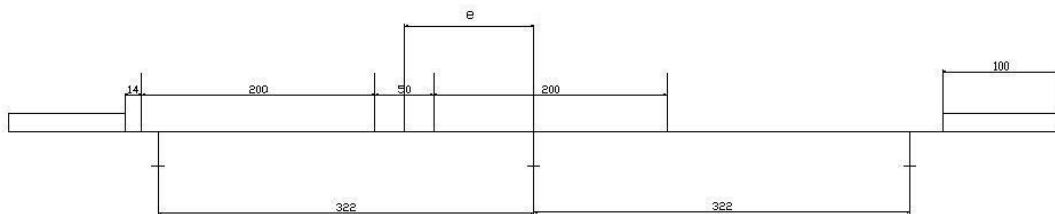


Figure 19 : position défavorable du convoi dans le sens transversal pour les poutres 1 et 3

Dans ce cas $e = 1.11$ m.

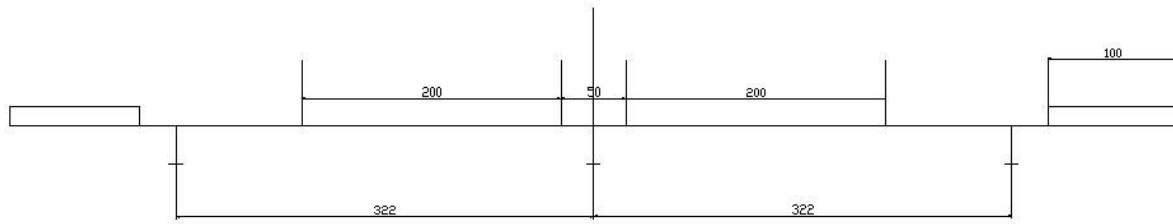


Figure 20 : position défavorable du convoi dans le sens transversal pour les poutres 2
Dans ce cas $e = 0$

Valeur des répartitions transversales :

Tableau 33 : Valeur des répartitions transversales

Poutre N°	N	i	e [m]	a	Δ_i
1 et 3	3	1 et 3	1.11	3.22	1.517
2	3	2	0	3.22	1

Moments dus aux surcharges B_{c30}

Pour chaque poutre on a

$$\text{Max } M_{bc,i} = \beta_0 * \delta * \sum P_j y_{pj} * \frac{\Delta_i}{n}$$

$$\text{Min } M_{bc,i} = \beta_0 * \delta * \sum P_j y_{nj} * \frac{\Delta_i}{n}$$

Où

β_0 : coefficient dépendant du nombre de rangée de camion que l'on peut placer sur le tablier,

dans notre cas, $\beta_0 = 0.9$;

δ : coefficient de majoration dynamique ;

P_j : charge concentrée provenant des camions ;

y_{pi} et y_{ni} : ordonnées de la ligne d'influence sous la charge P_j (on charge successivement les parties positives et négatives dans la position la plus défavorable).

La disposition la plus défavorable de convoi dans le sens longitudinal (celle qui donne le moment maximal) est déterminée en faisant déplacer le convoi sur la ligne d'influence du moment fléchissant dans cette section.

Le convoi est représenté par la figure suivante :

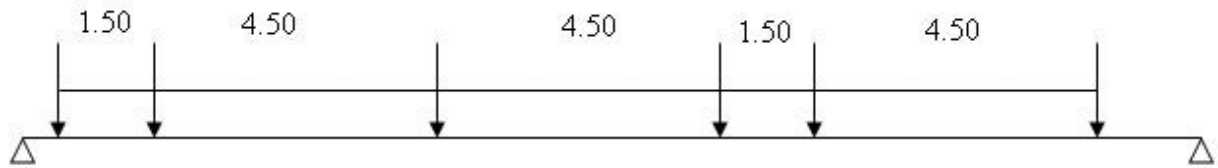


Figure 21 : Position du convoie la plus défavorable

Comme on peut placer deux camions de 30 T dans le sens transversal, on a de gauche à droite :

$$P_1 = P_2 = P_4 = P_5 = 12 \text{ T et } P_3 = P_6 = 6 \text{ T}$$

Coefficient de majoration dynamique :

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

P : poids total de l'ouvrage, $P = 4.234 \cdot 34 = 144 \text{ t}$

S : surcharge maximale du système B, $S = 120 \text{ T}$.

$L = 34 \text{ m}$;

Soit $\delta = 1.155$

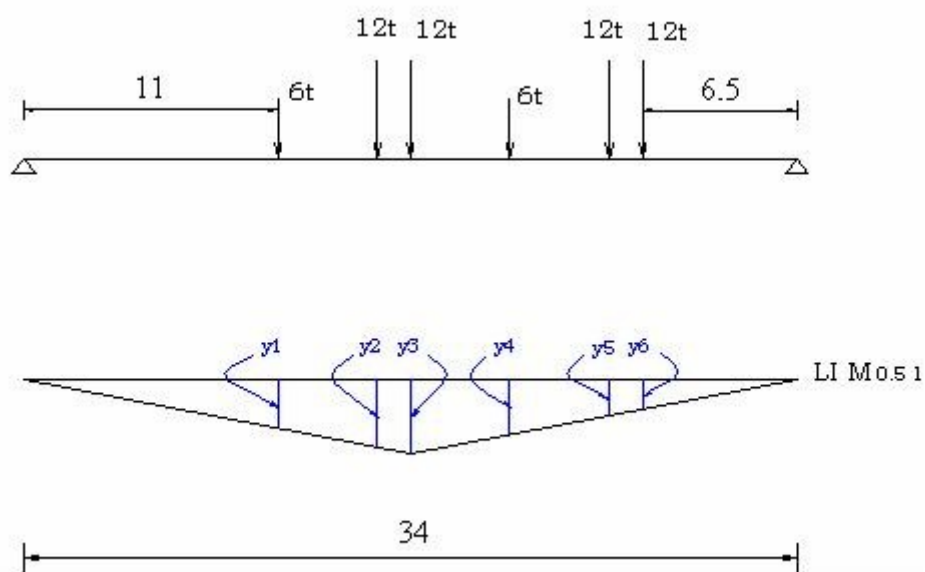


Figure 22 : ligne d'influence du système Bc

Ligne d'influence du système B_c :

Tableau 34 : Les valeurs des moments dus aux surcharges BC30.

Section [m]	$\sum P_j Y_{pj}$	MBc	
		Poutres 1 et 3	Poutre 2
0	0	0,00	0,00
2	77,47	40,27	26,84
4	154,94	80,53	53,69
6	220,41	114,56	76,37
8	255,88	132,99	88,66
10	294,88	153,26	102,18
12	325,76	169,31	112,88
14	340,06	176,75	117,83
16	348,35	181,05	120,70
17	352,05	182,98	121,99

Calcul des moments dus aux surcharges de trottoirs :

La surcharge de trottoir est une surcharge uniforme de 0.150 t/m^2 . On considère deux cas, à savoir :

- 1^{er} cas : un seul trottoir chargé ;
- 2^{ème} cas : deux trottoirs chargés.

Répartition des surcharges :

1^{er} cas : un seul trottoir chargé :

La répartition des surcharges sur les poutres se fait suivant la méthode de COURBON

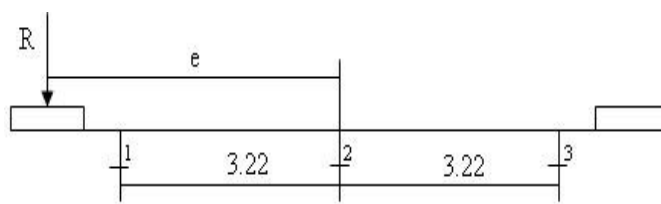


Figure 23 : Position de l'excentricité

Dans ce cas on a $e = 4.0$ m.

Valeur des répartitions transversales :

Tableau 35 : Les valeurs des coefficients de répartitions transversales.

Poutre N°	N	i	e [m]	a	Δ_i
1 et 3	3	1 et 3	4.00	3.22	2,863
2	3	2	4.00	3.22	1

2^{ème} cas : deux trottoirs chargés :

La répartition sur les trois poutres est égale à $\frac{1}{3}$

Moments dus aux surcharges de trottoirs :

Les moments sont donnés par les formules suivantes :

$$\text{Un seul trottoir chargé : } \begin{cases} \max M_{p,i} = 0.150 * \omega_p * \frac{\Delta_i}{n} \\ \min M_{p,i} = 0.150 * \omega_p * \frac{\Delta_i}{n} \end{cases}$$

$$\text{Deux trottoirs chargés : } \begin{cases} \max M_{p,i} = 0.150 * 2 * \omega_p * \frac{\Delta_i}{n} \\ \min M_{p,i} = 0.150 * 2 * \omega_p * \frac{\Delta_i}{n} \end{cases}$$

Il s'agit de charger les parties négatives et les parties positives des lignes d'influences, ω_p et ω_n étant respectivement l'aire des surfaces positives et négatives des lignes d'influences.

Tableau 36 : Les valeurs des moments dus aux surcharges de trottoirs

Section [m]	ω_p	Un seul trottoir chargé		Deux trottoirs chargés
		Poutres 1 et 3	Poutre 2	Poutres 1, 2 et 3
0	0	0,00	0,00	0,00
2	32	4,80	1,60	3,20
4	60	9,00	3,00	6,00
6	84	12,60	4,20	8,40
8	104	15,60	5,20	10,40
10	117	17,55	5,85	11,70

12	132	19,80	6,60	13,20
14	140	21,00	7,00	14,00
16	144	21,60	7,20	14,40
17	145	21,75	7,25	14,50

Calcul des moments dus aux surcharges A (I) :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{(L + 12)} \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right]$$

Avec L = 34 m on trouve que A(l) = 1.012 T /m²

La surcharge agit sur toute la travée, la répartition dans chaque poutre sera égale à 1/3 ; donc pour les trois poutres on a :

$$\begin{cases} \max M_{A(l)} = \frac{1}{3} * \omega_p * A(l) * l_k \\ \min M_{A(l)} = \frac{1}{3} * \omega_p * A(l) * l_k \end{cases}$$

l_k = 7 m : largeur circulaire.

Tableau 37 : Les valeurs des moments dus aux surcharges A (I)

Section [m]	aire ω_p [m ²]	M A(l) [T.m]
0	0	0,00
2	32	75,56
4	60	141,68
6	84	198,35
8	104	245,58
10	117	276,28
12	132	311,70
14	140	330,59
16	144	340,03
17	145	342,39

Valeurs des moments dus aux différentes surcharges ayant été calculé, nous obtiendrons les moments fléchissant dans chaque section en faisant la combinaison d'action suivante :

$$\begin{cases} M_{ELU} = 1.35 M_{cp} + 1.5 \left[1.07 \max (M_{A(l)} ; M_{Bc30}) + 1.07 M_p \right] \\ M_{ELS} = M_{cp} + 1.2 \left[\max (M_{A(l)} ; M_{Bc30}) + M_p \right] \end{cases}$$

Tableau 38 : Les valeurs des moments fléchissant.

Section [m]	ELU		ELS	
	Poutres 1 et 3	Poutre 2	Poutres 1 et 3	Poutre 2
0	0,00	0,00	0,00	0,00
2	311,89	309,32	231,92	230,00
4	584,80	579,98	434,86	431,26
6	818,71	811,97	608,80	603,76
8	1013,65	1005,30	753,75	747,51
10	1137,91	1128,52	846,16	839,14
12	1286,56	1275,96	956,69	948,77
14	1364,53	1353,29	1014,67	1006,27
16	1403,51	1391,95	1043,65	1035,01
17	1410,39	1398,76	1048,78	1040,08

f) Calcul des efforts tranchants

Pour calculer les efforts tranchants dus aux différentes surcharges, on utilisera le même principe qu'en calcul des moments fléchissants (mais avec les lignes d'influence correspondantes) à chaque section tel que :

$$\begin{cases} V_{ELU} = 1.35V_{cp} + 1.5 * [1.07 \max(V_{A(l)} ; V_{Bc30}) + 1.07 V_p] \\ V_{ELS} = V_{cp} + 1.2 * [\max(V_{A(l)} ; V_{BC30}) + 1.07 V_p] \end{cases}$$

Efforts tranchants dus aux charges permanentes (V_{cp}) :

Dans une section quelconque de la poutre, les efforts tranchant sont donnés par :

$$V_{cp} = g(1) * \omega$$

$g(1)$ est la charge permanente obtenue après répartition transversale ;

ω est l'aire de la ligne d'influence correspondante (somme algébrique des surfaces positives et négative).

Tableau 39 : Effort tranchant dû au charge permanent

Sections	ω_p	ω_n	$\sum \omega$	V_{cp} [t]
0	17,00	0,00	17,00	71,98
2	15,06	-0,94	14,12	59,77
4	13,24	-1,76	11,47	48,57
6	11,53	-2,47	9,06	38,36
8	9,94	-3,06	6,88	29,14
10	8,47	-3,53	4,94	20,92
12	7,12	-3,88	3,24	13,70
14	5,88	-4,12	1,76	7,47
16	4,76	-4,24	0,53	2,24

17	4,25	-4,25	0,00	0,00
----	------	-------	------	------

Efforts tranchants dus aux surcharges d'exploitation :

Dans une section quelconque de la poutre, les efforts tranchants sont donnés par

surcharges B_{c30} :

$$\begin{cases} \max V_{Bc,i} = \beta_0 * \delta * \sum P_j y_{pj} * \frac{\Delta_i}{n} \\ \min V_{Bc,i} = \beta_0 * \delta * \sum P_j y_{pj} * \frac{\Delta_i}{n} \end{cases}$$

surcharge A (l) :

$$\begin{cases} \max M_{p,i} = \frac{1}{3} * \omega_p * A(l) \\ \min M_{p,i} = \frac{1}{3} * \omega_n * A(l) \end{cases}$$

surcharges de trottoirs :

$$\begin{cases} \max M_{p,i} = 0.150 * \omega_p * \frac{\Delta_i}{n} \\ \min M_{p,i} = 0.150 * \omega_n * \frac{\Delta_i}{n} \end{cases}$$

On ne va calculer que les efforts tranchants dus à la surcharge A (l) et aux surcharges de trottoirs (A (l) est prépondérante).

Surcharges A (l) :

Tableau 40 : Les valeurs des efforts tranchants dus aux surcharges A (l)

Sections	ω_p	Max	Ω_n	Min
0	17,00	40,14	0,00	0,00
2	15,06	35,56	-0,94	-2,22
4	13,24	31,25	-1,76	-4,17
6	11,53	27,22	-2,47	-5,83
8	9,94	23,47	-3,06	-7,22
10	8,47	20,00	-3,53	-8,33
12	7,12	16,81	-3,88	-9,17
14	5,88	13,89	-4,12	-9,72
16	4,76	11,25	-4,24	-10,00
17	4,25	10,04	-4,25	-10,04

Surcharges de trottoirs :

Tableau 41: Les valeurs des efforts tranchants dus aux surcharges de trottoirs

Sections	ω_p	Max	Ω_n	Min
0	17,00	2,55	0,00	0,00
2	15,06	2,26	-0,94	-0,14
4	13,24	1,99	-1,76	-0,26
6	11,53	1,73	-2,47	-0,37
8	9,94	1,49	-3,06	-0,46
10	8,47	1,27	-3,53	-0,53
12	7,12	1,07	-3,88	-0,58
14	5,88	0,88	-4,12	-0,62
16	4,76	0,71	-4,24	-0,64
17	4,25	0,64	-4,25	-0,64

D'où les valeurs finales :

Tableau 42 : Les valeurs des efforts tranchants dus aux charges permanentes et les surcharges considérées.

Section [m]	E.L.S		E.L.U	
	V min	V max	V min	V max
	Poutres 1 et 3	Poutres 1 et 3	Poutres 1 et 3	Poutres 1 et 3
0	71,98	123,21	97,17	165,69
2	62,61	105,16	84,49	141,39
4	53,88	88,45	72,68	118,91
6	45,80	73,10	61,74	98,25
8	38,36	59,10	51,67	79,41
10	31,56	46,45	42,47	62,39
12	25,40	35,15	34,14	47,18
14	19,88	25,20	26,68	33,80
16	15,01	16,60	20,10	22,23
17	12,81	12,81	17,13	17,13

Chapitre XV : CALCUL DE LA PRECONTRAINTE**a) Détermination de la force de précontrainte :**

On distingue 2 types de précontrainte :

- précontrainte sous critique :

$$P_1 = \frac{\Delta M}{c + c'}$$

- précontrainte sur critique :

$$P_2 = \frac{M_{mzx}}{c + v' - c_p}$$

Avec :

$c = \rho * v = 0.522$: limite supérieure du noyau central ;

$c' = \rho * v' = 0.546$: limite inférieure du noyau central ;

$c_p = 0.05h_t = 0.10$;

$\Delta M = M_{\max} - M_{cp}$;

M_{cp} : moment minimal dû aux charges permanentes ;

M_{\max} : moment maximal dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ;

On a :

$$M_{cp} = 611.81 \text{ [T.m]}$$

$$M_{\max} = 1048.78 \text{ [T.m]}$$

$$\Delta M = 436.97 \text{ [T.m]}$$

La force de précontrainte sera : $P = \sup \{P_1 ; P_2\}$

On a : $P = \sup \{409.15 ; 725.80\}$

On prendra alors

$P = 725,80 \text{ T}$
--

la section est sur critique.

b) Calcul des armatures de précontrainte :

Les valeurs des pertes et chute de tension sont estimées à 25 % de la tension à l'origine, soit :

$$\Delta \sigma_{sp} = 0.25 \sigma_{sp0}$$

Avec :

- tension à l'origine : $\sigma_{sp0} = \min \{0.90 f_{peg} ; 0.80 f_{prg}\} = 1431 \text{ [MPa]}$
- Valeur de la précontrainte dans les câbles après chutes et pertes de tension :

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp0} - \Delta \sigma_{sp} = 1073.25 \text{ [MPa]} = 10.73 \frac{T}{cm^2}$$

Utilisons des câbles 12T13, $A_{cp} = 1130 \text{ mm}^2 = 11.30 \text{ cm}^2$.

La section totale des n câbles est alors de $A_{cp}' = n A_{cp}$

$$A_{cp}' = \frac{P}{\sigma_{sp}} = \frac{725.8}{10.7325} = 67.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où le nombre de câbles est : } n = \frac{67.63}{11.30} = 5.98$$

Prenons n = 6 c'est-à-dire 6 câbles 12T13 de section totale : $A = 6780 \text{ mm}^2$.

Si on tend les 6 câbles en une seule phase, la précontrainte au transfert peut être excessive. On devra donc tendre les câbles en deux phases : une poutre avec une famille de câble mise en tension en première phase et une deuxième famille en attente de mise en tension, après coulage de la dalle et des entretoises ou avant le lancement de la poutre.

Les câbles de la première famille sont destinés à reprendre l'effet des charges permanentes en considérant la poutre seule. Ceux de la première famille sont destinés à reprendre les actions supplémentaires.

Nombre de câbles de la première famille :

La mise en tension de la première famille sera faite au 7^{ème} jour du coulage des poutres. On a $M_{gp} = 323.68 \text{ Tm}$: moment au centre de travée dû au poids propre de chaque poutre.

Soient :

$\overline{\sigma}_c = 0.6 f_{cj} = 0.6 * 26.4 = 15.89 \text{ [MPa]}$ pour j = 7 jours : contrainte de compression admissible du béton ;

$$\sigma_g = \frac{M_{gp}}{I} v = 661.72 \text{ [T / m}^2\text{]} : \text{ la contrainte dans la fibre supérieure ;}$$

$$\sigma_g' = - \frac{M_{gp}}{I} v' = - 692.87 \text{ [T / m}^2\text{]} : \text{ la contrainte dans la fibre inférieure.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_p + \sigma_g' \leq \overline{\sigma}_c$$

Soit

- n_1 le nombre de câbles à tendre dans la première famille ;
- σ_p : contrainte de précontrainte dans la fibre inférieure ;

$$\sigma_p = n_1 S \sigma_{sp1} \left(\frac{1}{B} - \frac{e_0 v'}{I} \right)$$

Avec

S : section d'un câble 12T13 ;

B : aire de la section de la poutre seule ;

$e_0 = - (v' - d') = - 92.3 \text{ cm}$.

Les pertes instantanées de tension d'un câble de la première famille sont estimées à 10 % c'est-à-dire $\Delta \sigma_{sp} = 131.4 \text{ MPa}$. Pour avoir plus de compression dans la fibre inférieure, on prendra la valeur caractéristique maximale de la précontrainte :

$$\sigma_{sp1} = 1.02 \sigma_{sp0} - 0.80 \Delta \sigma_{sp} = 1345.1 \text{ Mpa}$$

On trouve que : $470 n_1 - 692.87 \leq 1589$

Soit $n_1 \leq 4.22$

Prenons $n_1 = 4$

Nombre de câbles à tendre de la deuxième famille :

La deuxième famille de câbles sera tendue après 28 jours du coulage du béton (poutre).

On a $n_t = n_1 + n_2$.

D'où l'on a $n_2 = 2$ câbles.

c) Relevage des câbles

Dans la section médiane, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. Au fur et à mesure que l'on s'approche des appuis, on relève progressivement les câbles pour ne pas créer des contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Tracés des câbles :

Le figure ci après représente le tracé d'un câble élémentaire

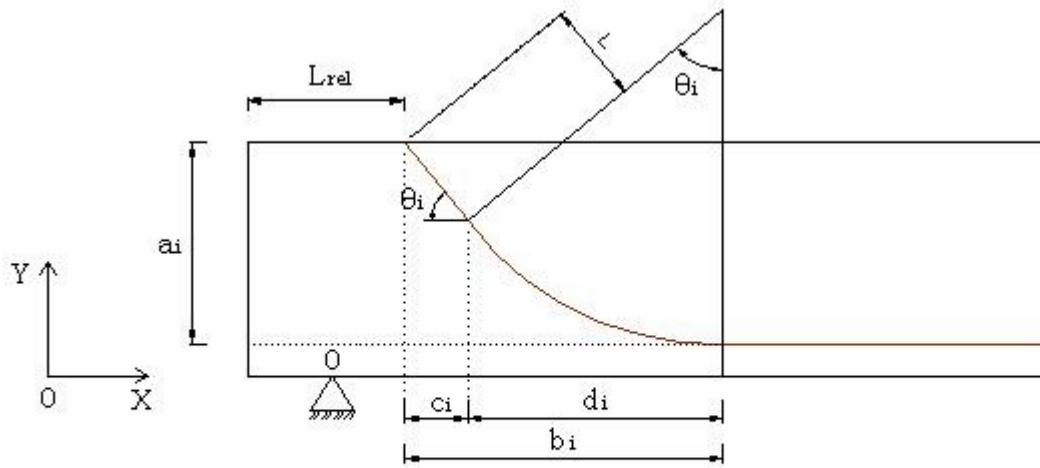


Figure 24: tracé d'un câble élémentaire

Règles élémentaires :

Distance des armatures aux parements :

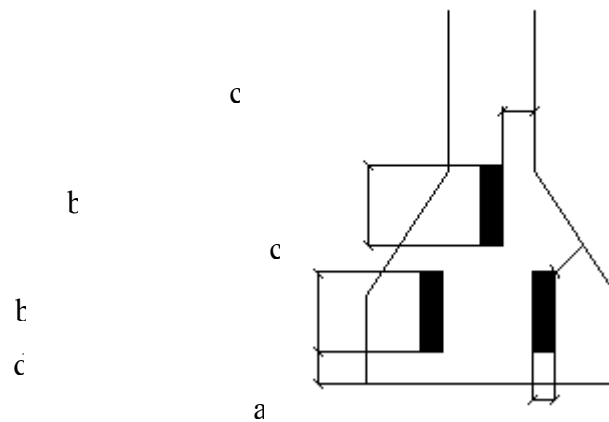


Figure 25 : Distance des armatures de précontraintes aux parements

Les relations suivantes doivent être vérifiées :

$$c \geq \{a ; 4cm\} ; \text{ donc } c \geq 7.1cm$$

$$d \geq \{0.5 a ; 4cm\} ; \text{ donc } d \geq 5cm$$

$$e_v \geq \Phi = 7.1cm$$

(Et ceci peut servir pour le dimensionnement du talon)

On aura donc

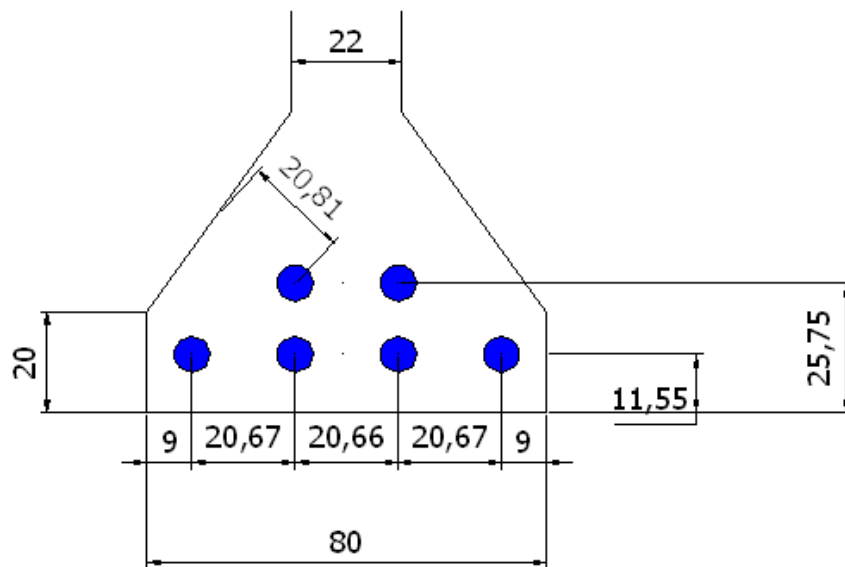


Figure 26 : Disposition des câbles à mi-travée

Ancrage des câbles dans la section d'about :

L'ancrage des câbles 12T13 demande :

- Une plaque d'ancrage de diamètre extérieur minimum $D = 22.5\text{cm}$;
- Un entraxe minimum de eux cônes $D_e = 30\text{ cm}$;
- Une distance minimum de l'axe d'un cône à la paroi $D_{ep} = 18\text{ cm}$.

Dans notre cas, prenons $D = 23\text{ cm}$.

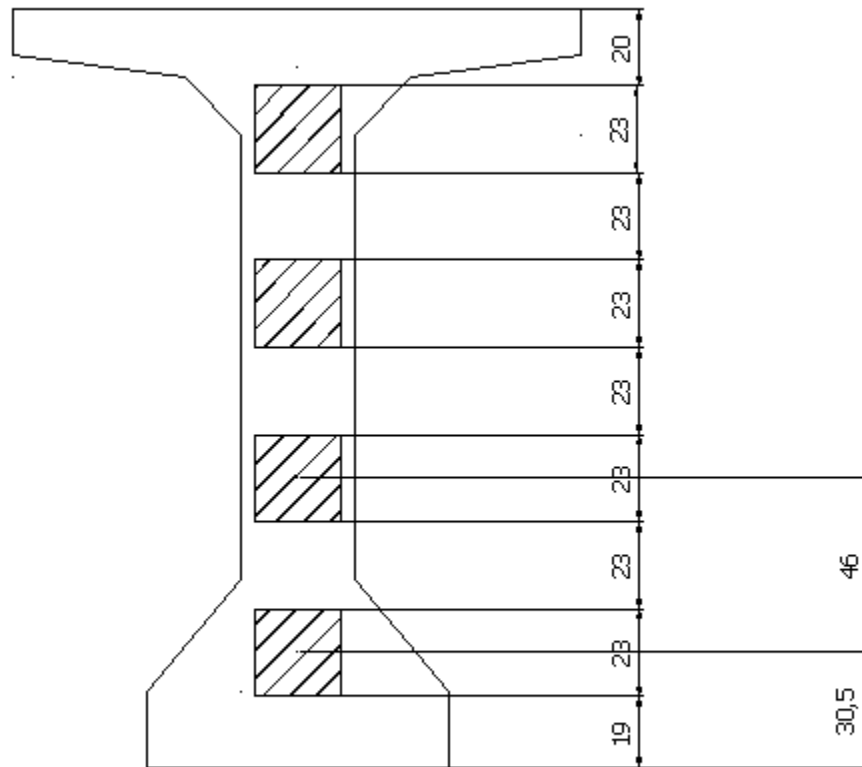


Figure 27 : Disposition des câbles aux abords

Longueur de relevage, rayon de courbure minimal et angle de relevage:

La longueur de relevage maximale se déduit de l'inégalité suivante :

$$\frac{l_0}{4} \leq l_{rel} \leq \frac{l_0}{3}; \text{ donc on a } 8,0 \text{ m} \leq l_{rel} \leq 11,33 \text{ m} ;$$

Rayon de courbure minimal :

$$R \geq 6 \text{ m et } R \geq \sup \{ 800\Phi ; 4 \text{ m} \} ; R \geq 10,4 \text{ m Prenons } R = 10,5 \text{ m}$$

L'angle de relevage pour les câbles arrêtés en travée est $\theta = 24^\circ 15'$

Le tracé d'un câble comporte trois parties :

- deux partie rectiligne : l'une (côté about) qui annule la force centrifuge qui engendrera une poussée à vide sur la section et l'autre jusqu'à la section médiane ;
- une partie courbe de rayon constant.

Les valeurs connues sont : A ; R et α .

$$R \approx R_{-1} + (1 \text{ à } 1.2)$$

Les paramètres à calculer sont :

$$C = L \cos \alpha$$

$$D = R \sin \alpha$$

$$B = C + D$$

$$y = R \left[1 - \sqrt{1 - \frac{x^2}{R^2}} \right]$$

$$x = L_{rel} - 0.2 + C + D - X$$

Les coordonnées de chaque câble jusqu'au mi travée sont déterminés par les équations suivantes :

- Pour $X < L_{rel}$: il n'y a pas de câbles ;
- Pour $L_{rel} \leq X \leq L_{rel} + C$: $Y = - \operatorname{tg} \alpha \cdot X + e + A + L_{rel} \cdot \operatorname{tg} \alpha$

e : enrobage des câbles à mi travée

e = 11.55 cm pour les câbles de la première famille ;

e = 25.75 cm pour les câbles de la deuxième famille.

- Pour $L_{rel} + C \leq X \leq L_{rel} + B$: $Y = e + R \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{L_{rel} + B - X}{R} \right)^2} \right]$

- Pour $L_{rel} + B \leq X$: $Y = e$.

Tableau 43 : paramètre de tracé des câbles

N° câble	A [m]	R [m]	A [rad]	C [m]	D [m]	B [m]	L_{rel} [m]
1	0,305	16,5	0,193	0,981	2,91	3,891	0
2	0,765	15,3	0,318	0,95	4,784	5,734	0
3	1,225	14,1	0,42	0,913	5,749	6,662	0
4	1,685	12,9	0,517	0,868	6,376	7,244	0
5	2,00	11,7	0,421	0,913	4,781	5,694	4
6	2,00	10,5	0,421	0,913	4,291	5,204	8

Tableau 44 : Les coordonnées de chaque câble en m

Ordonnée en m									
N° câble	0	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,4205	0,3707	0,2242	0,1396	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155
2	0,8805	0,8663	0,5781	0,3618	0,2141	0,1331	0,1155	0,1155	0,1155
3	1,3405	1,3023	0,9085	0,5993	0,3691	0,2138	0,1310	0,1155	0,1155
4	1,8005	1,7273	1,2295	0,8336	0,5300	0,3122	0,1756	0,1178	0,1155
5	-	-	-	-	2,0000	1,2404	0,8560	0,5719	0,3808
6	-	-	-	-	-	-	-	-	2,0000

Ordonnée en m									
N° câble	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155
2	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155
3	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155
4	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155	0,1155
5	0,2575	0,2575	0,2575	0,2575	0,2575	0,2575	0,2575	0,2575	0,2575
6	1,3651	0,9287	0,6090	0,3951	0,2805	0,2575	0,2575	0,2575	0,2575

Tracé du câble équivalent :

Le câble équivalent est un câble fictif passant par le centre de gravité des groupes de câbles de chaque section de la poutre et que l'on peut déterminer la position par rapport à l'arête inférieure à l'aide de la formule suivante :

$$y_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n A_{cpi} y_i}{A_{cp}^T}$$

Comme on utilise un seul type de câbles de même section, la formule ci-dessus se réduit à :

$$y_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 45 : Ordonnées du câble équivalent en m.

Section [m]	0	1	2	3	4	5	6	7	8
ordonnées en m	1,111	1,067	0,735	0,484	0,646	0,403	0,279	0,207	0,474

Section [m]	9	10	11	12	13	14	15	16	17
ordonnées en m	0,351	0,275	0,221	0,186	0,167	0,163	0,163	0,163	0,163

Tracé des fuseaux limitesPremier fuseau limite :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble moyen pour qu'il n'y ait pas de traction sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes quelque soit le cas de charge envisagé.

Bord inférieur du noyau limite :

$$e_i = c' - \frac{M_{gp}}{P}$$

Bord supérieur du noyau limite :

$$e_s = c - \frac{M_{\max}}{P}$$

Deuxième fuseau limite :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble moyen pour que la contrainte maximale reste à la résistance limite à la compression du béton en service sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes quelque soit le cas de charge envisagé.

Bord inférieur du noyau limite :

$$e_i = \left(\frac{\overline{\sigma}_b * B}{P} - 1 \right) c' - \frac{M_{\max}}{P}$$

Bord supérieur du noyau :

$$e_s = \left(1 - \frac{\overline{\sigma}_b * B}{P} \right) c - \frac{M_{gp}}{P}$$

Tableau 46 : Tracé du fuseau limite en m

X [m]	M gp [T.m]	M max [T.M]	1 ^{er} fuseau limite		2 ^{ème} fuseau limite		Fuseau de passage	
			Inf	Sup	Inf	Sup	Inf	Sup
0	0,00	0,00	-0,55	0,53	1,07	-1,04	-0,55	0,53
2	135,49	231,92	-0,73	0,21	0,75	-1,23	-0,73	0,21
4	254,04	434,86	-0,90	-0,07	0,47	-1,39	-0,90	-0,07
6	355,66	608,80	-1,04	-0,31	0,23	-1,53	-1,04	-0,31
8	440,34	753,75	-1,15	-0,51	0,03	-1,65	-1,15	-0,51
10	493,56	846,16	-1,23	-0,64	-0,09	-1,72	-1,23	-0,64
12	558,89	956,69	-1,32	-0,79	-0,25	-1,81	-1,32	-0,79
14	592,76	1014,67	-1,36	-0,87	-0,33	-1,86	-1,36	-0,87
16	609,70	1043,65	-1,39	-0,91	-0,37	-1,88	-1,39	-0,91
17	611,81	1048,78	-1,39	-0,91	-0,37	-1,88	-1,39	-0,91

Tableau 47 : Vérification du tracé du câble équivalent à l'intérieur du fuseau de passage

ordonnée du cdg du câble	Excentricité du cdg du	Bord inférieur du	bord supérieur du	Résultat de vérification
-----------------------------	---------------------------	----------------------	----------------------	-----------------------------

	équivalent	câble équivalent	fuseau de passage	fuseau de passage	de passage
0	1,1105	0,0875	-0,55	0,53	Vérifié
2	0,7351	-0,2879	-0,73	0,21	Vérifié
4	0,3072	-0,7158	-0,90	-0,07	Vérifié
6	0,5075	-0,5155	-1,04	-0,31	Vérifié
8	0,2636	-0,7594	-1,15	-0,51	Vérifié
10	0,4738	-0,6492	-1,23	-0,64	Vérifié
12	0,2463	-0,8067	-1,32	-0,79	Vérifié
14	0,1744	-0,8821	-1,36	-0,87	Vérifié
16	0,1628	-0,9265	-1,39	-0,91	Vérifié
17	0,1628	-0,9265	-1,39	-0,91	Vérifié

Chapitre XVI : Calcul des pertes et chutes de tension :**a) Pertes de tension instantanées :**

Ces pertes de tension se produisent juste après la mise en tension des câbles et la transfert de précontrainte. Elles sont à courts termes.

Perte de tension à l'ancrage :

Ce sont des pertes dues au glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage.

$$\Delta \sigma_{anc} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l_i} E_p$$

Δl_1 : Déplacement de la rondelle située entre ancre de précontrainte ;

Δl_2 : Déformation propre de l'ancre ;

En général $\Delta l_1 + \Delta l_2 = 2 [mm]$

$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$: module d'élasticité longitudinale de l'armature de précontrainte ;

l_i : Longueur de l'armature de précontrainte.

Tableau 48 : Perte de tension à l'ancrage en [MPa]

Câbles N°	l_i [m]	$\Delta \sigma_{anc}$
1	34,16	11,12
2	34,37	11,06
3	34,52	11,01
4	34,86	10,90
5	26,46	14,36
6	18,43	20,62

Les câbles ne sont pas susceptibles d'être tendus par les extrémités si les effets de la rentrée des cônes à l'ancrage se font sentir ou s'étendent au-delà de la section médiane. Il est donc nécessaire de calculer la longueur critique X à partir de laquelle l'effort ne se fait plus sentir (longueur où s'étend la rentrée des cônes).

C'est-à-dire :

$$X = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma'_0 \left(\frac{2 \alpha f}{l} + \varphi \right)}}$$

$g = 12 \text{ mm}$: recul à l'ancrage ;

$E_p = 19\,000 \text{ kg/mm}^2$;

$\sigma'_0 = 148 \text{ kg/mm}^2$;

α : deviation angulaire du cable;

$f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$: coefficient de frottement en courbe ;

$\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$: coefficient de perte de tension par unité de longueur.

Tableau 49 : Valeurs de longueurs critiques X.

Câbles N°	α [rad]	X [m]
1	0,193	15,934
2	0,318	13,336
3	0,420	11,965
4	0,517	11,021
5	0,421	10,700
6	0,421	9,138

Conclusion :

On peut tendre tous les câbles par les deux extrémités.

Perte de tension par frottement :

Elles sont définies par la formule suivante :

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} e^{-f\alpha - \varphi x}$$

Avec :

x : distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension ;

α : déviation angulaire du câble sur la distance x ;

f : coefficient de frottement en courbe ;

$\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$: coefficient de perte de tension par unité de longueur ;

$\sigma_{p0} = 1431 \text{ [MPa]}$.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 50 : tension après perte de charge par frottement en MPa.

Section [m]									
N° câble	0	1	2	3	4	5	6	7	8
1	1431,000	1379,379	1376,623	1373,873	1371,128	1368,388	1365,654	1362,926	1360,202
2	1431,000	1348,690	1345,995	1343,306	1340,622	1337,943	1335,270	1332,602	1329,940
3	1431,000	1324,154	1321,508	1318,868	1316,233	1313,603	1310,978	1308,359	1305,745
4	1431,000	1301,235	1298,635	1296,040	1293,451	1290,866	1288,287	1285,713	1283,144
5	-	-	-	-	1431,000	1313,366	1310,742	1308,123	1305,510
6	-	-	-	-	-	-	-	-	1431,000

Section [m]									
N° câble	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	1357,485	1354,772	1352,066	1349,364	1346,668	1343,977	1341,292	1338,612	1335,938
2	1327,282	1324,630	1321,984	1319,342	1316,706	1314,076	1311,450	1308,830	1306,215
3	1303,136	1300,532	1297,934	1295,340	1292,752	1290,169	1287,592	1285,019	1282,452
4	1280,581	1278,022	1275,468	1272,920	1270,377	1267,839	1265,305	1262,777	1260,254
5	1302,901	1300,298	1297,700	1295,107	1292,520	1289,937	1287,360	1284,788	1282,221
6	1302,901	1300,298	1297,700	1295,107	1292,520	1289,937	1287,360	1284,788	1282,221

Tableau 51 : Perte de tension par frottement dans chaque câble au niveau de différentes sections en MPa.

Section [m]	0	1	2	3	4	5	6	7	8
N° câble									
1	0,000	51,621	54,377	57,127	59,872	62,612	65,346	68,074	70,798
2	0,000	82,310	85,005	87,694	90,378	93,057	95,730	98,398	101,060
3	0,000	106,846	109,492	112,132	114,767	117,397	120,022	122,641	125,255
4	0,000	129,765	132,365	134,960	137,549	140,134	142,713	145,287	147,856
5					0,000	117,634	120,258	122,877	125,490
6									0,000

Section [m]	9	10	11	12	13	14	15	16	17
N° câble									
1	73,515	76,228	78,934	81,636	84,332	87,023	89,708	92,388	95,062
2	103,718	106,370	109,016	111,658	114,294	116,924	119,550	122,170	124,785
3	127,864	130,468	133,066	135,660	138,248	140,831	143,408	145,981	148,548
4	150,419	152,978	155,532	158,080	160,623	163,161	165,695	168,223	170,746
5	128,099	130,702	133,300	135,893	138,480	141,063	143,640	146,212	148,779
6	128,099	130,702	133,300	135,893	138,480	141,063	143,640	146,212	148,779

Perte de tension par déformation instantanée du béton :

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à :

$$\Delta \sigma_{pi}(x) = E_p \frac{k \Delta \sigma_{bj}(x)}{E_{ij}}$$

Avec :

$k = 1$: coefficient multiplicateur ;

$\Delta \sigma_{bj}(x)$: la variation de contrainte au niveau du béton enrobant le câble considéré ;

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}$: module d'élasticité longitudinale du béton au moment de la variation de contrainte ;

Rappelons que les câbles sont mis en tension en deux phases :

- 1^{er} phase : à 7 jours, on aura à tendre 4 câbles sans coulage de la dalle et des entretoises ;

$$E_{i,7} = 32\,754 \text{ MPa}$$

- 2^{ème} phase : à 28 jours, on aura à tendre es 2 câbles restants ;

$$E_{i,28} = 37\,619 \text{ MPa}$$

La variation de contrainte $\Delta \sigma_{bj}(x)$ au niveau d'un câble de précontrainte est donné par :

Si les actions extérieures proviennent des charges permanentes après la mise en tension du câble considéré :

$$\Delta \sigma_b(x) = \frac{M y}{I}$$

Où

M : moment engendré par l'action extérieure ;

y : excentricité du câble considéré par rapport au centre de gravité de la section résistante (poutre seule ou poutre + hourdis) au moment de l'application de l'action extérieure ;

I : moment d'inertie de la section résistante par rapport à son centre de gravité (section brute poutre seule ou poutre + hourdis).

Si les actions extérieures proviennent de la mise en tension des câbles de la deuxième famille :

$$\Delta \sigma_b(x) = \left(\sum \sigma_{p2}(x) A_{cp} \right) \left(\frac{1}{B} + \frac{e_2 y}{I} \right)$$

$\sum \sigma_{p2}(x)$: tension obtenue avec les câbles de la deuxième famille après les pertes de tension dues au frottement et à l'ancrage ;

A_{cp} : section d'un câble 12T13 ;

B : aire de la section brute (poutre+hourdis) ;

e_2 : excentricité du câble fictif équivalent aux câbles de la deuxième famille.

Les résultats des pertes de précontrainte par déformation instantanée du béton câble par câble et dans différentes sections de la poutre sont donnés par le tableau suivant :

Câble n°01

Tableau 52 : Pertes de précontrainte par déformation instantanée du béton dans le Câble 1 en MPa

Abscisses	Ordonnées	Câble Equi 2 fam	e% CDG p (m)	e% CDG p+h	due Mh	due Ms	due 2 fam	Perte Mh	Perte Ms	Perte 2 fam
0	0,421		-0,60	-1,03	0,00	0,00		0,00	0,00	
2	0,224		-0,80	-1,23	-0,80	-1,00		-4,86	-6,05	
4	0,116	2,00	-0,91	-1,33	-1,71	-2,04	-3,34	-10,35	-12,35	
6	0,116	0,86	-0,91	-1,33	-2,39	-2,85	-0,88	-14,49	-17,28	-5,30
8	0,116	1,19	-0,91	-1,33	-2,96	-3,53	-1,60	-17,95	-21,40	-9,67
10	0,116	0,59	-0,91	-1,33	-3,32	-3,96	-0,31	-20,12	-23,99	-1,87
12	0,116	0,326	-0,91	-1,33	-3,76	-4,48	0,26	-22,78	-27,16	1,60
14	0,116	0,258	-0,91	-1,33	-3,99	-4,76	0,41	-24,16	-28,81	2,48
16	0,116	0,258	-0,91	-1,33	-4,10	-4,89	0,41	-24,85	-29,63	2,47
17	0,116	0,258	-0,91	-1,33	-4,12	-4,91	0,41	-24,93	-29,73	2,47

Câble n°02

Tableau 53 : Pertes de précontrainte par déformation instantanée du béton dans le Câble 2 en MPa

Abscisses	Ordonnées	Câble Equi 2 fam	e% CDG p (m)	e% CDG p+h	due Mh	due Ms	due 2 fam	Perte Mh	Perte Ms	Perte 2 fam
0	0,881		-0,14	-0,57	0,00	0,00		0,00	0,00	
2	0,578		-0,44	-0,87	-0,45	-0,71		-2,71	-4,30	
4	0,214	2,00	-0,81	-1,24	-1,52	-1,89	-3,33	-9,23	-11,43	
6	0,116	0,86	-0,91	-1,33	-2,39	-2,85	-0,88	-14,49	-17,28	-5,34
8	0,116	1,19	-0,91	-1,33	-2,96	-3,53	-1,60	-17,95	-21,40	-9,70
10	0,116	0,59	-0,91	-1,33	-3,32	-3,96	-0,31	-20,12	-23,99	-1,86
12	0,116	0,326	-0,91	-1,33	-3,76	-4,48	0,26	-22,78	-27,16	1,60
14	0,116	0,258	-0,91	-1,33	-3,99	-4,76	0,41	-24,16	-28,81	2,48
16	0,116	0,258	-0,91	-1,33	-4,10	-4,89	0,41	-24,85	-29,63	2,47
17	0,116	0,258	-0,91	-1,33	-4,12	-4,91	0,41	-24,93	-29,73	2,47

Câble n° 03

Tableau 54 : Pertes de précontrainte par déformation instantanée du béton dans le Câble 3 en MPa

Abscisses	Ordonnées	Câble Equi 2 fam	e% CDG p (m)	e% CDG p+h	due Mh	due Ms	due 2 fam	Perte Mh	Perte Ms	Perte 2 fam
-----------	-----------	---------------------	-----------------	------------	--------	--------	-----------	----------	----------	-------------

0	1,341		0,32	-0,11	0,00	0,00		0,00	0,00	
2	0,909		-0,11	-0,54	-0,11	-0,44		-0,70	-2,67	
4	0,369	2,00	-0,65	-1,08	-1,23	-1,65	-3,33	-7,46	-10,00	
6	0,116	0,86	-0,91	-1,33	-2,39	-2,85	-0,88	-14,49	-17,28	-5,34
8	0,116	1,19	-0,91	-1,33	-2,96	-3,53	-1,60	-17,95	-21,40	-9,70
10	0,116	0,59	-0,91	-1,33	-3,32	-3,96	-0,31	-20,12	-23,99	-1,86
12	0,116	0,326	-0,91	-1,33	-3,76	-4,48	0,26	-22,78	-27,16	1,60
14	0,116	0,258	-0,91	-1,33	-3,99	-4,76	0,41	-24,16	-28,81	2,48
16	0,116	0,258	-0,91	-1,33	-4,10	-4,89	0,41	-24,85	-29,63	2,47
17	0,116	0,258	-0,91	-1,33	-4,12	-4,91	0,41	-24,93	-29,73	2,47

Câble n°04

Tableau 55 : Pertes de précontrainte par déformation instantanée du béton dans le Câble 4 en MPa

Abscisses	Ordonnées	Câble Equi 2 fam	e% CDG p (m)	e% CDG p+h	due Mh	due Ms	due 2 fam	Perte Mh	Perte Ms	Perte 2 fam
0	1,801		0,78	0,35	0,00	0,00		0,00	0,00	
2	1,229		0,21	-0,22	0,21	-0,18		1,26	-1,09	
4	0,530	2,00	-0,49	-0,92	-0,93	-1,40	-3,33	-5,62	-8,51	
6	0,118	0,86	-0,91	-1,33	-2,39	-2,85	-0,88	-14,46	-17,25	-5,34
8	0,116	1,19	-0,91	-1,33	-2,96	-3,53	-1,60	-17,95	-21,40	-9,70

10	0,116	0,59	-0,91	-1,33	-3,32	-3,96	-0,31	-20,12	-23,99	-1,86
12	0,116	0,33	-0,91	-1,33	-3,76	-4,48	0,26	-22,78	-27,16	1,60
14	0,116	0,26	-0,91	-1,33	-3,99	-4,76	0,41	-24,16	-28,81	2,48
16	0,116	0,26	-0,91	-1,33	-4,10	-4,89	0,41	-24,85	-29,63	2,47
17	0,116	0,26	-0,91	-1,33	-4,12	-4,91	0,41	-24,93	-29,73	2,47

Tableau 56 : Pertes de précontrainte par déformation instantanée du béton dans les Câbles 5 et 6 en MPa
 Dans le câble n° 05

Abscisses	Ordonnées	e% CDG p+h	due Ms	Perte Ms
0				
2				
4	2,000	0,55	0,84	4,44
6	0,856	-0,59	-1,27	-6,71
8	0,381	-1,07	-2,83	-14,94
10	0,258	-1,19	-3,54	-18,68
12	0,258	-1,19	-4,01	-21,16

Dans le câble n° 06

Abscisses	Ordonnées	e% CDG p+h	due Ms	Perte Ms
0				
2				
4				
6				
8	2,00	0,55	1,46	7,69
10	0,93	-0,52	-1,55	-8,17
12	0,40	-1,05	-3,54	-18,72

14	0,258	-1,19	-4,25	-22,44
16	0,258	-1,19	-4,37	-23,08
17	0,258	-1,19	-4,39	-23,16

14	0,26	-1,19	-4,25	-22,44
16	0,26	-1,19	-4,37	-23,08
17	0,26	-1,19	-4,39	-23,16

Tension probable dans un câble :

La tension initiale probable dans un câble après les pertes instantanées est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{po} - [\Delta \sigma_{\phi}(x) + \Delta \sigma_{ancr}(x) + \Delta \sigma_{pi}(x)]$$

Avec :

$$\Delta \sigma_{po} = 1431 \text{ MPa}$$

Tableau 57 : Tension probable des câbles après perte de tension instantanée en MPa

Câble	1	2	3	4	5	6
Abscisses						
0	1419,88	1419,94	1419,99	1420,10		
2	1376,41	1341,95	1313,87	1287,57		
4	1382,70	1350,23	1322,68	1296,68	1412,20	
6	1391,61	1361,33	1337,09	1314,44	1303,09	
8	1398,09	1367,92	1343,78	1321,28	1306,09	1402,69
10	1389,62	1359,54	1335,49	1313,09	1304,62	1287,85
12	1386,58	1356,63	1332,67	1310,36	1301,90	1293,20
14	1383,34	1353,50	1329,64	1307,42	1298,01	1291,76
16	1379,49	1349,78	1326,02	1303,88	1293,50	1287,25
17	1377,01	1347,36	1323,64	1301,55	1291,02	1284,76

b) Les pertes de tension différées

A la différence des pertes instantanées, les pertes différées se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage.

Perte de tension due au retrait du béton :

La valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta \sigma_r(t) = \varepsilon_r * [r(t) - r(t_0)] * E_p$$

Où :

ε_r – le retrait total du béton ;

$$\varepsilon_r = 2.5 \cdot 10^{-4}$$

$r(t)$ - la loi de variation du retrait du béton à l'instant t telle que :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

Où :

rm- rayon moyen de la poutre

$$r_m = \frac{B}{P}$$

B – aire de la section de la poutre ;

$$B = 8955 \text{ cm}^2$$

P – périmètre extérieur de la section

$$P = 1099 \text{ cm}$$

$$r_m = 8,14 \text{ cm}$$

t- âge du béton à partir du jour de coulage, exprimé en [jours]

t₀- âge du béton à la mise en tension des câbles, exprimé en [jours]

Pour notre cas, on a :

A 28 jours :

Mise en tension des câbles de la deuxième famille ;

Mise en place de la superstructure de l'ouvrage

Au temps infini, tous les câbles subissent la totalité des pertes dues au retrait

Pour

t = 7 jours :

$$r(t_0) = \frac{7}{7 + 9 * 8,14}$$

$$r(t_0) = 0.087$$

t = 28 jours

$$r(t_0) = \frac{28}{28 + 9 * 8,14}$$

$$r(t_0) = 0.277$$

t = ∞

$$r(t) = 1$$

Ainsi, les pertes de tension dues au retrait dans un câble sont :

Pour les câbles de la première famille :

$$\Delta\sigma_r(t) = 2.5 * 10^{-4} * [1 - 0.087] * 190000$$

$\Delta\sigma_r(t) = 43,37 \text{ [MPa]}$

Pour les câbles de la deuxième famille :

$$\Delta\sigma_r(t) = 2.5 \cdot 10^{-4} \cdot [1 - 0.277] \cdot 190000$$

$$\Delta\sigma_r(t) = 34,34 \text{ [MPa]}$$

Pertes de tension due à la relaxation des armatures

La perte de tension due à la relaxation des aciers de précontrainte est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \cdot \rho_{1000} \cdot (\mu - \mu_0) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

Où :

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

f_{prg} – résistance minimale garantie à la rupture (pour les 12T13), $f_{prg} = 1812 \text{ MPa}$

ρ_{1000} – relaxation isotherme des aciers à 1000 heures en pourcentage de la tension initiale

$\rho_{1000} = 2.5 \%$

μ_0 – coefficient pour les armatures :

Pour les armatures TBR (à Très Basse Relaxation) :

$\mu_0 = 0.43$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 58 : Perte de tension due à la relaxation des armatures en MPa

Câbles Section	1	2	3	4	5	6
0	75,31	75,32	75,33	75,35		
2	68,05	62,52	58,16	54,19		
4	69,08	63,83	59,51	55,55	74,01	
6	70,55	65,61	61,76	58,24	56,52	
8	71,63	66,67	62,81	59,30	56,97	72,40
10	70,22	65,32	61,50	58,04	56,75	54,23
12	69,72	64,85	61,06	57,62	56,34	55,03
14	69,19	64,35	60,59	57,17	55,75	54,81
16	68,56	63,76	60,03	56,64	55,08	54,14
17	68,15	63,37	59,66	56,29	54,70	53,77

Pertes de tension dues au fluage du béton

En appliquant les règles BPEL 91, la perte de tension due au fluage est déterminée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M) \cdot \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Où :

σ_M - la contrainte maximale du béton au niveau du câble moyen

Elle est définie par :

$$\sigma_M = \frac{\sum \sigma_{pi} * A_{cp}}{S} + \frac{\sum \sigma_{pi} * A_{cp} * e_p^2}{I} + \frac{(M_g + M_h) * e_p}{I}$$

Avec :

A_{cp} – la section d'un câble 12T13 ;

M_g ; M_h – respectivement le moment fléchissant engendré par la poutre et par le hourdis

e_p – excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité de la section (poutre + hourdis) ;

Et :

σ_b – la contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen lorsque toutes les pertes différées se sont produites ;

E_{ij} – module d'élasticité longitudinale instantanée du béton :

$E_{i7} = 31\,363$ MPa.

Pour obtenir la valeur finale de $\Delta\sigma_{fl}$, on procède de la façon suivante :

On détermine la valeur de σ_M ;

On cherche la valeur de $\Delta\sigma_{fl}$ en résolvant les deux équations suivantes :

$$\sigma_b(x) = \sigma_M(x) + \frac{M_s * e_p}{I} - \sum \Delta\sigma_d(x) * \left[\frac{A_{cp}}{S} + \frac{A_{cp} * e_p^2}{I} \right]$$

Et

$$\sum \Delta\sigma_d(x) = \sum \Delta\sigma_r(x) + \sum \Delta\sigma_{fl}(x) + \frac{5}{6} \sum \Delta\sigma_p(x)$$

$\sum \Delta\sigma_r(x)$ – la somme des pertes de tension dues au retrait du béton

$\sum \Delta\sigma_p(x)$ – la somme des pertes de tension dues à la relaxation des aciers.

M_s – le moment fléchissant engendré par la superstructure

Tableau 59 : Perte de tension due au fluage du béton en MPa

Abscisses En [m]	$\sigma_M(x)$	$\sum \Delta\sigma_{fl}(x)$	$\sigma_{fl}(x)$
0	5,12	153,81	38,45
2	6,48	146,85	36,71
4	8,59	209,18	41,84
6	9,66	208,26	41,65
8	11,64	260,75	43,45
10	14,16	235,92	39,32
12	15,06	223,86	37,31
14	15,04	229,8	38,30
16	14,75	258,19	40,27
17	14,69	261,93,51	37,25

Les pertes différées totales

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_r(x) + \sigma_{\square_{fi}}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x)$$

Tableau 60 : Les pertes différées totales dans chaque câble en MPa

Câbles Section [m]	1	2	3	4	5	6
0	144,58	144,59	144,59	144,61		
2	136,79	132,18	128,54	125,24		
4	142,78	138,40	134,80	131,50	137,85	
6	143,82	139,69	136,48	133,56	123,09	
8	146,51	142,38	139,16	136,23	125,27	138,13
10	141,21	137,12	133,94	131,05	120,95	118,85
12	138,78	134,72	131,57	128,70	118,60	117,51
14	139,33	135,30	132,16	129,31	119,10	118,32
16	140,77	136,77	133,66	130,84	120,51	119,73
17	137,41	133,43	130,34	127,52	117,18	116,40

Tableau 61 : Les pertes de tensions finales dans chaque câble en MPa

Câbles Section [m]	1	2	3	4	5	6
0	155,70	155,64	155,60	155,51		
2	191,38	221,23	245,68	268,67		
4	191,08	219,17	243,12	265,82	156,65	
6	183,20	209,36	230,39	250,12	251,00	
8	179,43	205,46	226,38	245,95	250,17	166,43
10	182,59	208,58	229,45	248,97	247,33	262,01
12	183,20	209,10	229,90	249,34	247,70	255,30
14	186,99	212,79	233,52	252,89	252,09	257,56
16	192,28	217,99	238,65	257,95	258,00	263,48
17	191,40	217,07	237,69	256,97	257,16	262,64

c) Précontrainte de calcul aux états limites

Pour les justifications à l'ELS

Les contraintes maximales et minimales en un point d'abscisse x, au temps t sont respectivement :

$$\sigma_{p \max}(x, t) = 1.02 * \sigma_{p0} - 0.8 * \Delta \sigma_{pi}(x, t)$$

$$\sigma_{p \min}(x, t) = 0.98 * \sigma_{p0} - 1.2 * \Delta \sigma_{pi}(x, t)$$

Où :

$\Delta \sigma_{pi}(x, t)$ – la perte de tension instantanée totale

Pour les justifications à l'ELU

La précontrainte en un point d'abscisse x, au temps t est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_d(x, t) = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_p(x, t)$$

Où :

$\Delta \sigma_p(x, t)$ – perte de tension totale (perte de tension totale instantanée + perte de tension totale différée)

Calcul des précontraintes

Dans ce qui suit, on applique la Méthode de calcul des différentes pertes de charges à l'abscisse $X=L/2$ (à mi-portée), puis on représentera les différents résultats pour toutes les sections considérées dans la demi-portée.

Pour la première famille des câbles :

En ELS

Précontrainte maximale :

Sous pertes instantanées :

$$\sigma_{p1 \max} = 1.02 * 1431 - 0.8 * 95,11$$

$$\sigma_{p1 \max} = 1380,33 \text{ MPa}$$

Sous pertes différées :

$$0.8 * \Delta \sigma_{pd} = 0.8 * 127,18$$

$$0.8 * \Delta \sigma_{pd} = 101.75 \text{ MPa}$$

Précontrainte minimale :

Sous pertes instantanées :

$$\sigma_{p1 \min} = 0.98 * 1431 - 1.2 * 95,11$$

$$\sigma_{p1min} = 1288.25 \text{ MPa}$$

Sous pertes différées :

$$1.2 \cdot \Delta\sigma_{pd} = 1.2 \cdot 127,18$$

$$1.2 \cdot \Delta\sigma_{pd} = 152,62 \text{ MPa}$$

En ELU

Précontrainte de calcul :

$$\sigma_{1d} = 1431 - 222,29$$

$$\sigma_{1d} = 1208.71 \text{ MPa}$$

Pour la deuxième famille des câbles

EN ELS :

Précontrainte maximale :

Sous pertes instantanées :

$$\sigma_{p2max} = 1.02 \cdot 1431 - 0.8 \cdot 143,11$$

$$\sigma_{p2max} = 1345.13 \text{ MPa}$$

Sous pertes différées :

$$0.8 \cdot \Delta\sigma_{pd} = 0.8 \cdot 112,1$$

$$0.8 \cdot \Delta\sigma_{pd} = 89,68 \text{ MPa}$$

Précontrainte minimale :

Sous pertes instantanées :

$$\sigma_{p2min} = 0.98 \cdot 1431 - 1.2 \cdot 143,11$$

$$\sigma_{p2min} = 1230.65 \text{ MPa}$$

Sous pertes différées :

$$1.2 \cdot \Delta\sigma_{pd} = 1.2 \cdot 112,1$$

$$1.2 \cdot \Delta\sigma_{pd} = 134.52 \text{ MPa}$$

En ELU :

Précontrainte de calcul :

$$\sigma_{2d} = 1431 - 255,21$$

$$\sigma_{2d} = 1175.79 \text{ MPa}$$

ChapitreXVII :JUSTIFICATION DES SECTIONS VIS-A-VIS DES **CONTRAINTES NORMALES A L'ELS**

Cette justification a pour but de vérifier l'état de la section du béton pour que celle-ci ne soit ni trop comprimée ni trop tendue. On étudie alors les fibres extrêmes (fibres inférieures et supérieures) de la section résistante au cours des diverses phases de la précontrainte.

a) Définition des phases de justification

Les phases de vérification sont en relation directe avec les étapes de construction de l'ouvrage. Ainsi, les phases de justification des contraintes normales à l'état limite de service sont les suivantes :

Phase 1 :

Après 7 jours de durcissement du béton, on procède à la mise en tension des câbles de la première famille. Les paramètres à considérer sont les suivants :

Section résistante :

Section nette de la poutre seule ;

Action à prendre en compte :

Forces de précontrainte des câbles de la première famille après pertes instantanées ;

Poids propre de la poutre

Phase 2 :

Après 28 jours d'âge du béton des poutres, juste après coulage de la dalle et des diaphragmes.

Section résistante :

Section nette de la poutre seule ;

Action à prendre en compte :

Poids propre de la poutre ;

Poids propre du hourdis ;

Forces de précontrainte dues aux câbles de la première famille après les pertes instantanées et différées.

Phases 3

Après mise en tension des câbles de la deuxième famille

Section résistante :

Section nette de la poutre + dalle

Action à prendre en compte :

Poids propre du tablier ;

Précontraintes dues aux câbles de la première et deuxième famille après les pertes suivant:

Pertes instantanées :

Frottement : première et deuxième famille des câbles ;

Rentrée d'ancrage : première et deuxième famille des câbles ;

Déformation instantanée du béton résultant de la mise en œuvre du hourdis et de la mise en tension des câbles de la deuxième famille

Pertes différées :

Retrait : à 28 jours pour les câbles de la première famille ;

Relaxation des aciers et fluage du béton : on suppose que les câbles de la première famille ont effectué 25% de ces pertes. (Pour les câbles de la deuxième famille, les pertes différées ne sont pas encore manifestées)

Phase 4

Juste après la mise en place de la superstructure.

Section résistante :

Section totale du tablier ;

Actions à prendre en compte :

Les mêmes que celles citées à la phase 3 en considérant la déformation instantanées du béton due à la mise en place de la superstructure.

Phase 5

La phase d'exploitation de l'ouvrage.

Section résistante :

Section du tablier complet

Actions à prendre en compte :

Poids propre de l'ouvrage ;

Surcharges d'exploitation ;

Forces de précontrainte des câbles après pertes de tension instantanées et différées.

b) Section de référence pour les calculs de contraintes

La section nette

On entend par section nette, la section du béton enlevée de celle des trous des gaines de précontrainte

Elle est donnée par la formule :

$$A_n = A - n * \frac{\pi \phi^2}{4}$$

Où :

A – aire de la section brute ;

n – nombre de câbles de précontrainte au niveau de la section considérée ;

Φ – diamètre d'une gaine.

Centre de gravité par rapport à la fibre inférieure de la poutre :

Il est donné par la formule suivante :

$$v'_n = \frac{A * v' - n * \frac{\pi \phi^2}{4} * v'_c}{A - n * \frac{\pi \phi^2}{4}}$$

Où :

v'_c – position du centre de gravité des câbles par rapport à la fibre inférieure de la poutre ;

v' – position du centre de gravité de la section brute par rapport à la fibre inférieure de la poutre

Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité

Le moment d'inertie de la section nette est donné par la formule suivante :

$$I_n = I + [v' - v'_n]^2 * A - [v'_n - v'_p]^2 * \frac{\pi \phi^2}{4} * n$$

La section homogénéisée

On entend par section homogénéisée, la section nette ajoutée de l'aire des sections des armatures longitudinales de précontrainte multipliée d'un coefficient d'équivalence k (k = 5 pour le béton- acier de précontrainte)

Aire de la section homogène

$$A_H = A_n + k * n * A_{cp}$$

Où :

A_{cp} – aire d'un câble 12T13

Centre de gravité par rapport à la fibre inférieure de la poutre

$$v'_H = \frac{v'_n * A_n + k * n * v'_p * A_{cp}}{A + k * n * A_{cp}}$$

Moment d'inertie de la section homogène par rapport à son centre de gravité

$$I_H = I_n + [v'_H - v'_n]^2 * A_n + k * n * A_{cp} * [v'_H - v'_p]^2$$

Tableau 62 : Les caractéristiques géométriques de la section nette de la poutre et de la poutre avec hourdis
Les caractéristiques géométriques de la section
nette

Abscisse	An [m ²]	V'n [m]	Vn	ln
0	0,970	0,989	1,011	0,495
2	0,962	1,036	0,964	0,495
4	0,962	1,035	0,965	0,494
6	0,962	1,043	0,957	0,484
8	0,962	1,037	0,963	0,492
10	0,962	1,041	0,959	0,488
12	0,962	1,044	0,956	0,486
14	0,962	1,044	0,956	0,486
16	0,962	1,044	0,956	0,486
17	0,962	1,044	0,956	0,486

Section nette de la poutre + hourdis

Abscisse	An [m ²]	V'n [m]	Vn	ln
0	1,570	1,413	0,787	0,955
2	1,562	1,465	0,735	0,889
4	1,562	1,464	0,736	0,884
6	1,562	1,469	0,731	0,870
8	1,562	1,465	0,735	0,874
10	1,562	1,468	0,732	0,864
12	1,562	1,469	0,731	0,858
14	1,562	1,470	0,730	0,857
16	1,562	1,470	0,730	0,857
17	1,562	1,470	0,730	0,857

c) Calcul des contraintes limites

Contraintes normales limites

Phases I et II

Les contraintes limites de compression et de traction sont respectivement :
A 7 jours d'âge, pour $f_{c28} = 35$ MPa on a :

$$f_{c7} = 23.18 \text{ MPa}$$

$$f_{t7} = 0.6 + 0.06 f_{c7}$$

$$f_{t7} = 1.99 \text{ MPa}$$

Selon les règles BPEL 91 on a :

$$\sigma_{bclim} = 0.6 f_{c7} = 13.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{btlim} = - 0.7 f_{t7} = - 1.39 \text{ MPa dans la section d'enrobage}$$

$$\sigma_{btlim} = - 1.5 f_{t7} = - 2.99 \text{ MPa ailleurs}$$

Phases III, IV et V

Les contraintes limites de compression sont respectivement en cours d'exécution. On a :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa ;}$$

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

Et :

$$\sigma_{bclim} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{btlim} = - 1.89 \text{ MPa dans la section d'enrobage}$$

$$\sigma_{btlim} = - 4.05 \text{ MPa ailleurs}$$

Contraintes normales de compression du béton

Contraintes normales dans le béton dues aux forces de précontrainte

Dans la fibre supérieure de la section résistante

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{A_n} + \frac{P^* e_p}{I_n} * v_n$$

Dans la fibre inférieure de la section résistante :

$$\sigma'_b(x) = \frac{P}{A_n} - \frac{P^* e_p}{I_n} * v'_n$$

Où :

e_p - excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité de la section nette.

P – force de précontrainte des câbles

Contraintes normales dans le béton dues aux effets des actions extérieures

Dans la fibre supérieure de la poutre :

$$\sigma_b(x) = \frac{M_{CP,Q}}{I_n} * V_n$$

Dans la fibre inférieure de la poutre :

$$\sigma'_b(x) = - \frac{M_{CP,Q}}{I_n} * V'_n$$

Vérification des contraintes normales

Vérification des contraintes normales durant la phase I

On effectue ici la démarche de calcul des contraintes normales du béton dans la section médiane et on présentera les résultats des sections considérées précédemment dans un seul tableau.

	Contraintes en MPa	
	Fibre sup	Fibre inf
Poids propre de la poutre		
Mp [MN.m] = 2,0394	4,012	- 4,381
Précontraintes dues aux câbles de la 1ère famille		
σ_{p1max} [MPa] = 1380,33		
Excentricité du câble équivalent		
e_p [m] = -0,886		
Force de précontrainte		
P [t] = $\sigma_{p1max} * n A_{cp}$		
P [MN] = 6,239	- 4,67	18,70
Contraintes cumulées à la fin de la phase I	- 0,66	14,32

Vérification des contraintes normales durant la phase II

	Contraintes en MPa	
	Fibre sup	Fibre inf
Poids propre du hourdis		
Mh [MN.m] = 2,1055	4,27	-2,37
Précontrainte sous pertes différées de la 1ère famille		
$0.8 \cdot \Delta\sigma_{pd}$ [MPa] = 104.13		
Excentricité du câble équivalent		
e_p [m] = -1.095		
Force de précontrainte		
$P [t] = 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pd} \cdot n \cdot A_{cp}$		
P [MN] = 0,4707	-0.34	1.38
Contraintes cumulées à la fin de la phase II	3,27	13,32

Vérification des contraintes normales durant la phase III

	Contraintes en MPa	
	Fibre sup	Fibre inf
Sous 2ème précontrainte après pertes instantanées		
σ_{p2max} [MPa] = 1340.46		
Excentricité du câble équivalent		
e_p [m] = -1.095		
Force de précontrainte		
$P [t] = \sigma_{p1max} \cdot n \cdot A_{cp}$		
P [MN] = 1,5147	-0.41	6,68
Sous déformations instantanées de la 1ère famille		
$\Delta\sigma_e$ [MPa] = -19.93		
$P [t] = \Delta\sigma_e \cdot n \cdot A_{cp}$		
P [MN] = -0,0225	0.38	-6,19
Contraintes cumulées à la fin de la phase III	3,24	13.81

Vérification des contraintes normales durant la phase IV

	Contraintes en MPa	
	Fibre sup	Fibre inf
Précontrainte sous pertes différées de la 2ème famille		
$0.8 \cdot \Delta\sigma_{pd}$ [MPa] = 94.92		
Excentricité du câble équivalent		
e_p [m] = -1.095		
Force de précontrainte		
P [t] = $0.8 \cdot \Delta\sigma_{pd} \cdot n \cdot A_{cp}$		
P [MN] = 0,1073	-0.03	0.45
Sous les restes de la superstructure		
M_s [MN.m] = 110.40	1,07	-2.16
Contraintes cumulées à la fin de la phase IV	4,28	12.10

Vérification des contraintes normales en phase de service

	Contraintes en MPa	
	Fibre sup	Fibre inf
Sous charges d'exploitation		
(sous combinaison rare)		
M_q [tm] = $1.2 \cdot (22.97 + 240.20)$		
M_q [MN.m] = 315.80	3,72	-7,49
Contraintes en phase de service	8,01	4,61

Tableau 63 : Récapitulation des contraintes normales cumulées dans le béton dans différente section en MPa

Phases	Section										
	Fibre	0	2	4	6	8	10	12	14	16	17
1	Sup	7,98	3,87	-0,59	-2,15	-1,74	-1,41	-1,00	-0,78	-0,67	-0,66
	Inf	9,52	9,32	14,10	15,92	15,36	15,09	14,68	14,45	14,33	14,32
2	Sup	8,56	5,03	1,00	0,01	0,98	1,68	2,55	3,01	3,24	3,27
	Inf	9,89	9,56	14,30	15,90	15,04	14,56	13,89	13,53	13,35	13,32
3	Sup	10,80	6,17	1,09	-0,14	0,85	1,58	2,49	2,97	3,21	3,24
	Inf	11,28	12,73	16,74	16,88	15,67	15,47	14,92	14,21	13,86	13,81
4	Sup	10,95	6,48	1,54	0,45	1,59	2,42	3,44	3,98	4,25	4,28
	Inf	11,38	12,49	16,24	16,08	14,58	14,19	13,39	12,57	12,15	12,10
5	Sup	10,95	7,28	3,04	2,58	4,23	5,40	6,83	7,58	7,95	8,01
	Inf	11,38	10,90	13,25	11,80	9,33	8,19	6,58	5,33	4,71	4,60

On peut ainsi conclure que les contraintes limites normales dans le béton sont toutes respectées.

Chapitre XVIII : JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS

La vérification a pour objet de prouver que les effets de l'effort tranchant cumulés à ceux du moment fléchissant et celui de l'effort normal ne mettent pas en cause la sécurité de l'ouvrage. Pour cela, on doit vérifier les relations suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \bar{\tau}_1^2 \quad (1)$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left(0.6 f_{cj} - \sigma_x \right) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \bar{\tau}_2^2 \quad (2)$$

Où :

σ_x – la contrainte normale due aux actions extérieures et à la précontrainte longitudinale :

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i}{A}$$

Et :

P_i – La force de précontrainte d'un câble ;

A – La section nette du béton.

N.B. :

On ne prend pas en compte les contraintes normales transversales σ_t dues aux actions des armatures actives transversales car celles-ci ne sont pas prévues.

On effectuera la justification dans la section d'about et d'arrêt des câbles, au niveau du centre de gravité de la section nette de la poutre et durant la phase d'exploitation de l'ouvrage au cours de laquelle les contraintes tangentes sont les plus contraignantes.

Calcul de la contrainte tangentielle

Elle est donnée par la relation :

$$\tau = \frac{V_{red} S_A}{I * b_n}$$

Où :

S_A – le moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par centre de gravité G de la poutre de la section située au dessous de G ;

b_n – La largeur nette de la section au niveau de G ;

I – Le moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe horizontal passant par G ;

V_{red} – l'effort tranchant réduit :

$$V_{red} = \left| V - \sum P_i \sin \alpha_i \right|$$

V – effort tranchant maximal au niveau de la section.

a) Vérification de la section d'about

Tableau 64 : Caractéristiques géométriques de la section d'about

A_n	[m ²]	0,970
v'	[m]	0,989
v	[m]	1,011
I_n	[m ⁴]	1,57
S_A	[m ³]	0.512
b_n	[m]	0.23

On a, à la section d'about :

$$\sigma_{pmax} = 1.02 * \sigma_{po} - 0.8 * (\Delta \sigma_{pi} + \Delta \sigma_{pd})$$

$$P = \sigma_{pmax} * A_{cp}$$

Tableau 65 : Force de précontrainte dans la section d'about

N° Câble	α_i [°]	σ_{pmax} [MPa]	P_i [T]	$P_i \sin(\alpha_i)$
1	11,06	1335,05	150,86	28,94
2	18,23	1335,10	150,87	47,17
3	24,08	1335,13	150,87	61,52
4	29,64	1335,21	150,88	74,58
Total			603,48	212,20

L'effort tranchant maximal à l'ELS,

$$V = 123,21 \text{ T}$$

L'effort tranchant réduit :

$$V_{red} = |123.21 - 212.20|$$

$$V_{red} = 88,99 \text{ T}$$

La contrainte tangente :

$$\tau = \frac{88,99 * 0,512}{1,57 * 0,22}$$

$$\tau = 131,91 \text{ T} / \text{m}^2$$

$$\tau^2 = 17401,14 \left[\text{T} / \text{m}^2 \right]^2$$

$$\tau^2 = 1,74 \left[\text{MPa} \right]^2$$

La contrainte normale :

$$\sigma_x = \frac{603.48}{0,97} * 10^{-2}$$

$$\sigma_x = 6,22 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentes limites :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0.4 * 2.7 * \left(2.7 + \frac{2}{3} * 6,22 \right)$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 7,39 \left[\text{MPa} \right]^2$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 * \frac{2.7}{35} * (0.6 * 35 - 6.22) * \left(2.7 + \frac{2}{3} * 6,22 \right)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 15,61 \left[\text{MPa} \right]^2$$

$$\tau^2 = 1,74 \left[\text{MPa} \right]^2 < \boxed{7,39} < \boxed{15,61}$$

Ainsi, on conclut que les contraintes tangentielles, à la section d'about restent inférieures aux valeurs limites

b) Vérification à l'arrêt du câble n°5

Tableau 66 : Caractéristiques géométriques de la section à x = 4 m

A_n	$[\text{m}^2]$	0,962
V'	$[\text{m}]$	1.035
V	$[\text{m}]$	0.965
I_n	$[\text{m}^4]$	0.494
S_A	$[\text{m}^3]$	0.428
b_n	$[\text{m}]$	0.22

Tableau 67 : Force de précontrainte dans la section.

N° Câble	α_i [°]	σ_{pmax} [MPa]	P_i [T]	$P_i \sin(\alpha_i)$
1	0,00	1306,76	147,66	0,00
2	6,521	1284,28	145,12	16,48

3	10,88	1265,13	142,96	26,98
4	14,56	1246,97	140,91	35,42
5	24,12	1334,31	150,78	61,62
Total			727,43	140,5

$$V = 88,45 \text{ T}$$

$$V_{\text{red}} = 52,05 \text{ T}$$

$$\tau^2 = 0,44 [\text{MPa}]^2$$

$$\sigma_x = 7,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1^{-2} = 8,36 [\text{MPa}]^2$$

$$\bar{\tau}_2^{-2} = 16,05 [\text{MPa}]^2$$

On a :

$$\tau^2 = 0,44 [\text{MPa}]^2 < \boxed{8,36} < \boxed{16,05}$$

Ainsi, à l'arrêt de câble, la contrainte tangentielle reste inférieure aux contraintes tangentielles limites

c) Vérification à l'arrêt du câble n°6

Tableau 68 : Caractéristiques géométriques de la section à x = 8 m

A_n	[m ²]	0,962
V'	[m]	1.041
V	[m]	0.959
I_n	[m ⁴]	1,562
S_A	[m ³]	0.425
b_n	[m]	0.20

Tableau 69 : Force de précontrainte dans la section.

N° Câble	α_i [°]	σ_{pmax} [MPa]	Pi [T]	Pi sin(α_i)
1	0,00	1324,76	149,70	0,00
2	0,00	1303,94	147,35	0,00
3	0,00	1258,40	142,20	0,00
4	0,00	1271,55	143,69	0,00
5	8,325	1268,16	143,30	20,71

6	24,12	1335,16	150,87	61,65
Total			887,10	82,36

$$V = 59,10 \text{ T}$$

$$V_{\text{red}} = 23,26 \text{ T}$$

$$\tau^2 = 0,083 [\text{MPa}]^2$$

$$\sigma_x = 9,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_1^2 = 9,56 [\text{MPa}]^2$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 10,57 [\text{MPa}]^2$$

On a :

$$\tau^2 = 0,083 [\text{MPa}]^2 < \boxed{\bar{\tau}_1^2} < \boxed{\bar{\tau}_2^2}$$

Ainsi, à l'arrêt de câble, la contrainte tangentielle reste inférieure aux contraintes tangentielles limites.

apitreXIX : **DETERMINATION DES ARMATURES PASSIVES**

Les poutres en béton précontraint sont sujettes de deux sortes d'armatures longitudinales, à voir :

Les armatures de peau ;

Les armatures dans les zones tendues

a) Les armatures de peau

Elles sont destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en précontrainte de la poutre. Elles sont disposées parallèlement à la fibre moyenne.

D'après les règles BPEL, la section totale des armatures de peau doit vérifier la relation suivante :

$$A_p \geq \sup \{3 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de parement ; } 0.10\% S_p\}$$

Où :

S_p – la section du béton de la poutre

Soit :

$$A_p \geq \frac{0.10 \cdot 9540}{100}$$

$$A_p \geq 9,54 \text{ cm}^2 \geq 3 \text{ cm}^2$$

Prenons :

$A_p = 5 \text{ HA } 16 = 10,05 \text{ cm}^2$

b) Les armatures dans les zones tendues

La section minimale d'armatures longitudinales requises dans les zones tendues des structures en béton précontraint, selon la règle BPEL est :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt} f_{tj}}{f_e \sigma_{Bt}}$$

Où :

σ_{Bt} – Valeur absolue de la contrainte maximale de traction dans la section :

$$\sigma_{Bt} = 2,15 \text{ MPa}$$

f_e – La limite élastique de l'armature passive :

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

B_t – aire de la partie du béton tendu :

N_{Bt} – intensité de la résultante des efforts de traction

Pour obtenir la valeur de ces grandeurs, on doit chercher la position de l'axe neutre :

Pour ce faire, on résout les équations suivantes :

$$x + y = d \approx 0,9 h$$

$$\frac{\sigma_t}{x} = \frac{\sigma_c}{y}$$

Où :

σ_t – la contrainte de traction, $\sigma_t = 2,15 \text{ Mpa}$;

σ_c – La contrainte de compression, $\sigma_c = 16.88 \text{ MPa}$

y – ordonnée de l'axe neutre par rapport à la fibre inférieure.

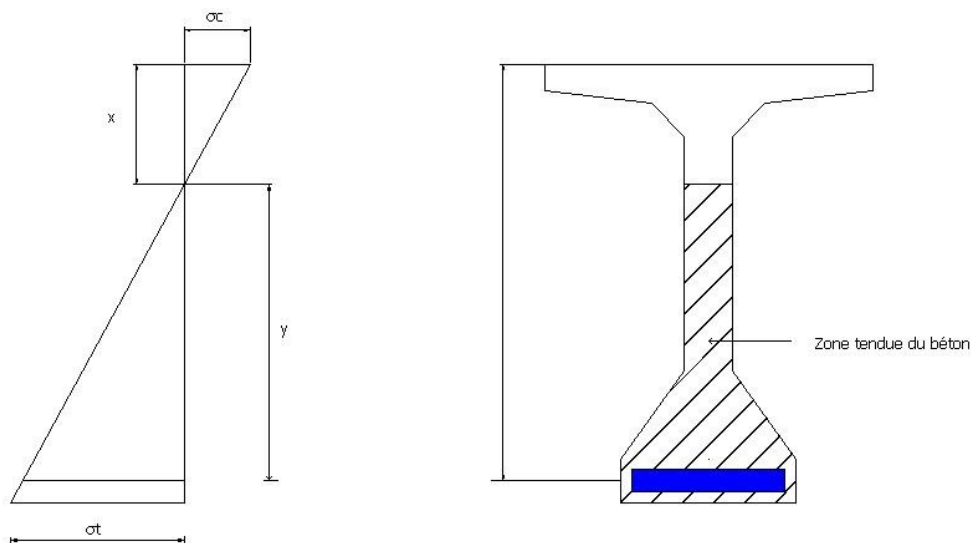


Figure 28 : Etat de contrainte dans la section

Après calcul, on trouve :

$$y = 0,195 \text{ m} ;$$

$$x = 1,605 \text{ m}$$

$$B_t = 0.269 \text{ m}^2$$

$$N_{Bt} = 52,46 \text{ kN}$$

$$A_s = 2,84 \text{ cm}^2 ;$$

Prenons :

$$A_s = 6 \text{ HA } 8 = 3,00 \text{ cm}^2$$

ChapitreXX : LES ETATS LIMITES DE SERVICE VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS

a) Calcul des flèches et contre flèches :

L'objectif du calcul est de limiter l'apparition des fissures due aux déformations.
En général, les flèches sont conventionnellement comptées positives vers le bas et négatives vers le haut.

Calcul des différents types de flèches:

- La flèche due aux charges permanentes ;
- La contre flèche de précontrainte ;
- La flèche due aux surcharges d'exploitation
- La flèche de construction

Flèche due aux charges permanentes

Elle est donnée par la relation suivante :

$$f_g = \frac{5}{384} * \frac{gL^4}{0.85 * E_{vj} * I_{red}}$$

Où :

- L – la travée de calcul des poutres ;
- L = 34 m ;
- g – la charge permanente :
- g = 4,234 T/ml
- E_{vj} – Le module de déformation différée du béton :

$$E_{v28} = \frac{E_{ij}}{3} = \frac{11000 * \sqrt[3]{f_{c28}}}{3}$$

$$E_{v28} = 11\,994 \text{ MPa}$$

I_{red} – Le moment d'inertie réduit par rapport au centre de gravité du béton :

$$I_{red} = 0,857 \text{ m}^4$$

Après calcul, on trouve :

$$f_g = 8,43 \text{ cm}$$

Flèche due aux surcharges d'exploitation

Elle est donnée par la relation suivante :

$$f_q = \frac{5}{384} * \frac{qL^4}{0.85 * E_{ij} * I_{red}}$$

Où :

Dans notre cas, on ne considère que la surcharge A(l) car c'est la prépondérante des surcharges :

$$q = 1.012 \text{ T/ml}$$

$$E_{ij} = 3598172 \text{ T/m}^2$$

$$f_q = 4,7. \text{cm}$$

Contre flèche de précontrainte :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$f_p = \frac{1}{8} * \frac{P_c * e_{op} * L^2}{0.8 * E_{vj} * I_{red}}$$

Où :

P_c – la force de précontrainte obtenue avec les 5 câbles dans la section médiane après toutes les pertes, $P_c = 725,8 \text{ T}$

e_{op} – distance du centre de gravité des câbles par rapport à celui du béton :

$$e_{op} = - 0,86 \text{ m}$$

$$f_p = - 18,3 \text{ cm}$$

Flèche de construction

Lorsque $f_g < f_p$, l'ouvrage aura une forme courbe assez gênante. Il est ainsi judicieux de créer une flèche dite de construction au fond de coffrage pour minimiser ce problème.

La flèche de construction est donnée par la relation suivante :

$$f_c = \frac{L}{1600}$$

$$f_c = 2,13 \text{ cm}$$

La flèche résultante :

En service à vide :

On a :

$$f_v = f_g + f_p + f_c$$

$f_v = - 7.74 \text{ cm}$

En service en charge :

On a :

$$f_v = f_g + f_p + f_q + f_c$$

$F_v = - 3,04 \text{ cm}$

Vérification de la flèche

Le but est de vérifier la condition de transport sur le pont c'est-à-dire : la flèche due aux surcharges d'exploitation doit être inférieure à la flèche admissible.

La flèche admissible est donnée par la relation suivante :

$$\bar{f} = \frac{L}{400}$$

$$\bar{f} = 8,5 \text{ cm}$$

Et,

$$f_q = 4,7 \text{ cm}$$

La condition est donc vérifiée

b) Calcul et vérification des rotations d'appuis.

Il est utile de savoir les rotations β des appuis.

Calcul des différents types de rotations d'appuis

Rotation due aux charges permanentes

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\beta_g = \frac{1}{24} * \frac{gL^3}{0.85 * E_{vj} * I_{red}}$$

Avec :

$$g = 4,23 \text{ T/ml}$$

$$E_{v28} = 11\,994 \text{ MPa}$$

$$L = 34 \text{ m}$$

$$I_{red} = 0,857 \text{ m}^4$$

$$\beta_g = 0.014 \text{ rad}$$

Rotation due aux surcharges d'exploitation

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\beta_q = \frac{1}{24} * \frac{qL^3}{0.85 * E_{ij} * I_{red}}$$

Avec :

$$q = 1.02 \text{ T/ml}$$

$$E_{i28} = 3598172 \text{ T/m}^2$$

$$\beta_q = 0.0044 \text{ rad}$$

Rotation durable due à la force de précontrainte :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\beta_p = \frac{P_C * e_{op} * L}{2 * 0.8 * E_{vj} * I_{red}}$$

$$\beta_p = - 0.023 \text{ rad}$$

Rotation résultante :

En service à vide :

On a :

$$\beta_v = \beta_g + \beta_p$$

$\beta_v = - 9 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

En service à charge :

On a :

$$\beta_v = \beta_g + \beta_q + \beta_p$$

$\beta_{v\max} = - 4,6 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

Et comme la rotation admissible est de l'ordre de :

$$\bar{\beta} = 0.021 \text{ rad} ;$$

$$\beta_{v\max} < \bar{\beta}$$

La rotation est vérifiée

apitreXXI : VERIFICATION DE LA SECTION A L'ETAT ULTIME DE RESISTANCE

a) Vérification de la section d'armature longitudinale

Hypothèses de calcul :

Les contraintes limites sont :

Pour l'acier de précontrainte :

$$f_{peg} = 1590 \text{ MPa}$$

Pour l'acier ordinaire :

$$\bar{\sigma}_{s,u} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Pour le béton :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0.85 * f_{cj}}{\theta * \gamma_b} = 19,83 \text{ MPa}$$

Les déformations ou contraintes de traction dans les armatures ou câbles de précontrainte sont déterminées en fonction de la hauteur de la zone comprimée du béton ;

La condition de résistance est :

$$M_u < M_{cpt}$$

Où :

M_u – le moment ultime dû aux actions extérieures ;

M_{cpt} – le moment de capacité portante de la pièce par rapport aux précontraints

tendus

Vérification de la position de l'axe neutre.

L'axe neutre tombe dans la table de compression si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\bar{\sigma}_{sp,u} * A_{cp}^T + \bar{\sigma}_{s,u} * A \leq \bar{\sigma}_b * b * h_0 + \bar{\sigma}_s' * A' + \bar{\sigma}_{sp}' * A_{cp}'^T$$

Où :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ;$$

$$\gamma_b = 1.5 ;$$

$$\theta = 1$$

$$\bar{\sigma}_b = 19.83 \text{ MPa}$$

$$f_{peg} = 1590 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\bar{\sigma}_{sp,u} = 1383 \text{ MPa}$$

$$A_{cp}^T = n * A_{cp}$$

$$A_{cp}^T = 6 * 11.30 = 67,8 \text{ cm}^2$$

A' – Armatures longitudinales dans les zones tendues, A' = 3 cm²

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

$$\bar{\sigma}_{s,u} = 348 \text{ MPa}$$

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$A_{cp}^{T'} = 0$$

Ainsi, après calcul on obtient :

$$\bar{\sigma}_{sp,u} * A_{cp}^T = 937.674 \text{ daN}$$

$$\bar{\sigma}_b * b * h_0 + \bar{\sigma}_{su} * A' = 605.340 \text{ daN}$$

C'est-à-dire que :

$$\bar{\sigma}_{sp,u} * A_{cp}^T + \bar{\sigma}_{s,u} * A \geq \bar{\sigma}_b * b * h_0 + \bar{\sigma}_s' * A' + \bar{\sigma}_{sp}' * A_{cp}^{T'}$$

L'inégalité n'est pas respectée, on en déduit que l'axe neutre tombe dans la nervure.

La hauteur relative de la zone du béton tendu

Elle est donnée par la l'équilibre statique :

$$\sum F = 0$$

Soit :

$$\bar{\sigma}_{sp,u} * A_{cp}^T - \bar{\sigma}_{s,u} * A' = \bar{\sigma}_b * 0.8 * y * b$$

$$y = \frac{\bar{\sigma}_{sp,u} * A_{cp}^T - \bar{\sigma}_{s,u} * A'}{0.8 * \bar{\sigma}_b * b}$$

Après calcul on obtient :

$$y = 0.3897 \text{ m}$$

Or, on a la relation :

$$\alpha = \frac{y}{d}$$

Où :

$$d = 180 \text{ cm}$$

$$\boxed{\alpha = 0.217}$$

Hauteur relative de la zone du béton comprimé

Cette hauteur correspond à l'état de rupture du béton comprimé et à l'atteinte de la limite élastique des armatures tendues.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)}$$

Avec :

$$\omega = 0.85 - 0.008 \overline{\sigma_b}$$

$$\omega = 0.69$$

Et :

$$\sigma_1 = \text{Sup}(\overline{\sigma}_{su}; \overline{\sigma}_{sp,u} + 400 - \sigma_{sp})$$

$$\sigma_1 = 591.69 \text{ MPa}$$

σ_2 - La contrainte limite des armatures dans la zone du béton comprimé

$$\sigma_2 = 400 \text{ MPa}$$

On obtient :

$$\alpha_1 = 0.64$$

D'où : $\alpha < \alpha_1$

La capacité portante de la section

Soit :

$$M_{cp} = \overline{\sigma}_b * b * (d - 0.4 * y) * 0.8 * y$$

$$M_{cp} = 1524 \text{ Tm}$$

Et

$$M_u = 1410,39 \text{ Tm}$$

Soit :

$$M_u < M_{cp}$$

Donc la résistance à la flexion, à l'ELU est assurée

b) Minimum d'armatures transversales

Les armatures passives transversales sont caractérisées par leur section A_t et leur espacement S_t

Le minimum d'armatures transversales est donné par la relation :

$$\frac{A_t}{b_n * S_t} * \frac{f_e}{\gamma_s} > 0.6 \text{ MPa}$$

Où :

A_t – section d'armatures transversales ;

S_t – espacement des armatures transversales ;

b_n – épaisseur de l'âme

Dans la zone centrale :

Puisque les efforts tranchants y sont assez faibles, prenons :

$$A_t = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$S_t < \frac{A_t}{0.6 * b_n} * \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{2.26 * 400}{0.6 * 22 * 1.15}$$

$$S_t < 59,55 \text{ cm}$$

On doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min \{1\text{m} ; 0.8h ; 3 b_0\} = 66 \text{ cm}$$

Retenons alors :

$$S_t = 50 \text{ cm}$$

Dans la zone d'about :

Cette section est sujette d'importants efforts tranchants. On doit prévoir, dans cette zone, des armatures transversales suffisantes pour compenser ces efforts. Prenons

$$A_t = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Après calcul on trouve :

$$S_t < 43,67 \text{ cm}$$

Et

$$S_t \leq 90 \text{ cm}$$

Retenons donc :

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

Justification des armatures transversales

Dans les sections d'about qui sont des sections critiques, on doit avoir :

$$\tau_{red,u} \leq \bar{\tau}_u = \left[\frac{A_t}{S_t * b_n} * \frac{f_e}{\gamma_s} \right] * \cot g(\beta) + \frac{f_{tj}}{3}$$

Avec :

$$\tau_{red,u} = \frac{V_{red,u} * S_A}{I_n * b_n}$$

$$V_{red,u} = 46,56 \text{ T}$$

S_A – le moment statique de la section

$$\tau_{red,u} = 1.05 \text{ MPa}$$

β – l'angle d'inclinaison des bielles du béton telle que :

$$\tan(2\beta) = \frac{2\tau_{red,u}}{\sigma_x} = \frac{2 * 1.05}{4.84} = 0.434$$

$$\cot g(\beta) = 3.95$$

$$\bar{\tau}_u = \left[\frac{2,26}{40 * 23} * \frac{400}{1.15} \right] * 4,82 + \frac{2.7}{3}$$

$$\bar{\tau}_u = 5,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red,u} < \bar{\tau}_u$$

La condition est bien vérifiée

c) Justification des bielles de béton

Cette condition est à vérifier pour éviter des calculs complémentaires de vérification des contraintes de cisaillement agissant sur les réactions droites de l'ouvrage.

Il faut que :

$$\tau_{red,u} \leq \frac{0.85 * f_{cj}}{3 * \gamma_b} \sin(2\beta)$$

La valeur minimale du second membre est atteinte pour $\beta = 30^\circ$

Ainsi on a :

$$\tau_{red,u} \leq \frac{0.85 * 35}{3 * 1.5} \sin(60) = 5.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red,u} = 1.31 \text{ MPa} < 5.73 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Partie IV :

Etudes de l'infrastructure

Dans cette partie, nous allons traiter :

Chapitre I : Prédimensionnement des appuis

Chapitre II : Dimensionnement des appuis

Chapitre III : Dimensionnement des appareils d'appuis

Chapitre I : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT :

d) Piles

La morphologie du terrain, nous a permis de trouver une côte sous poutre de 5.0 m. en considérant un ancrage de 1,0.m, choisissons une hauteur de pile de :

$$H = 6 \text{ m}$$

Puisque la hauteur est inférieure à 10 m, une pile pleine sera économique.

La pile est constituée par :

Un chevêtre ;

Un fût ;

Une semelle.

Fût :

On prévoit deux colonnes de 1.00 m de diamètre chacune.

Hauteur : $h = 5.20 \text{ m}$

Diamètre : $\Phi = 1000$

Chevêtre :

Le chevêtre est d'une section rectangulaire dont les caractéristiques sont les suivantes :

Largeur

La largeur minimale est de l'ordre de 2.00 m pour la plupart des ponts à poutres. Prenons cette valeur :

$$b_{ch} = 2.00 \text{ m}$$

Hauteur

$$: \quad 0.3 b_{ch} \leq h_{ch} \leq 0.4 b_{ch}$$

$$h_{ch} = 0.80 \text{ m}$$

Longueur :

Elle est prise égale au gabarit du pont :

$$L_{ch} = 9 \text{ m}$$

Semelle de liaison :

Elle assure la transmission des charges venant de la pile et de la superstructure aux pieux de fondation. La semelle de liaison des pieux est toujours considérée comme étant infiniment rigide. Il convient donc de la dimensionner en conséquence :

Longueur :

Elle se détermine par la relation suivante :

$$L_{\text{sem}} = d_{e1} + \Phi + 2d$$

Où :

d_{e1} – entraxe des pieux suivant la longueur de la semelle : $d_{e1} \geq 3 \Phi$.

Φ – le diamètre d'un pieu,

d – débord, $d = 0.50$ m suivant la coupe transversale du pont.

Mais comme on ne connaît pas encore le diamètre d'un pieu, prenons :

$$L_{\text{sem}} = 9,00 \text{ m}$$

Largeur :

$$l_{\text{sem}} = d_{e2} + \Phi + 2d$$

Où :

d_{e2} – entraxe des pieux suivant la largeur de la semelle : $d_{e2} \geq 3 \Phi$. Prenons $d_{e2} = 3.00$ m ;

$d = 0.20$ suivant la coupe longitudinale du pont.

Soit :

$$l_{\text{sem}} = 4.40 \text{ m}$$

Epaisseur :

Pour assurer une bonne répartition des charges transmises, prenons : $e_s = 1.00$ m

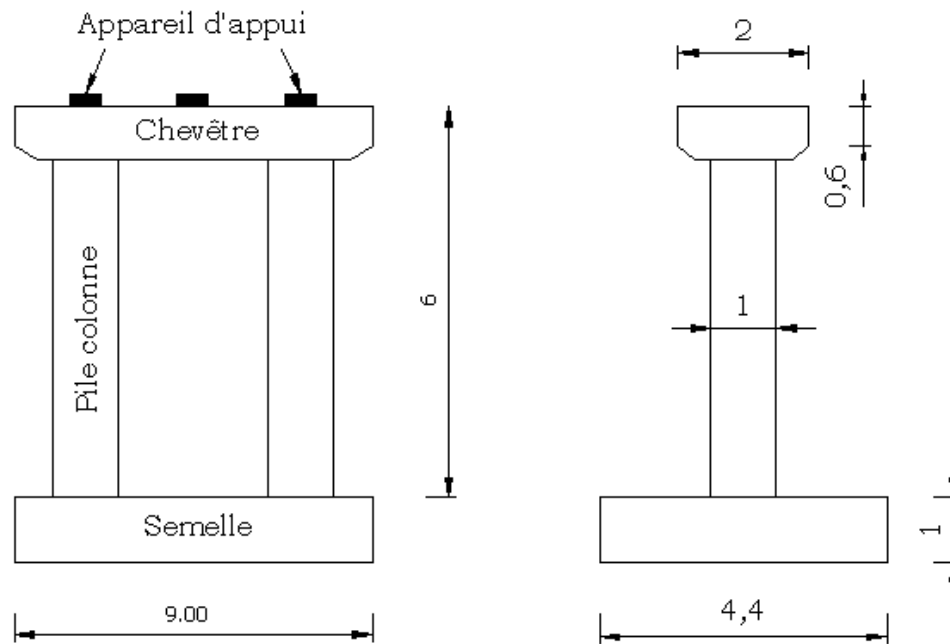


Figure 29 : Coupe transversale et vue de face de la pile intermédiaire

e) Les culées :

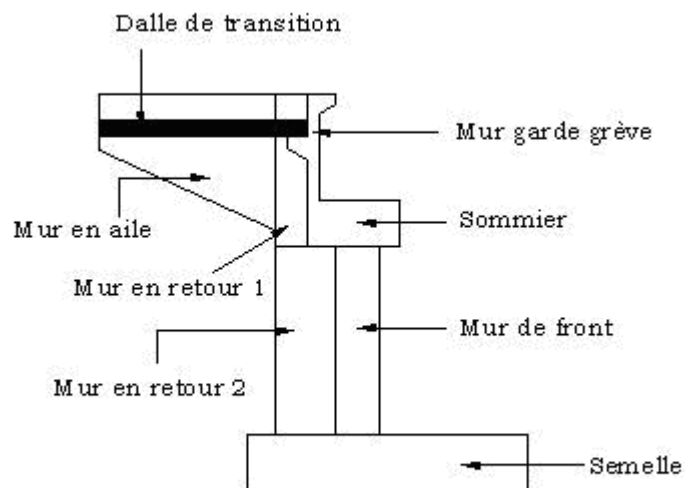


Figure 30 : Morphologie de la culée remblayée

La culée est constituée par :

- Mur garde grève ;

- Sommier ;
- Mur de front ;
- Mur en aile ;
- Mur en retour ;
- Semelle.

La culée a pour fonction mécanique de :

- Assurer une bonne transmission des efforts au sol de fondation ;
- Limiter des déplacements horizontaux en tête de culée (de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui) ;
- Limiter les déplacements verticaux (tassement).
- La fonction technique de la culée permet d'accéder à l'intérieur de l'ouvrage

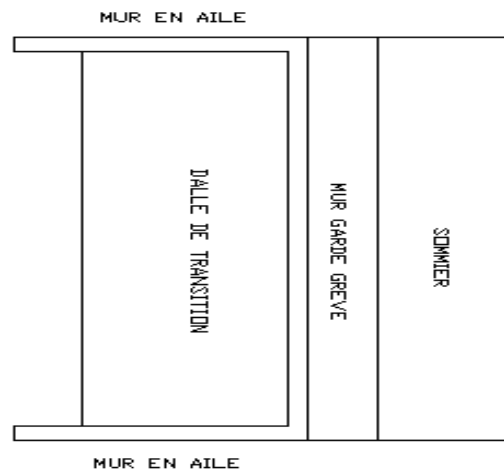


Figure 31 : Vue en plan de la culée

Le mur garde grève :

Il s'agit d'un voile en béton armé, construit après achèvement du tablier (pour faciliter la mise en tension des câbles). Il a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Hauteur :

Sa hauteur est voisine de celle de la poutre :

$$h_g = h_t + e_{app} + e_b$$

où :

h_t – la hauteur totale du tablier; $h_t = 2.20$ m

e_{app} – épaisseur de l'appareil d'appui, $e_{app} = 0.06$ m

e_b – épaisseur du bossage du béton sous l'appareil d'appui: $e_b = 0.10$ m

Prenons $h_g = 2.36 \text{ m}$

Épaisseur :

$$e_g = \sup (0.30 \text{ cm} ; \frac{h}{8})$$

Soit :

$$e_g = 0.30 \text{ m}$$

Longueur :

$$L_g = 9,00 \text{ m}$$

Le sommier :

Hauteur :

$$h \geq 0.60 \text{ m}$$

Prenons :

$$h = 0.80 \text{ m}$$

Largeur :

$$l_s = d + c + b + c_1$$

Où :

d – distance entre le mur garde grève et le nu de la poutre principale : $d = 0.50 \text{ m}$

c – débord de la poutre à partir de l'appareil d'appui ; $c \geq 0.30 \text{ cm}$;

b – la largeur du bossage du béton sous l'appareil d'appui : $b = 0.07 \text{ m}$

c_1 – débord du sommier à partir de l'appareil d'appui : $c_1 \geq 0.25 \text{ cm}$

Ainsi :

$$l_s = 2.00 \text{ m}$$

Longueur :

$$l = 9,00 \text{ m}$$

Le mur de front :

C'est un voile épais d'épaisseur courante variant de 0.80 m à 1.20 m selon sa hauteur.

$$\text{Hauteur : } h = 3.50 \text{ m}$$

Epaisseur : 1.00 m ;

Longueur : 9,00 m

La dalle de transition :

Longueur : 3.00 m

Epaisseur : 0.30 m

Largeur : 8,40 m (à l'intérieur des murs en aile)

Le mur en aile :

Hauteur : 2.56 m

Epaisseur : 0.30 m ;

Longueur : juste nécessaire pour la protection du remblai. Prenons : $L = 4$ m

Mur en retour 1

Hauteur : 2.96 m

Epaisseur : 0.30 m ;

Longueur : 9,0 m

Mur en retour 2 :

Hauteur : 3.50 m

Epaisseur : 0.30 m ;

Longueur : 1.50 m

La semelle :

Le principe de dimensionnement de la semelle est le même que celui de la pile. D'où:

Epaisseur : 1.00 m

Largeur : 4.40 m

Longueur : 9,00 m

f) Détermination des sollicitations

Calcul des coefficients de souplesse de chaque appui :

Hypothèses :

La culée est infiniment rigide, seuls les appareils d'appui en élastomère qui déforment ;

Pour les piles intermédiaires, seules les déformations des colonnes, chevêtre et appareils d'appui seront considérées.

Calculs des divers coefficients de souplesses

Pour les colonnes on a :

$$\frac{1}{K_{col}} = \frac{h_c^3}{3nEI}$$

Où :

I – le moment d'inertie d'une colonne de la pile :

$$I = \frac{\pi \phi^4}{64}$$

n – le nombre de colonne de la pile : n = 2

E – le module d'élasticité longitudinale :

Module d'élasticité instantanée du béton : $E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$.

Pour $f_{c28} = 25$ MPa : $E = 32164$ MPa

Module d'élasticité différée du béton : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$; $E = 10819$ MPa

h_c – la hauteur de la colonne : $h_c = 5.20$ m

Tableau 70 : Coefficient de souplesse des colonnes

COLONNES		VALEURS
Hauteur h_c [mm]		5 200
Diamètre Φ [mm]		1 000
Moment d'inertie [mm ⁴]		49 087 385 212
Nombre de colonne n		2
Souplesse [mm/T]	Instantanée	0,148
	Différée	0,441

Pour le chevêtre on a :

$$\frac{1}{K_{ch}} = \frac{\left[(e_{ch} + h_c)^3 - h_c^3 \right]}{3EI_{ch}}$$

Avec :

$$I_{ch} = \frac{b_{ch} h_{ch}^3}{12}$$

$b_{ch} = 2.00 \text{ m}$;

$h_{ch} = 0.80 \text{ m}$

$h_c = 9,00 \text{ m}$

Tableau 71 : Coefficient de souplesse du chevêtre

CHEVETRE		VALEURS
Epaisseur ech [mm]		800
Longueur Lch [mm]		5500
Largeur Ich [mm]		2000
Moment d'inertie [mm ⁴]		23.4667 1010
Souplesse [mm/T]	Instantanée	0,020
	Différée	0,060

Pour les appareils d'appui on a :

$$\frac{1}{K_{app}} = \frac{T}{nGab}$$

Où :

n – nombre d'appareil d'appui ;

T – épaisseur totale des feuillets élémentaires ;

a * b – section de l'appareil d'appui au niveau de la pile ;

G – le module d'élasticité transversale :

Module d'élasticité instantanée : $G = 160 \text{ T/m}^2$

Module d'élasticité différée : $G = 80 \text{ T/m}^2$

Tableau 72 : Coefficient de souplesse de l'appareil d'appui

Appareil d'appui	Valeurs
a [mm]	300

b [mm]		400
T [mm]		60
Nombre n		03
Souplesse [mm/T]	Instantanée	1.042
	Différée	2,083

Le coefficient de souplesse de la pile est obtenu par la relation suivante :

$$\frac{1}{K_{pile}} = \frac{1}{K_{col}} + \frac{1}{K_{ch}} + \frac{1}{K_{app}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 73 : Coefficient de souplesse des piles intermédiaires

Coefficient de souplesse	Valeurs
Instantanée [mm/T]	1,210
Différée [mm/T]	2,585

Les coefficients de souplesse de la culée :

Le coefficient de souplesse des appareils d'appui et des culées sont les mêmes :

$$\frac{1}{K_{culée}} = \frac{1}{K_{app}}$$

D'où les résultats :

Tableau 74 : Coefficient de souplesse des culées

Coefficient de souplesse	Valeurs
Instantanée [mm/T]	1.042
Différée [mm/T]	2,083

Distribution des efforts de freinage :

Les surcharges A, Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage.

Effort de freinage dû à Bc 30 :

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Mais, parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

L'effort de freinage vaut : $H_f = 30 \text{ T}$

Effort de freinage dû à A(L) :

Il est donné par la relation suivante :

$$H_f = \frac{A(l)}{20}$$

Avec :

$$A(L) = 1,012 \text{ T/m}^2$$

$$L = 34\text{m}$$

$$l = 7 \text{ m}$$

$$H_f = 12,04\text{T}$$

La force horizontale de freinage agissant sur l'appui i est donnée par la relation :

$$H_i = H_f \frac{K_i}{\sum K_i}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 75 : Distribution des efforts de freinage entre appuis

	Répartition Bc		Répartition A(L)	
	Pile	culée	Pile	culée
Coefficient de souplesse	1,210	1,042	1,210	1,042
Coefficient de rigidité K_i	0,826	0,960	0,826	0,960
Effort développé H_f (T)	30	30	12,0428	12,0428
Effort de freinage H_i (T)	13,987	16,013	5,615	6,428

***Distribution des efforts horizontaux de longue durée
dus au raccourcissement du tablier***

Raccourcissement unitaire du tablier :

Le raccourcissement du tablier est dû :

- au retrait et au fluage : $\lambda = 0.0003 \text{ m/m}$
- à la variation de température à long terme : $\lambda = 0.0003 \text{ m/m}$
- à la variation de température à court terme : $\lambda = 0.0002 \text{ m/m}$

Démarche à suivre :

Détermination du raccourcissement du tablier au niveau de l'appui i : $d_i = \lambda * X_i$

où :

X_i – Abscisse de l'appui considéré

Détermination du déplacement de chaque appui

Pour la culée :

$$U_0 = - \frac{\sum K_i d_i}{\sum K_i}$$

Pour la pile :

$$U_i = U_0 + d_i$$

Détermination de la distribution des efforts

$$F_i = K_i * U_i$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 76 : Distribution des efforts dus au retrait, au fluage et à la variation de température à long terme

	culée	Pile
Coefficient de souplesse différée	2,083	2,585
Rigidité de l'appui	0,480	0,387
Longueur de la travée (m)	0	34
Raccourcissement d_i (mm)	0	10,2
Déplacement de l'appui i (mm)	-4,604	5,596
déplacement du corps de l'appui	0	0
déplacement de l'appareil d'appui	-4,604	5,596
Effort horizontal encaissé par l'appui	-2,210	2,210

Tableau 77 : Distribution des efforts dus à la variation de température à court terme

	culée	Pile
Coefficient de souplesse différée	1,042	1,210
Rigidité de l'appui	0,960	0,826
Longueur de la travée (m)	0	34
Raccourcissement d_i (mm)	0	6,80
Déplacement de l'appui i (mm)	-3,170	3,630
déplacement du corps de l'appui	0	0
déplacement de l'appareil d'appui	-3,170	3,630
Effort horizontal encaissé par l'appui	-3,044	3,044

Sollicitation due aux charges permanentes

La réaction due aux charges permanentes est obtenue à l'aide de la ligne d'influence avec la formule suivante :

$$R_G = g * S + P_e \sum y_i$$

Où :

g – le poids propre de la superstructure ;

P_e – poids de l'entretoise ;

y_i – ordonnée de la ligne d'influence correspondant à l'entretoise n°i

S – Aire de la ligne d'influence de la réaction

Le poids propre de la superstructure :

Poutre :	6,72T/ml ;
Hourdis :	4,5 T/ml ;
Trottoirs :	0,75 T/ml
Parapet :	0.12 T/ml
Revêtement :	0.672 T/ml
<hr/>	
Total :	12,76 T/ml

Entretoise :

$$P = 7,728 \text{ T}$$

Après chargement de la ligne d'influence, on a :

$$R_G = 227,75 \text{ T}$$

Sollicitation due aux surcharges

Surcharge A(L) :

La réaction est obtenue par la relation suivante :

$$R [A(L)] = A(L) * S * I_c$$

Où :

I_c – la largeur de la chaussée, $I_c = 7,0 \text{ m}$

$$A(L) = 1,012 \text{ T/m}^2$$

On trouve :

$$R [A(L)] = 120,428 \text{ T}$$

Surcharge Bc :

La réaction est donnée par la formule suivante :

$$R [Bc] = \delta * \sum P_i y_i$$

Avec :

$$\delta = 1.155$$

Après chargement de la ligne d'influence on obtient :

$$R [Bc] = 50,039 \text{ T}$$

Surcharge de trottoir :

Elle est donnée par la formule :

$$R [qt] = qt * S$$

Où :

$$q = 0.15 \text{ T/m}^2$$

$$qt = 2 * q * lt$$

$$qt = 2 * 0.15 * 1.00$$

$$qt = 0.30 \text{ T/ml}$$

Et l'on obtient :

$$R [qt] = 5.10 \text{ T}$$

Sollicitation résultante :

La réaction maximale est donnée par la relation :

$$R_{\max} = R_G + \max(R [A(L)] ; R [Bc]) + R [qt]$$

$$R_{\max} = 353,28 \text{ T}$$

ChapitreXXII :Dimensionnement des Appuis

a) Piles :

Les piles ont pour rôle de transmettre aux fondations les charges et surcharges de la superstructure. Les efforts leurs agissant sont des forces horizontales et verticales car on a des appuis simples.

Les efforts appliqués à la pile :

Forces verticales :

Les réactions du tablier sous les charges permanentes et surcharges ;

Le poids propre du chevetre ;

Le poids propre des colonnes.

Forces horizontales :

L'effet du vent sur tablier, sur chevêtre et sur les colonnes ;

La force de freinage (provenant de Bc ou de A(I))

Les déplacements dus aux effets du retrait, du fluage et de la température.

Inventaires des forces :

- Forces verticales :

Réaction du tablier :

$$2 * 353,28 = 706,56 \text{ T}$$

Poids propre de la pile :

Chevêtre :

$$0.8 * 2.00 * 9,00 * 2.5 = 36 \text{ T}$$

Colonnes :

$$2 * 3.14 * \frac{1,00^2}{4} * 5.2 * 2.5 = 20,42 \text{ T}$$

Semelle de liaison :

$$9,00 * 4.40 * 1.00 * 2.5 = 99 \text{ T}$$

Forces horizontales :

Effet du vent :

La pression du vent extrême est : $W = 400 \text{ kg/m}^2$

Vent sur le tablier :

$$0.4 * 34 * 2.20 = 29,92 \text{ T}$$

Vent sur chevrete :

$$0.4 * 2.00 * 0.80 = 0.64 \text{ T}$$

Vent sur les colonnes :

$$0.4 * 3.14 * 1.00 * 5.2 = 6.53 \text{ T}$$

Effet de freinage :

$$F = 13,99 \text{ T}$$

Effet de raccourcissement du tablier :

$$F = 5,25 \text{ T}$$

Etude de stabilité de la pile

Stabilité au renversement dans le sens transversal :

Pour que la pile soit stable au renversement dans le sens transversal et longitudinal du pont, il faut vérifier la stabilité de l'ensemble par rapport au point O de la semelle en respectant la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

Où :

M_s – le moment stabilisant dû aux forces verticales ;

M_r – le moment renversant dû aux forces horizontales.

Tableau 78 : Sollicitations dues aux forces verticales

DESIGNATION	Forces [T]	Bras de levier [m]	Moment [Tm]
Réaction du tablier	706,56	4,5	3179,52
Poids chevrete	36	4,5	162,00
Poids de colonnes	20,42	4,5	91,89
Poids de la semelle	99	4,5	445,50
Total M_s			3878,91

Tableau 79 : Sollicitations dues aux forces horizontales

DESIGNATION	Forces [T]	Bras de levier [m]	Moment [Tm]
Vent sur tablier	29,92	8,1	242,35
Vent sur chevêtre	0,64	6,6	4,22
Vent sur colonnes	6,53	3,6	23,51
Total Ms			270,08

D'où :

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{3878,91}{270,08} = 14,36 > 1.5$$

La pile est donc stable dans le sens transversal

Stabilité au renversement dans le sens longitudinal:

Tableau 80 : Sollicitations dues aux forces verticales

DESIGNATION	Forces [T]	Bras de levier [m]	Moment [Tm]
Réaction du tablier	706,56	2,2	1554,43
Poids chevêtre	36	2,2	79,20
Poids de colonnes	20,42	2,2	44,92
Poids de la semelle	99	2,2	217,80
Total Ms			1896,36

Tableau 81 : Sollicitations dues aux forces horizontales

DESIGNATION	Forces [T]	Bras de levier [m]	Moment [Tm]
Freinage	13,99	7,9	110,52
Raccourcissement	0 (tabliers symétriques)	-	-
Total Ms			110,52

D'où :

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{1896,36}{110,52} = 17,16 > 1.5$$

La pile est aussi stable dans le sens longitudinal

Dimensionnement du chevêtre :

Calcul des sollicitations :

Dans la suite des calculs, le système : Chevêtre, colonnes et semelle est supposé suffisamment rigide. Ainsi, les charges transmises par les poutres aux appuis sont directement supportées par les poteaux, donc ne créent pas de moments fléchissants.

C'est seulement le poids propre du chevêtre qui engendre sa flexion :

Le chevêtre est assimilé à une poutre reposant sur deux appuis et comportant des parties en console.

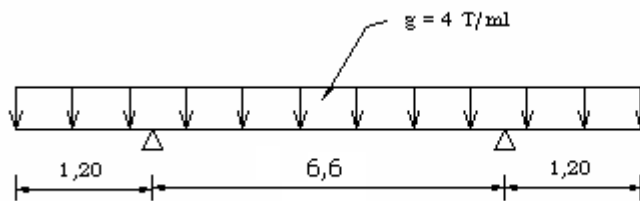


Figure 32: Modélisation du chevêtre

Sollicitations dues à la partie en console :

$$M_g = - \frac{gl^2}{2}$$

$$V_g = g * l$$

Où :

g – le poids propre du chevêtre : $g = 4 \text{ T/ml}$

l – la longueur de la console : $l = 1.2 \text{ m}$

$$M_g = - 2.88 \text{ Tm}$$

$$V_g = 4.8 \text{ T}$$

Le moment en travée est donné par la formule :

$$M(x) = \mu(x) + M_1 \left(1 - \frac{x}{L} \right) + M_2 \frac{x}{L}$$

Où :

$$\mu(x) = g \frac{x^2}{2}$$

$$M_1 = M_2 = - 2.88 \text{ Tm}$$

L – longueur entre les deux appuis : $L = 6,6 \text{ m}$

$$x = \frac{L}{2} = 3,3 \text{ m}$$

$$M(3,3) = 18,9 \text{ Tm}$$

Combinaison d'actions :

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

Moment dû au poids propre du chevêtre :

$$M_s = 18,9 \text{ Tm}$$

$$M_u = 1.35 * 18,9, M_u = 25,52 \text{ Tm}$$

Calcul des armatures :

Armatures longitudinales :

Avec :

$$b = 2.00 \text{ m}$$

$$h = 0.80 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h, d = 0.72 \text{ m}$$

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

ELU

MELU	tm	25,52
μ		0,017
Mlim		0,391
Fbc		
Mpa		14,17
α_u		0,022
Z [cm]		71,369
Au	cm ²	10,28

$$\text{Prenons } A_u = 6 \text{ HA } 16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale d'armature :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} ; A_{\min} = \max \{ 16 ; 17.39 \}$$

$$A_{\min} = 17.39 \text{ cm}^2$$

Comme $A_u < A_{\min}$ Prenons $A_l = A_{\min}$

$$\text{Soit } A = 6\text{HA}20 = 18.85 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

On a :

$$A_r = \frac{A}{3} = 5.80 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2 \text{ soit HA12 tous les } 16,7 \text{ cm}$$

Armatures de peau :

L'armature de peau est de 3 cm² par mètre linéaire, soit : 4HA10, HA10 tous les 25 cm

Vérification de l'effort de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{4,8 \cdot 10^{-2}}{2 * 0,8} = 0,03 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Comme $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$, on n'a pas besoin d'armature transversale.

Dimensionnement de la colonne :

Calcul des sollicitations :

La pile soumise aux efforts suivants :

- Effort dû aux charges permanentes et charges d'exploitation de la superstructure,
- Effort dû au poids propre de la pile ;
- Effort dû au freinage et au raccourcissement du tablier.

La combinaison d'action considérée est :

ELS : G + Q ;

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

On a :

$$N_s = 227,75 + 10,21 + 125,53$$

$$N_s = 363,49 \text{ T}$$

$$N_u = 1.35 \cdot (227,75 + 10,21) + 1.5 \cdot 125,53$$

$$N_u = 509,54 \text{ T}$$

Comme l'effort venant du freinage et du raccourcissement du béton est minime vis-à-vis des charges permanentes et des charges d'exploitations, on va les négliger. Ainsi le fût se comportera comme une pièce en compression centrée.

La longueur de flambement :

La colonne est supposée parfaitement encastree dans la semelle et dans le chevêtre. Elle subit ainsi un effort de compression.

La longueur de flambement est donc donnée par la formule suivante :

$$l_f = \frac{l_0}{2}$$

Où :

l_0 – La longueur de la colonne :

$$l_f = 2.60 \text{ m}$$

Calcul de l'élancement de la colonne:

L'élancement λ d'une colonne vaut :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Où :

i – le rayon de giration de la section calculée dans le plan de flambement :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I – le moment quadratique : $I = 0.049 \text{ m}^4$

B – l'aire de la section : $B = 0.785 \text{ m}^2$

$$i = 0.25 \text{ m}$$

D'où :

$$\lambda = 10,4$$

Evaluation de l'effort normal résistant :

L'effort normal résistant est minoré par un coefficient réducteur α fonction de l'élanement λ .

Ce coefficient est donné par la formule :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.83$$

Ainsi, l'effort résistant ultime vaut :

$$N_{uc} = \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9 * \theta * \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Détermination des armatures :

Armatures longitudinales :

La section d'armatures longitudinale est limitée par :

$$\text{Max} \left(4 * u; \frac{0.2 * B_r}{100} \right) \leq A_l \leq \frac{5}{B_r}$$

Où :

Br – l'aire du béton réduit de 1cm d'épaisseur sur toute la périphérie de la colonne :

$$B_r = \frac{\pi (D - 1)^2}{4}$$

$$B_r = 7697.69 \text{ cm}^2$$

u – Le périmètre de la colonne en [m] :

$$u = \pi D = 3,14 \text{ m}$$

Ainsi :

$$15.40 \text{ cm}^2 \leq A_l \leq 384.88 \text{ cm}^2$$

Prenons :

$$A_l = 10\text{HA}14 = 15.40 \text{ cm}^2$$

Il vérifier que :

$$N_u < N_{uc}$$

$$N_{uc} = 0.83 * \left(0.7698 * \frac{2500}{0.9 * 1 * 1.5} + 0.00154 * \frac{40000}{1.15} \right)$$

$$N_{uc} = 1227 \text{ T}$$

$$N_u = 307.34 \text{ T}$$

On a :

$$N_u < N_{uc}$$

La condition est vérifiée

Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent :

$$\Phi_t \leq \frac{\phi_l}{3}$$

$$\Phi_t \leq 5 \text{ mm}$$

Mais prenons la valeur minimale de $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

Ecartement de l'armature transversale :

L'écartement doit respecter la relation suivante :

$$S_t \leq \min [15\Phi_l; a + 10 \text{ cm}; 40 \text{ cm}]$$

Où:

Φ_l – le diamètre de l'armature longitudinale ;

a – le diamètre de la colonne : a = 1.00 m

On a :

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

Prenons:

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

$A_t = \Phi 6 \text{ espacé de } 20 \text{ cm}$

Dimensionnement de la semelle de liaison :

Descente de charge :

Poids propre :

$$\text{Chevêtre} : 9 * 2 * 0.8 * 2.5 = 36 \text{ T}$$

$$\text{Colonne} : 3.14 * \frac{1^2}{4} * 5.2 * 2.5 * 2 = 20,42 \text{ T}$$

$$\text{Semelle} : 4.4 * 9 * 1 * 2.5 = 99 \text{ T}$$

Charges transmises par le tablier :

ELS :

$$R_{\max} = 227,75 + 125,53$$

$$R_{\max} = 353,28 \text{ T}$$

ELU :

$$R_{\max} = 1.35 \cdot 227,75 + 1.5 \cdot 125,53$$

$$R_{\max} = 495,76 \text{ T}$$

Ainsi les charges à prendre en compte sont :

$$N_s = 353,28 \cdot 2 + 155,42 = 861,98 \text{ T}$$

$$N_u = 495,76 \cdot 2 + 1,35 \cdot 155,42 = 1201,34 \text{ T}$$

Caractéristiques des pieux sous semelle :

Le nombre de pieux sous semelle de la pile :

Le nombre de pieux est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{N_{u \max}}{Q_{adm}} \cdot 1,4$$

$$\text{Avec : } N_{u \max} = 1201,34 \text{ T}$$

Calcul de Q_{adm}

$$Q_{adm} = \frac{Q_{pu}}{3} + \frac{Q_{su}}{2}$$

Avec :

Q_{pu} : Effort mobilisable sous pointe

Q_{su} : Effort mobilisable par frottement latérale

D'après les géotechniques effectuées ultérieurement, les résultats des différents essais pressiométriques entrepris sur le site montrent clairement que le sol résistant se situe vers une profondeur de 21 à 25 m.

Ainsi, pour notre cas, on pourra opter pour une fondation profonde afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Nous choisirons les pieux mis en œuvre sans refoulement, souvent appelés pieux forés. Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec une protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage.

Détermination de l'effort limite mobilisable sous pointe :

Pour cela, on calcule d'abord q_u (contrainte de rupture sous pointe) par la relation suivante

$$q_u = K_p \, pl_e^*$$

Où

K_p : facteur de portance ;

pl_e^* : Pression limite nette équivalente tel que :

$$pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(Z) \, dZ$$

$b = \min(a ; h)$

$a = B/2$ si $b > 1 \text{ m}$;

La pression limite nette équivalente sera déterminée à partir du schéma suivant :

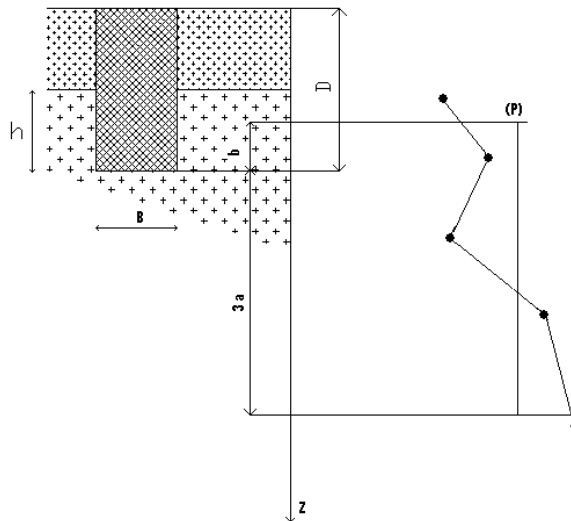


Figure 33 : Schéma de calcul de Ple

Les dimensions des pieux sont les suivants :

Diamètre : 1,00 m ;

Fiche : 22 m.

On a :

$a = 0,5 \text{ m}$ et $b = 0,5 \text{ m}$

D'où :

$D + 3a = 23,5 \text{ m}$

$D - b = 21,5 \text{ m}$

Tableau 82 : Valeur de P_l en MPa dans différente profondeur

Profondeur	P_l [MPa]
21	2,40
22	1,79
23	1,51
24	0,73

$$P_{le} = \frac{1}{(0,5 + 3 \cdot 0,5)} \int_{21,5}^{23,5} P_l(Z) dZ = \frac{1}{2} * (1,79 \cdot 0,5 + 1,51 \cdot 1 + 0,73 \cdot 0,5) = 1,385 \text{ [MPa]}$$

La valeur du facteur de portance K_p est fixée en fonction de tableaux ci-dessous. Elle dépend de la nature du sol, de la pression limite et du mode de mise en œuvre du pieu (Pour notre cas, les éléments sont mis en œuvre sans refoulement).

Tableau 83 : Classification des sols

Nature du sol	Classe des sols	Description	P_l [MPa]
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0.7
	B	Argiles et limons fermes	1.2 – 2.0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2.5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0.5
	B	Moyennement compacts	1.0 – 2.0
	C	Compacts	> 2.5
Craies	A	Molles	< 0.7
	B	Altérées	1.0 – 2.5
	C	Compacte	> 3.0
Marnes, Marno-calcaires	A	Tendres	1.5 – 4
	B	Compacts	> 4.5

Tableau 84 : Valeur du coefficient de portance K_p

Natures des terrains		Sans refoulement	Avec refoulement
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-calcaire		1.8	2.6

D'après les sondages, le sol est constitué de sables fins légèrement argileux moyennement compacts entre la profondeur 18 m et 24.70 m, possédant une pression limite de 1,385 MPa.

Donc, d'après les tableaux précédents, on a : $K_p=1.1$

La contrainte de rupture sous pointe est : $q_u = K_p \cdot Pl_e^* = 1,1 * 1,385$

D'où $q_u = 1,524$ [MPa]

L'effort limite mobilisable sous pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_{pu} = A q_u$$

A : section de la pointe ;

q_u : contrainte de rupture sous pointe.

Avec:

$$A = 0,785 \text{ m}^2$$

$$q_u = 1,524 \text{ MPa}$$

$$Q_{pi} = 119,6 \text{ T}$$

Détermination de l'effort mobilisable par frottement latéral

On a :

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

P : périmètre de l'élément de fondation ; P = 3,14 m

$q_s(z)$: frottement latéral unitaire à la côte z.

Les valeurs du frottement latéral unitaire q_s correspondant à une profondeur z est donnée par les courbes ci-après en fonction de la pression limite nette Pl_e^* . Les courbes appropriées sont choisies en fonction de la nature du sol et la mise en œuvre de l'élément de fondation.

Tableau 85 : Choix des courbes en fonction de la nature du sol et de l'élément de la fondation

	Argiles, limons			Sables, Graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q1	Q1,Q2 ⁽¹⁾	Q2, 3 ⁽¹⁾				Q1	Q3	Q4,Q5 ⁽¹⁾	Q3	Q4, Q5 ⁽¹⁾
Foré boue	Q1	Q1, Q2 ⁽¹⁾		Q1	Q2, Q1 ⁽²⁾	Q3, Q2 ⁽²⁾	Q1	Q3	Q4,Q5 ⁽¹⁾	Q3	Q4, Q5 ⁽¹⁾
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1, Q2 ⁽³⁾		Q1	Q2, 1 ⁽²⁾	Q3, Q2 ⁽²⁾	Q1	Q2	Q3, Q4 ⁽³⁾	Q3	Q4
Foré tubé (tube perdu)	Q1			Q1		Q2	(4)			Q2	Q3
Puits	Q1	Q2	Q3				Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
Métal battu fermé	Q1	Q2		Q2		Q3	(4)			Q3	Q4
Battu préfabriqué béton	Q1	Q2		Q3			(4)			Q3	Q4
Battu moulé	Q1	Q2		Q2		Q3	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
Battu enrobé	Q1	Q2		Q3		Q4	(4)			Q3	Q4
Injecté basse pression	Q1	Q2		Q3			Q2	Q3	Q4	Q5	
Injecté haute pression		Q4	Q5	Q5		Q6		Q5	Q6	Q6	

.

A partir de ces courbes et des résultats des essais pressiométriques, on peut en séduire la valeur de q_s . Par conséquent, la valeur de l'effort limite mobilisable par frottement latéral est obtenue en multipliant q_s par le périmètre de l'élément de la fondation.

Tableau 86 : Calcul de l'effort limite mobilisable par frottement latéral

Profondeur [m]	Type de	Nature du sol	PI [MPa]	Classe de sol	Abaque	q_s [MPa]	Surface latérale	Frottement latéral [T]
----------------	---------	---------------	----------	---------------	--------	-------------	------------------	------------------------

	pieu						[m ²]	
11 – 12	Foré boue	Sable fin	0,64	B	Q2	0,044	3,14	13,82
12 – 13		Sable fin à moyen	0,90	B	Q2	0,065	3,14	20,41
13 – 14			0,85	B	Q2	0,060	3,14	18,84
14 – 15			0,79	B	Q2	0,050	3,14	15,7
15 – 16			0,87	B	Q2	0,063	3,14	19,78
16 – 17			0,69	B	Q2	0,046	3,14	14,44
17 -18		Sable moyen	1,41	B	Q2	0,073	3,14	22,92
18 – 19		Sable fin	1,3	B	Q2	0,070	3,14	22,00
19 – 20			1,29	B	Q2	0,070	3,14	22,00
20 -21			2,40	B	Q2	0,08	3,14	25,12
21 – 22			1,79	B	Q2	0,08	3,14	25,12

D'où : $Q_{su} = 220,14 \text{ T}$

$$\text{Ainsi } Q_{adm} = \frac{119,6}{3} + \frac{220,14}{2} = 149,94 \text{ T.}$$

Nombre de pieux :

$$n = \frac{1201,34}{149,94} = 8,01$$

Si les pieux ont un diamètre de 1,2 m on trouve que :

$$Q_{pu} = 118,96 \text{ T}$$

$$Q_{su} = 264,27$$

$$\text{Soit } Q_{adm} = 171,8 \text{ T}$$

$$n = 6,99$$

Si les pieux ont un diamètre de 1,3 m, on trouve que :

$$Q_{pu} = 176,8 \text{ T}$$

$$Q_{su} = 286,29 \text{ T}$$

$$\text{Soit } Q_{adm} = 202,08 \text{ T}$$

$$n = 5,94$$

Prenons $n = 6$ pieux Φ 1300 ancré à 22 m.

D

ispositions

**constructives et descriptives des pieux de la
semelle**

Pour un fonctionnement correct de la bielle, son angle d'inclinaison est défini par :

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$$

Prenons la moyenne : $\theta = 50^\circ$

Distance entre axe des pieux :

$$b' = \frac{D_p}{2} + \frac{2h}{\tan \theta}$$

Où :

D_p – le diamètre de la colonne :

$$D_p = 1.00 \text{ m} ;$$

h – la hauteur de la semelle : h = 1.00 m

On obtient :

$$b' = 2.18 \text{ m}$$

Bras de levier de armatures tendues d :

Le bras de levier est défini par :

$$0.5 \left(b' - \frac{D_p}{2} \right) \leq d \leq 0.7 \left(b' - \frac{D_p}{2} \right)$$

Soit :

$$0.84 \leq d \leq 1.18$$

Prenons :

$$d = 1.00 \text{ m}$$

Etat limite de compression des bielles :

Au niveau de la base du pilier :

A la base de la semelle, on doit vérifier l'état limite de compression des bielles tel que :

$$\frac{N_u}{S_p \sin^2 \theta} \leq 0.9 f_{c28}$$

Où :

S_p – la section du pilier :

$$S_p = 0.785 \text{ m}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$N_u = 428,68 \text{ T}$$

$$\text{On a : } 9,31 \text{ MPa} \leq 0.9 \cdot 25 = 22.5 \text{ MPa}$$

La condition est bien vérifiée.

Au niveau de la tête du pieu :

A la tête du pieu, on doit vérifier l'état de compression des bielles tel que :

$$\frac{1}{2S_0} \left(1.35G_{\text{semelle}} + \frac{N_u}{\sin^2 \theta} \right) \leq 0.9f_{c28}$$

Où :

S_0 – la section du pieu

$$S_0 = 0.785 \text{ m}^2$$

G_{semelle} – poids propre de la semelle :

$$G_{\text{semelle}} = 60,5. \text{ T}$$

On a :

$$4.09 \text{ MPa} \leq 22.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

Etat limite de cisaillement du béton :

La contrainte tangente doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq 0.1f_{c28}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_s d}$$

b_s – la largeur de la semelle : $b_s = 4.40 \text{ m}$

$$d = 1.00 \text{ m}$$

on a :

$$\tau_u = 0.70 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, le cisaillement du béton n'est une crainte.

Etat limite de résistance :

Les armatures principales :

Les armatures principales inférieures équilibrent la composante horizontale de la bielle. La section des armatures est majorée de 50% afin de respecter l'état limite d'ouverture de fissures. :

D'après les règles BAEL, la section d'armature est donnée par la relation :

$$A = \frac{1,5N_u}{2 \tan \theta * \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

On obtient :

$$A = 77,6 \text{ cm}^2$$

Prenons : $A = 10\text{HA}32 = 80,43 \text{ cm}^2$: HA32 tous les 10 cm

Les armatures complémentaires :

Elles sont destinées, en partie, de reprendre les éventuels moments de torsion résultant des écarts d'implantation.

Armatures supérieures :

$$A' \geq 10\% A = 7.76 \text{ cm}^2$$

Soit : $A' = 10\text{HA}12 = 11,31 \text{ cm}^2$: HA12 tous les 10 cm

Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont constituées de cadres ou étriers inférieurs.

Sur une longueur d, elles ont un pourcentage de :

Pour Armatures verticales :

$$\frac{A_v}{bd} = \frac{1}{4} * \frac{\tau_u}{f_{t28}} * \frac{A}{bd}$$

et

$$A_v \geq 0.20 * \frac{A}{bd}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$d = 1.00 \text{ m}$$

$$\tau_u = 0.70 \text{ MPa}$$

$$A_v \geq 3,64 \text{ cm}^2. \text{ et } A_v = 6,7 \text{ cm}^2$$

Prenons : $A_v = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$: HA12 tous les 13 cm

Pour armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont constituées des cadres répartis entre les armatures inférieures et supérieures. Leur section totale est égale à :

$$A_h = \left[\frac{1}{4} \frac{\tau_u}{f_{t28}} \right] * A - A'$$

Avec une section minimale à respecter égale à :

$$A_h = 10\% A$$

Ainsi :

$$A_h = 8,04 \text{ cm}^2$$

Prenons :

$$A_h = 8\text{HA}12 = 9,04 \text{ cm}^2 : \text{HA}12 \text{ tous les } 11,2 \text{ cm}$$

b) Culée

Le mur garde grève :

Suite au pré dimensionnement effectué préalablement, on a les caractéristiques suivantes :

$$h_g = 2.36 \text{ m ;}$$

$$e_g = 0.30 \text{ m ;}$$

$$l_g = 9.00 \text{ m.}$$

Le mur garde grève est soumis à :

La poussée de terre ;

L'effet de freinage des charges mobiles ;

La poussée des charges locales sur remblai.

Détermination de la poussée de terre :

Schéma de calcul

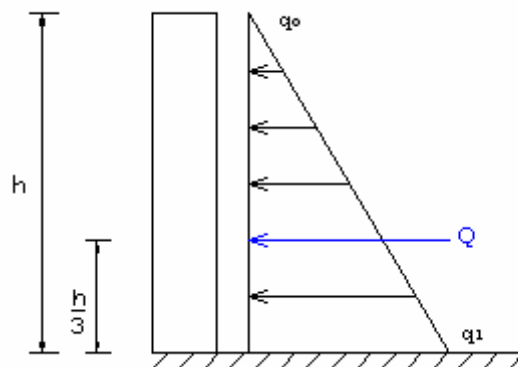


Figure 34: Poussées de terre sur mur garde grève

Adoptant les caractéristiques de sol de remblai suivant :

Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

Poids volumique humide : $\gamma_h = 1.8 \text{ T/m}^3$

Détermination des sollicitations :

Le point d'application de la résultante des poussées de terre se trouve à $1/3$ au dessus de la section d'encastrement

L'intensité de la poussée de terre :

Son intensité est donnée par la formule :

$$Q = \frac{q_1 h_g}{2} \text{ puisque } q_0 = 0$$

Où :

$$q_1 = i \gamma_h h_g$$

i – Le coefficient de poussée :

$$i = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$i = 0.333$$

Moment maximal d'encastrement :

Le moment dû à la poussée de terre est :

$$M_p = Q \frac{h}{3} = i * \gamma_h * \frac{h_g^3}{6}$$

$$M_p = 1,313 \text{ Tm/ml}$$

L'effort tranchant maximal d'encastrement :

$$V_p = Q = 1.669 \text{ T/ml}$$

Evaluation des effets de freinage :

Schéma de calcul :

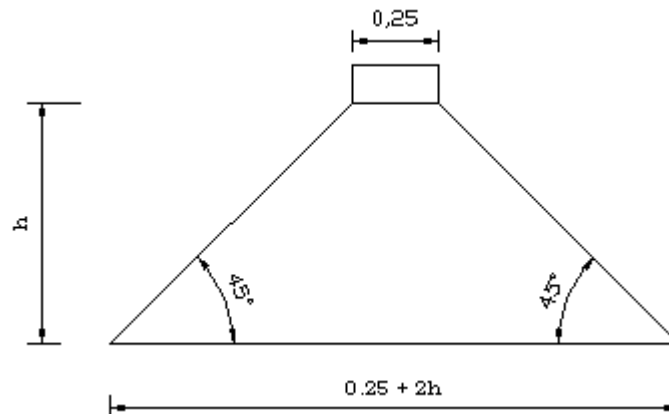


Figure 35 : Diffusion des effets de freinage

Détermination des sollicitations :

On ne considère que l'effet d'une seule roue de camion Bc et on admet une diffusion de charge de 45°, comme l'indique la figure.

Ainsi, l'action de freinage des camions Bc est égale à 6t :

Le moment fléchissant :

Il est donné par la relation suivante :

$$M_f = \frac{ph_g}{0.25 + 2h_g}$$

$$p = 6 \text{ T}$$

$$M_f = 2.85 \text{ Tm/ml}$$

L'effort tranchant :

$$V_f = 6 \text{ T}$$

$$V_f = 0,667 \text{ T/ml}$$

Evaluation de la poussée due à la surcharge sur remblai d'accès

Schéma de calcul :

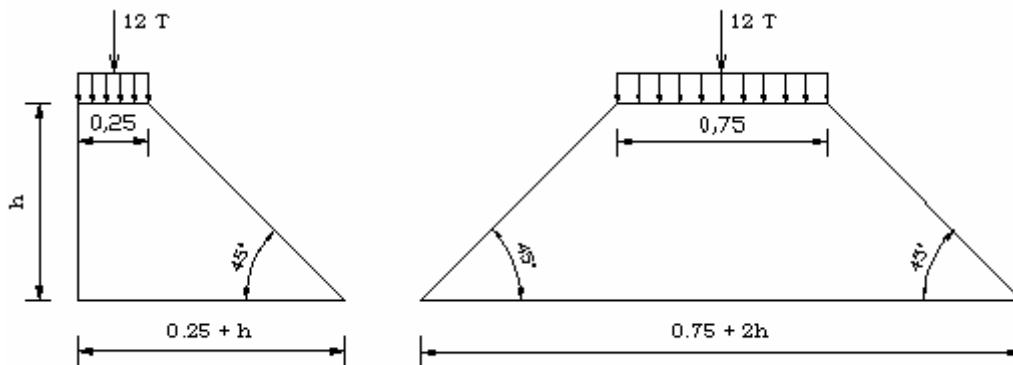


Figure 36 : Diffusion des charges due aux camions Bc

Comme la hauteur de notre mur est comprise entre 0.5m et 3m, la sollicitation la plus défavorable est l'effet de l'essieu arrière de 12 T de camions type Bc30. Cette charge uniforme est répartie sur une surface rectangulaire de 0.25 x 0.75 m².

On admet toujours une répartition de 45°.

Le moment fléchissant

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par la formule :

$$M_c = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Où :

$$K = \delta b_c i k$$

δ – coefficient de majoration dynamique pour charge sur remblai : $\delta = 1$;

b_c – coefficient fonction du nombre de voies chargées (1,1 pour deux voie chargée) ;

k – coefficient de pondération : $k = 1.2$

Ainsi :

$$K = 1 * 1,1 * 0.27 * 1.2$$

$$K = 0.356$$

Et :

$$M_c = 5,17 \text{ Tm/ml}$$

L'effort tranchant :

L'effort tranchant est défini par :

$$V_c = \int_0^h 12K(0.25+x)dx$$

$$V_c = 14,42 \text{ T}$$

$$V_c = 1,602. \text{ T/ml}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Tableau 87: Efforts agissant sur le mur garde grève :

Désignation	Moment [Tm/ml]	Effort tranchant [Tm/ml]
Poussée des terres	1,313	1.669
Force de freinage	2.85	0,667
Charge locale	5,17	1,602

Tableau 88 : Valeurs des sollicitations aux états limites :

	Moment [Tm/ml]	Effort tranchant [Tm/ml]
ELU	13,80	6.20
ELS	9,33	5,211

Calcul des armatures :

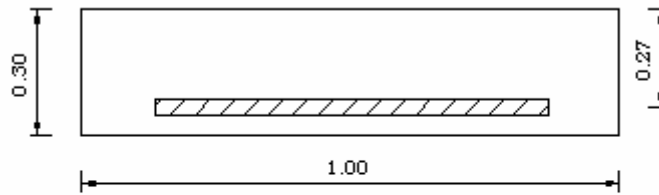


Figure 37 : Section de calcul d'armatures du mur garde grève :

Détermination des armatures à l'ELU :

$$M_u = 13,80 \text{ Tm/ml}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,134$$

$$\mu < \mu_l \text{ Pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.180$$

$$Z = 25.06$$

$$A_{th} = 15,83 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A_{th} = 8HA16 = 16,08 \text{ cm}^2 \text{ soit HA 16 tous les } 12,5 \text{ cm}$$

Section d'armatures minimales

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

Vérification à l'ELS :

$$M_s = 9,33 \text{ Tm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$A = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = 6,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 187,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

La section d'armature est vérifiée à l'ELS

Le mur en aile :

Chaque mur en aile est soumis aux charges suivantes :

Son poids propre ;

La poussée de remblai ;

Les charges concentrées appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprenant :

Une charge verticale de 4T ;

Une charge horizontale de 2T

Les valeurs retenues pour ces charges sont conventionnelles et permettent de représenter :

Les actions appliquées en cours de construction ;

Les poussées sur le mur dues à des charges locales sur le remblai ;

Des charges accidentelles appliquées au mur en service.

Les caractéristiques du mur en aile :

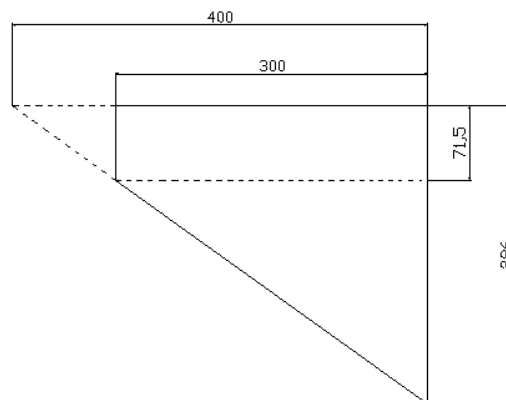


Figure 38 : Les dimensions du mur en aile

L – La longueur théorique du mur L = 4m ;

h = 2.86 m ;

e – épaisseur du mur : e = 0.30 m

Calcul des sollicitations :

Schéma de calcul :

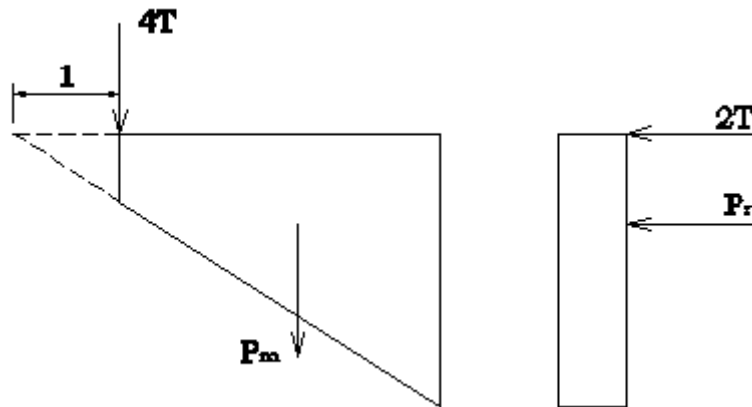


Figure 39 : Les forces appliquées sur le mur

Où :

Pm – le poids du mur ;

Pr – la poussée du remblai.

Sollicitations dues aux charges verticales :

Moments fléchissants :

$$M_v = 2.5 * \frac{Lh}{2} * e * \frac{L}{3} + 4(L - 1)$$

e – Epaisseur du mur e = 0.30 m

$$M_v = 17.72 \text{ Tm}$$

Efforts tranchants :

$$V_v = 2.5 * \frac{Lh}{2} * e * + 4$$

$$V_v = 8,29 \text{ T}$$

Tableau 89 : Sollicitations dues aux charges verticales aux états limites :

Sollicitation	ELS	ELU
V [T]	8,29	11.19
M [Tm]	17.72	23.92

Sollicitations dues aux charges horizontales :

Les forces qui sollicitent le mur horizontalement sont :

La poussée répartie sur toute la surface du mur ;

La charge concentrée 2T appliquée à 1 m de l'extrémité du mur

L'intensité de la poussée répartie sur la surface du mur est prise égale à :

$$\left(\frac{h}{3} + 0,5 \right) \text{T/m}^2$$

Cette force est appliquée au centre de gravité de la surface du mur.

Moments fléchissants :

$$M_H = \left[\frac{h}{3} + 0,5 \right] * \frac{Lh}{2} * \frac{L}{3} + 2(L - 1)$$

$$M_H = 17,08 \text{ Tm}$$

Efforts tranchants :

$$V_H = \left[\frac{h}{3} + 0,5 \right] * \frac{Lh}{2} + 2$$

$$V_H = 10,31 \text{ T}$$

Tableau 90 : Sollicitations dues aux charges horizontales aux états limites :

Sollicitation	ELS	ELU
V [T]	10,31	13,92
M [Tm]	17,08	23,06

Calcul des armatures :

Armatures destinées à assurer la reprise du moment dû aux efforts verticaux

Schéma de calcul :

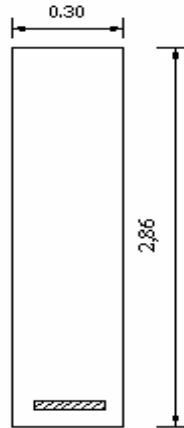


Figure 40 : Section de calcul du mur en retour

Détermination des armatures à l'ELU :

$$M_u = 24,19 \text{ Tm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \cdot h = 257,4 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,009$$

$$\mu < \mu_l = 0,391 \text{ Pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0,011$$

$$Z = 256,29 \text{ cm}$$

$$A_{th} = 2,71 \text{ cm}^2. \text{ Prenons } A = 4 \text{ HA } 10 = 3,16 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures minimales

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = 10,36 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A = 3,16 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

Prenons donc la section d'armature minimale :

$$A = 7 \text{ HA } 14 = 10,78 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte tangente

La contrainte tangente doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}_u$$

Où :

b_0 – l'épaisseur du mur : $b_0 = 30 \text{ cm}$

$d = 257.4 \text{ cm}$

V_u – l'effort tranchant maximal à l'état limite ultime $V_u = 11,19 \text{ T}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.5$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

Les armatures de répartition :

Les armatures de répartition représentent le tiers des armatures transversales. Soit :

$$A_r = \frac{A}{3}$$

$A_r = 3.59 \text{ cm}^2$ soit $A_r = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Armatures destinées à assurer la reprise du moment dû aux efforts horizontaux :

Schéma de calcul :

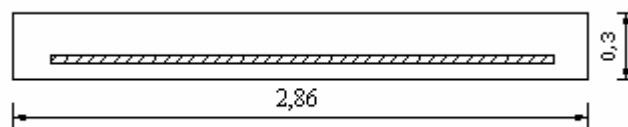


Figure 41 : Section de calcul du mur en retour

Détermination des armatures à l'ELU :

$M_u = 23,06 \text{ Tm}$

$b = 286 \text{ cm}$

$d = 0.9 \cdot h = 27 \text{ cm}$

$A_{th} = 25,58 \text{ cm}^2$

$$A_{S1} = 5HA18 = 12.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = 5HA20 = 15.70 \text{ cm}^2$$

Soit:

$$A_{\text{réel}} = 28.40 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures minimales

$$A_{\text{min}} = 10,36 \text{ cm}^2 < A_{\text{réel}} = 28.40 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures minimales est respectée.

Vérification à l'ELS :

$$M_s = 15.24 \text{ Tm}$$

$$b = 286 \text{ cm}$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$A = 28.40 \text{ cm}^2$$

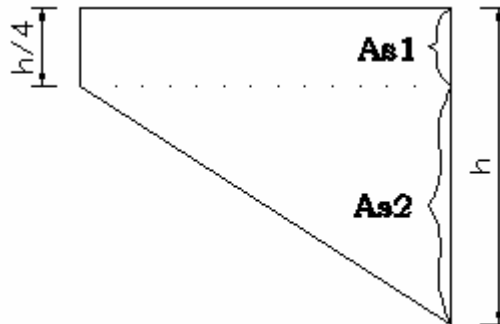


Figure 42 : disposition des armatures du mur

Vérification des contraintes tangentes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 13,92 \text{ T}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \boxed{1.17} = 1.17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

Le mur de front

Le mur de front est soumis à :

La poussée des terres ;

Au poids propre du :

Mur en retour ;

Mur de front ;

Mur garde grève ;

Aux réactions du tablier sous charges permanentes et surcharges ;

Aux réactions dues au freinage et au raccourcissement ;

La poussée de surcharge de remblai : $q = 1 \text{ T/m}^2$

Schéma de calcul

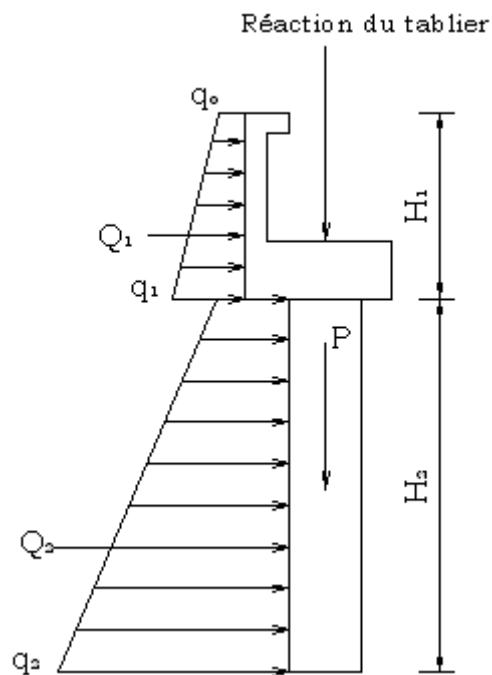


Figure 43 : Les forces appliquées sur le mur de front

Où :

Q_1 – la résultante des poussées dues aux poids des terres et de la poussée de surcharge de remblai

Q_2 – la résultante des poussées dues aux poids des terres agissant sur le mur en retour 2.

P – les poids propres des éléments de la culée.

Calcul des poussées de terre :

$$Q_1 = H_1 \left(\frac{q_0 + q_1}{2} \right)$$

Avec :

H_1 – Hauteur du mur garde grève plus celle du sommier : $H_1 = 3,16$ m

$$q_0 = i q$$

Où :

q – La poussée de surcharge de remblai, $q = 1$ T/m²

i – Le coefficient de poussée : $i = 0.33$

$$q_1 = q_0 + \gamma_h * H_1$$

Où :

γ_h – le poids volumique humide : $\gamma_h = 1.8$ T/m³

On obtient :

$$q_0 = 0.33 \text{ T/m}^2$$

$$q_1 = 6,018 \text{ T/m}^2$$

$$Q_1 = 10,03 \text{ T/ml}$$

$$Q_2 = H_2 \left(\frac{q_1 + q_2}{2} \right) = H_2 \left(\frac{2iq + \gamma_h (2H_1 + H_2)}{2} \right)$$

$$q_2 = q_1 + \gamma_h * H_2$$

Où :

H_2 – La hauteur du mur de front :

$$H_2 = 3.50 \text{ m}$$

On obtient :

$$Q_2 = 16.32 \text{ T/ml}$$

Moments dus aux poussées des terres :

Les moments sont calculés par rapport au point O se trouvant au coin bas droit de la semelle

Q_1 est appliquée à $0.35 H_1 + H_2 + h_s$ (0.35 : valeur obtenue après calcul du centre de poussée)

h_s – la hauteur de la semelle : $h_s = 1.00$ m

$$0.35 H_1 + H_2 + h_s = 5.61 \text{ m}$$

Ainsi :

$$M_{Q1} = 10,03 * 5,61$$

$$M_{Q1} = 56,27 \text{ Tm/ml}$$

Q_2 est appliquée à $0.35 H_2 + h_s$

$$0.35 H_2 + h_s = 2.22 \text{ m}$$

Ainsi :

$$MQ_2 = 2.22 * 16.32$$

$$M_{Q2} = 36.23 \text{ Tm/ml}$$

Calcul des Poids propres

Tableau 91: Les poids propres des éléments de la culée

Désignation	ρ [T/m ³]	Volume [m ³]	Poids [T]
Mur garde grève	2,5	6,372	15,93
Sommier	2,5	14,40	36,00
Mur de front	2,5	31,5	78,75
Mur en aile	2,5	2,304	5,76
Mur en retour 1	2,5	3,43	8,575
Mur en retour 2	2,5	1,575	3,94
Semelle de liaison	2,5	39,6	99
Dalle de transition	2,5	7,56	18,90
Total			266,85

Au mètre linéaire on a :

$$P = 29,65 \text{ T/ml}$$

Moments dus aux poids propres :

Tableau 92 : Moments dus aux poids propres des éléments de la culée

Désignation	Poids [T]	Bras de levier [m]	Moments [Tm]
Mur garde grève	15,93	3,05	48,59
Sommier	36,00	2,20	79,20
Mur de front	78,75	2,20	173,25
Mur en aile	5,76	5,00	28,80
Mur en retour 1	8,575	3,65	31,30
Mur en retour 2	3,94	3,45	13,58
Semelle de liaison	99	2,20	217,80
Dalle de transition	18,90	3,65	68,99
Total			661,50

Au mètre linéaire on a :

$$M_P = 73,50 \text{ Tm/ml}$$

La réaction du tablier :

En se référant au tableau n°39, on a les réactions dues aux superstructures, aux appuis extrêmes :

A l'ELU :

$$V_u = 165,69 * 2 \text{ T}$$

$$V_u = 36,82 \text{ T/ml}$$

A l'ELS :

$$V_s = 123,21 * 2 \text{ T}$$

$$V_s = 27,38 \text{ T/ml}$$

Moments dus à la réaction du tablier

En considérant un bras de levier égal à 2.20 m, on a :

A l'ELU :

$$M_u = 81,00 \text{ Tm/ml}$$

A l'ELS :

$$M_s = 60,24 \text{ Tm/ml}$$

La réaction due au freinage et au raccourcissement du
tablier :

La force de freinage due au système Bc :

$$F = 16,01 \text{ T}$$

$$F = 1,78 \text{ T/ml}$$

Raccourcissement du tablier :

$$R = 5,25 \text{ T}$$

$$R = 0.58\text{T/ml}$$

Moments dus au freinage et au raccourcissement :

En considérant un bras de levier égal à 7.50 m on a :

$$M_F = 13,35. \text{ Tm/ml}$$

$$M_R = 4,35\text{Tm/ml}$$

Combinaison d'actions :

On considérera la combinaison suivante :

A l'ELU :

$$1.35 \text{ G} + 1.5 \text{ Q}$$

A l'ELS :

$$\text{G} + \text{Q}$$

Tableau 93 : Les Sollicitations dues aux forces verticales

Désignation	ELU		ELS	
	Force [T/ml]	Moments [Tm/ml]	Force [T/ml]	Moments [Tm/ml]
Poids propres	29,65	73,50	29,65	73,50
Réaction du tablier	36,82	81,00	27,38	60,24
Total	76,85	180,23	57,03	133,74

Tableau 94 : Sollicitations dues aux forces horizontales

Désignation	ELU		ELS	
	Force [T/ml]	Moments [Tm/ml]	Force [T/ml]	Moments [Tm/ml]
Q1	10,03	56,27	10,03	56,27
Q2	16.32	36.23	16.32	36.23
Freinage	1,78	13,35	1,78	13,35
Raccourcissement	0,48	3,64	0.48	3,64
Total	34.52	112.17	16,38	84.60

Etude de la stabilité de la culée

Pour que la culée soit stable vis-à-vis du renversement, il faut que la condition suivante soit satisfaite :

A l'ELU :

$$\frac{M_V^U}{M_H^U} \geq 1,5$$

Où

M_V^U : la somme des moments dus aux forces verticales à l'ELU

M_H^U : la somme des moments dus aux forces horizontales à l'ELU

On obtient :

$$\frac{M_V^U}{M_H^U} = \frac{180,23}{112,17} = 1,61 > 1,5 ; \text{Vérifiée}$$

A l'ELS :

$$\frac{M_V^S}{M_H^S} = \frac{133,74}{84,60} = 1,58 > 1,5 ; \text{Vérifiée}$$

On peut affirmer que le renversement longitudinal de la culée n'est pas à craindre.

Détermination des armatures :

Les sollicitations de calcul :

Le mur de front est sollicité par une flexion composée. Il est soumis :

Au moment de flexion dû aux forces horizontales ;

A l'effort normal de compression ;

Aux efforts tranchants.

Tableau 95 : Les moments de flexion

Désignation	Sollicitations dues aux forces horizontales		
	Force [T/ml]	Bras de levier [m]	Moment [Tm/ml]
Q ₁	10,03	4.61	46,24
Q ₂	3,64	1.18	4,30
Freinage	1,78	6.50	11,57
Raccourcissement	0,48	6.50	3,12
Total			65,23

Les efforts normaux de compression :

Tableau 96 : Les charges permanentes agissant sur le mur de front

Désignation	Poids [T]
Mur garde grève	15,93
Sommier	36,00
Mur de front	78,75
Mur en aile	5,76
Mur en retour 1	8,58
Mur en retour 2	3,94
Charge permanente de la superstructure	227,75
Total	376,71

On a donc comme efforts normaux de compression :

Les charges permanentes résumées dans le tableau ci-dessus :

$$N_1 = 376,71 \text{ T}$$

Le poids de la dalle de transition :

$$N_2 = 18,9 \text{ T}$$

La surcharge de la superstructure :

$$N_3 = 125,58 \text{ T}$$

Les efforts tranchants :

Ce sont les sollicitations dues :

Aux forces de freinage : 1,78 T/ml

Au raccourcissement du tablier : 0,48 T/ml ;

Aux poussées de terre : 3.64T/ml

Tableau 97 : Les efforts agissant sur le mur de front

Charge	Moment fléchissant [Tm/ml]	Effort tranchant [T/m]	Effort de compression [T/m]
Permanente	50,54	3.64	395,61
D'exploitation	14,69	2,36	125,58
ELU	89,51	8,45	722,44
ELS	68,17	6,47	546,31

Schéma de calcul :

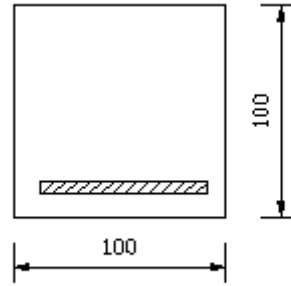


Figure 44: Section de calcul d'armatures du mur de front

Le coefficient de remplissage :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b * h * f_{bc}}$$

Où :

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$h = 1.00 \text{ m}$$

$$N_u = 722,44 \text{ T}$$

Ainsi :

$$\psi_1 = \frac{7,2244}{1 * 1 * 14,17}$$

$$\psi_1 = 0,509$$

On a $\psi_1 \leq 0.81$, on détermine l'excentricité critique relative ζ

L'excentricité critique relative :

Puisque : $\psi_1 \leq \frac{2}{3}$, on a :

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

On obtient :

$$\zeta = 0.144$$

L'excentricité :

Elle est donnée par la relation :

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

$$M_u = 89,51 \text{ T/m}$$

$$N_u = 722,44 \text{ T}$$

On obtient :

$$e = 12,39 \text{ cm}$$

Or :

$$e_{NC} = \zeta h$$

$$e_{NC} = 14,4 \text{ cm}$$

Soit :

$e < e_{NC}$, la section est donc partiellement comprimée et l'état limite ultime peut ne pas être atteint. Ainsi, on calcule les armatures de la section étudiée en considérant celle-ci comme étant soumise à une flexion simple de moment M_u fictif

Le moment de flexion fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

Où :

$$d = 0,9 \text{ m}$$

$$M_{u \text{ fictif}} = 393,01 \text{ Tm}$$

$$A_{S \text{ fictif}} = 129,58 \text{ cm}^2$$

Et la section réelle d'aciers comprimés est donnée par :

$$A_s = A_{S \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}}$$

Avec : $\sigma_{su} = 348 \text{ MPa}$

$$A_s = - 46,25 \text{ cm}^2$$

Puisque cette valeur est négative, on prend comme section A_s la section minimale imposée par la règle du millième et la règle de non fragilité.

La section minimale d'armatures :

$$A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq 10.87 \text{ cm}^2$$

Par ailleurs, le rapport de la section d'armatures A_s à la section du béton doit respecter :

$$2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

$$\frac{A_s}{B} * 100 = 0.10 \%, \text{ la condition n'est pas vérifiée, on retient donc :}$$

$$A_s = 0.2 * \frac{B}{100} = 20 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_1 = 7\text{HA}20 = 21.98 \text{ cm}^2/\text{m}$
--

Soit: HA20 tous les 12.5 cm

Vérification de la contrainte tangente :

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 12,05 \text{ T/ml}$$

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle n'est pas une crainte.

Les armatures de répartition:

Les armatures répartition seront :

$$A_r = \frac{A}{3}$$

$$A_r = 7.33 \text{ cm}^2$$

Prenons :

$$7\text{HA}12 = 7.91 \text{ cm}^2$$

apitreXXIII : Les appareils d'appui :

Ils sont constitués par des éléments spéciaux en élastomère fretté. Ils ont pour rôles de transmettre aux appuis les actions provenant du tablier et de permettre les mouvements de translation et de rotation du tablier par rapport aux appuis.

a) Dimensionnement des appareils d'appui

Caractéristiques géométriques des appareils d'appui :

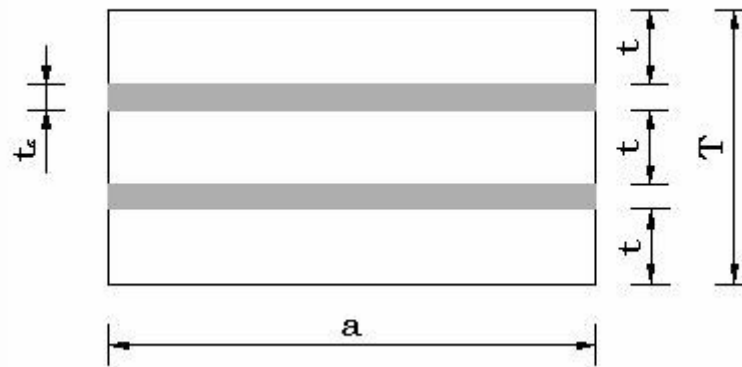


Figure 45 : Caractéristiques géométriques de l'appareil d'appui

Soit les caractéristiques des appareils d'appui :

- a – dimension parallèle à l'axe du pont ;
- b – dimension perpendiculaire à l'axe du pont ;
- n – le nombre de feuillets élémentaires d'élastomère ;
- t – épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire ;
- t_s – épaisseur de la frette intermédiaire ;
- T – hauteur nominale totale de l'appareil d'appui.

Prédimensionnement :

Soit les dimensions :

- a = 300 mm ;
- b = 400 mm ;
- n = 3 ;
- t = 10 mm ;
- t_s = 3 mm ;
- T = 60 mm.

Coefficient de forme

Les appareils d'appui ont pour coefficient de forme :

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)}$$

$$\beta = \frac{300 \cdot 400}{2 \cdot 10 \cdot (300 + 400)}$$

$$\beta = 8.571$$

b) Vérification des appareils d'appui

On doit prendre en compte les vérifications suivantes :

Vérification de la contrainte moyenne de compression

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{nab} < 15 \text{ MPa}$$

Où :

$$N_{\max} = R_{\max} = 277.91 \text{ T}$$

n – nombre d'appareil d'appui

$$\sigma_{\max} = \frac{277,91 \cdot 10^4}{3 \cdot 300 \cdot 400} = 7,72 < 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Vérification de non cheminement:

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{nab} > 2 \text{ MPa}$$

Avec :

$$N_{\min} = R_G = 152,386 \text{ T}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{152,386 \cdot 10^4}{3 \cdot 300 \cdot 400} = 4,233 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa}$$

La condition de non cheminement est donc vérifiée.

Vérification de non glissement

La condition à vérifier est :

$$H < f N_{\max}$$

Où :

H – effort horizontal maximal appliqué à l'appareil d'appui ;

f – coefficient de frottement :

$$f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = 7,72 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } f = 0.178$$

$$H = 15.691 \text{ T (effort horizontal dû au freinage du camion Bc)}$$

$$f * N_{\max} = 0.178 * 277,91 = 49,46 \text{ T}$$

$$H < f N_{\max}$$

La condition de non glissement est aussi vérifiée

Vérification de non flambement :

La condition suivante doit être respectée :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$\frac{300}{10} \leq T \leq \frac{300}{5}$$

$$30 \leq T \leq 60$$

Comme on a T = 60 mm, la condition est vérifiée.

Vérification de l'épaisseur des frettes

On doit avoir :

$$t_s \geq \max \left(\frac{a \sigma_{\max}}{\beta \sigma_e}; 2mm \right)$$

Où :

σ_e – limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif de la frette métallique, $\sigma_e = 245 \text{ MPa}$

β – coefficient de forme, $\beta = 8.571$

$$\sigma_{\max} = 7,72 \text{ MPa}$$

$$t_s \geq (1.10; 2 \text{ mm})$$

Comme $t_s = 3$ mm, la condition est vérifiée

Vérification des contraintes de cisaillement :

Cisaillement dû à l'effort vertical agissant sur l'appui :

$$\tau_N = \frac{1.5N}{nab\beta}$$

Cisaillement dû au retrait, au fluage et à la variation de température

$$\tau_{H1} = \frac{G*U_i}{T} < 0.5 G$$

Où :

U_i – déformation de l'appareil d'appui due à ces trois effets ;

T – épaisseur totale de l'appareil d'appui ;

G – Module d'élasticité transversale différée : $G = 0.8$ MPa

Cisaillement dû à l'effort de freinage

$$\tau_{H2} = \frac{H_f}{ab}$$

Où :

H_f – effort de freinage ;

Ainsi :

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2}$$

Cisaillement dû à la rotation des appareils d'appui

$$\tau_d = \frac{G}{2} \left[\frac{a}{t} \right]^2 \frac{\alpha_T}{n}$$

Où :

n – le nombre de feuillets élémentaires d'élastomère, $n = 3$

t – épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire ; $t = 10$ mm

Les rotations aux appuis (culées et piles) sont, compte tenu des calculs dans l'étude des poutres principales :

Due à l'imperfection de pose des poutres : $2 \cdot 10^{-3}$ rd ;

Due aux charges permanentes : $-0,014$ rd ;

Due aux charges d'exploitation maximales : 1,7 10⁻³ rd

Due aux charges d'exploitation minimales : 0 rd

La contrainte de cisaillement résultante est donc :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_d$$

Pour la vérification des appareils d'appui, on considère successivement les 3 cas suivants, correspondant aux différentes charges à prendre en compte :

Cas 1 :

Charge permanente (CP)+ retrait et fluage + température à court terme (CT)

Cas 2 :

CP + charges d'exploitation maximale (Qmax) + retrait et fluage + Température à long terme (TL)

Cas 3 :

CP + charge d'exploitation minimale (Qmin) + retrait et fluage + Température (LT)

N.B :

Les efforts horizontaux sollicitant un appareil d'appui sont obtenus en divisant par le nombre d'appui ceux encaissés par les appuis (culée, pile)

Tableau 98 : Effort sollicitant un appareil d'appui sur Culée

Effort Verticaux		Effort Horizontaux		
Désignation	Valeur (KN)	Désignation	déplacement (mm)	Effort (KN)
CP maximale	1523,86	Retrait- fluage	4,604	11,050
CP minimale	1523,86	Température CT	3,170	15,218
Q maximale	1506,336	Température LT	4,604	11,050
Q minimale	0	Freinage		80,065

Tableau 99 : Vérification des appareils d'appui sur culée

Désignation	Compression N/nab [MPa]	Contrainte de cisaillement [MPa]					
		$\tau_N =$ (1,5N/nab β)	$\tau_{H1} = G \cdot U_i / T$	$\tau_{H2} = H_f / (ab)$	T_H	τ_d	τ
Cas1[C _{pmax}]	6,459	1,130	-0,104	0	-0,104	1,08	2,096
Cas 1[C _{pmin}]	6,459	1,130	-0,104	0	-0,104	1,08	2,096
Cas 2 Q _{max}	12,718	2,226	-0,123	0,667	0,544	0,552	2,947
Cas 3 Q _{min}	6,442	1,127	-0,123	0,667	0,544	1,08	2,742
Condition à vérifier			0,4				4

Tableau 100 : Effort sollicitant un appareil d'appui sur Pile

Effort Verticaux		Effort Horizontaux		
Désignation	Valeur (KN)	Désignation	déplacement (mm)	Effort (KN)
CP maximale	1523,86	Retrait- fluage	5,596	11,050
CP minimale	1523,86	Température CT	3,630	15,218
Q maximale	1506,336	Température LT	5,596	11,050
Q minimale	0	Freinage		69,935

Tableau 101 : Vérification des appareils d'appui sur Pile

Désignation	Compression N/nab [MPa]	Contrainte de cisaillement [MPa]					
		$\tau_N =$ (1,5N/nab β)	$\tau_{H1} = G \cdot U_i / T$	$\tau_{H2} = H_f / (ab)$	τ_H	τ_d	τ
Cas 1 [C _{pmax}]	6,459	1,130	0,123	0	0,123	1,08	2,323
Cas 1 [C _{pmin}]	6,459	1,130	0,123	0	0,123	1,08	2,323
Cas 2 Q _{max}	12,718	2,226	0,149	0,583	0,732	0,552	2,940
Cas 3 Q _{min}	6,442	1,127	0,149	0,583	0,732	1,08	2,736
Condition à vérifier			0,4				4

Dans ces tableaux on a :

$$G = 0.8 \text{ MPa}$$

$$0.5 G = 0.4 \text{ MPa ;}$$

$$5 G = 4 \text{ MPa.}$$

Conclusion :

Puisque toutes les conditions à vérifier pour les appareils d'appui sont satisfaites, les dimensions prises de ces appareils peuvent être retenues. On a donc un appareil d'appui de dimensions : 300 x 400 x 60 mm³

Partie V :

Etudes financières et d'impacts environnementaux

Dans cette partie, nous allons traiter :

Chapitre I : Calcul du coefficient de déboursé

Chapitre II : Phasage des travaux

Chapitre III : Devis quantitatif des matériaux

Chapitre IV : Sous détail des prix

Chapitre V : Bordereau Détail Estimatif

Chapitre VI : Etude des principaux impacts environnementaux

Chapitre I : CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DE DEBOURSES K

K est obtenu par la relation : $K = \frac{(1 + A_1)(1 + A_2)}{1 - A_3(1 + T)}$

Les valeurs de A_i sont représentées dans le tableau suivant (pour une entreprise X)

Tableau 102 : Valeur de A_i pour le calcul de K

Origine de frais	Décomposition à l'intérieur de chaque catégorie de frais	Indice de composition de chaque catégorie	$A_i = \sum ai$
Frais généraux proportionnels au déboursé	Frais d'agence et patente Frais de chantier Frais d'étude et laboratoire Assurance	$a_1 = 3$ $a_2 = 5$ $a_3 = 1$ $a_4 = 1$	10
Bénéfice brute et frais financier proportionnel au prix de revient	Bénéfice nette et impôt Aléas techniques Aléas de révision de prix Frais généraux	$a_5 = 15$ $a_6 = 1$ $a_7 = 1$ $a_8 = 1$	18
Frais proportionnel au prix de règlement avec TVA	Frais de siège	$a_9 = 0$	0

On a $K = (1 + A_1)(1 + A_2)$

$K = 1,3$

On définit par :

Frais de chantier, tous les éléments tels que :

Salaires, charges, frais de déplacements ;

Logement de chantier, mobilier, installation divers non comprise dans l'installation de chantier.

Frais de laboratoire, tous les éléments tels que :

Frais de laboratoire au titre des essais de convenance, d'agrément et de contrôle ;

Frais d'étude ;

Frais de conception et de plan.

Aléas et révision des prix :

Tous les éléments rémunérant les aléas à la révision des prix.

Aléas techniques :

Aléas et imprévus techniques (évacuation d'accident)

Chapitre I : **PHASAGE DES TRAVAUX**

Les différentes phases d'exécution des travaux sont les suivantes :

c) Phase 1 : Travaux préparatoires comprenant :

L'installation de chantier (installation des matériels et personnels) ;

Réalisations des travaux préparatoires.

d) Phase 2 : Réalisation des appuis :

Construction des culées :

Forage des pieux ;

Confection des semelles ;

Confection des différents murs ;

Confection des sommiers d'appui à la cote voulue ;

Mise en place des appareils d'appui (avec le bossage en béton).

Construction de la pile :

Forage des pieux ;

Confection de la semelle de liaison ;

Confection des fûts ;

Confection du chevêtre ;

Mise en place des appareils d'appui.

e) Phase 3: Réalisation du tablier :

Poutres :

Coffrage des poutres préfabriquées ;

Coffrage de plaques d'about préfabriquées ;

Réalisation du ferrailage ;

Bétonnage de la poutre ;

Mise en tension de la première famille des câbles de précontrainte au 7ème jour ;

Transfert des bancs de préfabrication vers l'aire de stockage ;

Cachetage des ancrs ;
Préparation de la poutre avant le lancement :
 Préparation des surfaces de reprise éventuelle de bétonnage, déploiement des armatures en attente.... ;
Lancement des poutres ;

Entretoise :
Coffrage et ferrailage des entretoises ;
Bétonnage sur place ;

Hourdis :
Coffrage et Ferrailage du hourdis ;
Mise en place de la deuxième famille des câbles à 28 jours d'âge du béton;
Bétonnage définitif ;

f) Phase 4: Finition de la culée

Construction du mur garde grève ;
Exécution du remblai derrière le mur garde grève ;
Bétonnage du béton maigre de la dalle de transition ;
Mise en place de la dalle de transition.

g) Phase 5 : Mise en place des équipements :

Revêtement du tablier ;
Réalisation de l'enduit d'imprégnation ;
Déroulement de la feuille d'étanchéité ;
Exécution de la couche de revêtement.

Chapitre II : DEVIS QUANTITATIF DES MATERIAUX**Tableau 103 : Devis quantitatif des matériaux**

Désignation	Unité	Quantité
Entretoise		
Béton Q 400	M ³	25,92
Acier HA	kg	973,35
Coffrage	M ²	111,24

Poutre principale		
Béton Q 400	M ³	273,87
Acier HA	Kg	19236,63
Arm Précontrainte	Kg	47927,25
Coffrage métallique	M ²	560,07

Colonnes des piles		
Béton Q 400	M ³	15,71
Acier HA	Kg	486,947
Coffrage	M ²	62,8

Chevêtre		
Béton Q 400	M ³	28,8
Acier HA	Kg	950,4
Coffrage	M ²	71,2

Semelle de liaison		
Béton Q 400	M ³	79,2
Acier HA	Kg	5579,64
Coffrage	M ²	78,46

Pieux sous pile		
Béton Q 400	M ³	350,41
Acier HA	kg	14016,53
Forage	M ³	350,41

Sommier d'appui		
Béton Q 400	M ³	28,8
Acier HA	kg	720
Coffrage	M ²	71,2

Dalle de transition		
Béton Q 250		2,52
Béton Q 400	M ³	12,6
Acier HA	kg	129,15
Coffrage	M ²	14,4

Mur garde grève		
Béton Q 400	M ³	3,34
Acier HA	Kg	123,645
Coffrage	M ²	91,2

Mur en aile		
Béton Q 400	M ³	5,76
Acier HA	kg	184,32
Coffrage	M ²	51,84

Mur de front		
Béton Q 400	M ³	63
Acier HA	kg	4156,11
Coffrage	M ²	106,08

Semelle de liaison		
Béton Q 400	M ³	79,2
Acier HA	Kg	5579,64
Coffrage	M ²	78,46

Pieux sous culée		
Béton Q 400	M ³	350,4
Acier HA	Kg	14016,53
Forage	M ³	350,41

Dalle en béton armé		
Béton Q 400		61,5
Acier HA		5535
Coffrage		58,32

Revêtement		
Enduit d'imprégnation	T	0,8568
EDC 4cm	T	68,544
Feuille d'étanchéité	M ²	714

Chapitre III : **SOUS DETAILS DES PRIX**

Dans ce paragraphe, le Prix Unitaire est obtenu par la formule :

$$PU = K * \frac{D}{R} \quad \text{Où : } K - \text{coefficient des déboursés ; } D - \text{total des déboursés ; } R - \text{le rendement journalier}$$

Tableau 104 : Sous détails de prix des coffrages

Prix N°:				
Désignation		Coffrage pour BA		
Rendement		75	m²/j	

DESIGNATION	COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
	U	QTE	PU [Ar]	Matériaux	Matériels	M.O	
Matériaux							
Panneaux	U	32	245000	7840000			
Tige de coffrage	U	72	23710	1707120			
cale béton	U	96	1100	105600			
Etais	U	72	7510	540720			
Couronnes 3 oreilles 15/17	U	144	9200	1324800			
							11518240
Matériels							
Lot de petits outillages	Fft	1	400000		400000		
							400000
Main d'œuvre							
Chef de chantier	HJ	1	90000			90000	
Chef d'équipe	HJ	2	7000			14000	
Coffreur	HJ	3	6000			18000	
Manœuvre	HJ	5	5000			25000	
							147000
TOTAL DEBOURSES							12065240
COEF DEBOURSES							1,3
PRIX UNITAIRE							209131

Tableau 105 : Sous détails de prix des ferrallages

Prix N°:				
Désignation		Aciers ordinaires HA		
Rendement		35518	kg/j	

DESIGNATION	COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
	U	QTE	PU	Matériaux	Matériels	M.O	
Matériaux							
Aciers	kg	39000	7000	273000000			
Fil de fer recuit	kg	2150	1450	3117500			
Ecarteur	U	950	1400	1330000			
							277447500
Matériels							
Lot de petits outillages	Fft	1	400000		400000		
							400000
Main d'oeuvre							
<i>Façonnage</i>							
Chef de chantier	HJ	39	90000			3510000	
Chef d'équipe	HJ	8	7000			56000	
Férrailleurs	HJ	390	6000			2340000	
Manœuvre	HJ	144	5000			720000	
<i>Montage</i>							
Chef d'équipe	HJ	54	7000			378000	
Férrailleurs	HJ	486	6000			2916000	
Manœuvre	HJ	54	5000			270000	
Conducteur	HJ	7	7000			49000	
							10239000
							TOTAL DEBOURSES
							288086500
							COEF DEBOURSES
							1,3
							PRIX UNITAIRE
							10 544

Tableau 106 : Sous détails de pris du forage des pieux

Prix N°:				
Désignation		Forage des pieux		
Rendement		132	m3/j	

DESIGNATION	COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
	U	QTE	PU	Matériaux	Matériels	M.O	
Matériaux							
Bentonite	T	16,4	363410	5959924			
Gaz oil	L	72	1990	143280			
lubrifiant	L	21	3400	71400			
Baguette ordinaire	Etui	4	12912	51648			
Baguette NF58	Etui	7	25875	181125			
Baguette inox	Etui	4	30920	123680			
Baguette de rechargement	Etui	3	40200	120600			
Baguette de découpe	Etui	3	23562	70686			
							6722343
Matériels							
Trax 950 E	H	8	800000		6400000		
Pompe PDM	J	2	29900		59800		
Groupe électrogène	J	1	394000		394000		
Poste soudure autonome	J	2	23600		47200		
Pompe trido	Mois	1	39800		39800		
							6940800
Main d'oeuvre							
Chef de chantier	Hj	1	90000			90000	
chef d'équipe foreur	Hj	2	7000			14000	
Magasinier	Hj	2	4702			9404	
Foreur	Hj	4	4882			19528	

Boueurs	Hj	6	4882			29292	
Conducteur	Hj	2	7000			14000	
Soudeur	Hj	2	7000			14000	
Mécano	Hj	2	4702			9404	
Manœuvre	Hj	12	5000			60000	
							259628
						TOTAL DEBOURSES	13922771
						COEF DEBOURSES	1,3
						PRIX UNITAIRE	137 118

Tableau 107 : Sous détails de prix de Béton Q 400

Prix N°:				
Désignation		Béton Q 400		
Rendement		25,5	m3/j	

DESIGNATION	COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
	U	QTE	PU	Matériaux	Matériels	M.O	
Matériaux							
Ciment	T	10,2	500000	5100000			
Gravillons	m3	24,4	12000	292800			
Sable	m3	10,2	9500	96900			
Eau	L	4080	100	408000			
Lubrifiant	L	5,8	3400	19720			
Adjuvant	L	56	7920	443520			
							6360940
Matériels							
Pervibrateur	H	6	22000		132000		

Centrale à béton	J	1	275200		275200		
Malaxeur	L	106	1980		209880		
Groupe électrogène	J	1	208600		208600		
							825680
Main d'oeuvre							
Chauffeur	HJ	3	6000			18000	
Opérateur	HJ	3	7000			21000	
Chef laboratoire	HJ	1	14500			14500	
Opérateur Laboratoire	HJ	1	5500			5500	
Manœuvre	HJ	11	5000			55000	
Groupiste	HJ	1	5400			5400	
							119400
						TOTAL DEBOURSES	7306020
						COEF DEBOURSES	1,3
						PRIX UNITAIRE	372 464

Tableau 108 : Sous détails de prix de Béton Q 250

Prix N°:				
Désignation		Béton Q 250		
Rendement		25,5	m3/j	

DESIGNATION	COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
	U	QTE	PU	Matériaux	Matériels	M.O	
Matériaux							
Ciment	T	6,4	500000	3200000			
Gravillons	m3	24,4	12000	292800			
Sable	m3	10,2	9500	96900			
Eau	L	3825	100	382500			

Lubrifiant	L	5,8	3400	19720			
Adjuvant	L	56	7920	443520			
							4435440
Matériels							
Pervibrateur	H	6	22000		132000		
Centrale à béton	J	1	275200		275200		
Malaxeur	L	106	1980		209880		
Groupe électrogène	J	1	208600		208600		
							825680
Main d'oeuvre							
Chauffeur	HJ	3	6000			18000	
Opérateur	HJ	3	7000			21000	
Chef laboratoire	HJ	1	14500			14500	
Opérateur Laboratoire	HJ	1	5500			5500	
Manœuvre	HJ	11	5000			55000	
Groupiste	HJ	1	5400			5400	
							119400
					TOTAL DEBOURSES		5380520
					COEF DEBOURSES		1,3
					PRIX UNITAIRE		274 301

Chapitre IV : BORDERAU DETAIL ESTIMATIF

Tableau 109 : Bordereau détails estimatif

	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU (Ar)	MONTANT (Ar)
0	INSTALLATION DE CHANTIER				
0.1	Installation et repli de chantier	Fft	1	100000000	100000000
0.2	Dégagement des emprises	Fft	1	7000000	7000000
0.3	Sondage et études géotechniques	Fft	1	90000000	90000000
0.4	Terrassement	Fft	1	35167320	35167320
				Total	232167320
1	ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE				
1.1	Chaussée				
1.1.1	Couche de revêtement	T	68,544	87000	5963328
1.1.2	Enduit d'imprégnation	T	0,8568	720000	616896
1.1.3	Feuille d'étanchéité	m2	714	25540	18235560
1.2	Equipement				
1.2.1	Garde corps	ml	204	1100000	224400000
1.2.2	Appareil d'appui	U	12	210000	2520000
1.2.3	Gargouille	ml	36	7500	270000
1.3	Dalle de remplissage du tablier				
1.3.1	Béton Q400	m3	23,1	372463,76	8603912,96
1.3.2	Acier HA	kg	2079	10544,30	21921599,85
1.3.3	Coffrage	m2	140,18	43053,92	6035298,51
1.4	Entretoise				
1.4.1	Béton Q400	m3	25,92	372463,76	9654260,78
1.4.2	Acier HA	kg	973,34784	10544,30	10263271,70
1.4.3	Coffrage	m2	111,24	43053,92	4789318,06
1.5	Poutres préfabriquées				
1.5.1	Béton Q400	m3	273,87	372463,76	102006651,24
1.5.2	Acier HA	kg	19236,6288	10544,30	202836786,46
1.5.3	Armatures de précontrainte	kg	8347,56	30040	250760702,40
1.5.4	Coffrage	m2	560,07	43053,92	24113208,97
				TOTAL	892990795

2	ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE				
2.1	Pile				
2.1.1	Béton Q400	m3	16,34	372463,76	6084673,02
2.1.2	Acier HA	kg	506,4247358	10544,30	5339894,38
2.1.3	Coffrage	m2	62,8	43053,92	2703786,176
2.2	Chevêtre				
2.2.1	Béton Q400	m3	28,8	372463,76	10726956,42
2.2.2	Acier HA	kg	950,4	10544,30	10021302,79
2.2.3	Coffrage	m2	71,2	43053,92	3065439,104
2.3	Semelle de liaison				
2.3.1	Béton Q400	m3	79,2	372463,76	29499130,16
2.3.2	Acier HA	kg	5579,64	10544,30	58833398,46
2.3.3	Coffrage	m2	78,46	43053,92	3378010,563
2.4	Pieux sous piles				
2.4.1	Forage	m3	350,41	137118,20	48048033,09
2.4.2	Béton Q400	m3	350,41	372463,76	130516236,3
2.4.3	Acier HA	kg	14016,52978	10544,30	147794496
2.5	Dalle de transition				
2.5.1	Béton Q250	m3	2,52	274301,02	691238,5694
2.5.2	Béton Q400	m3	12,6	372463,76	4693043,435
2.5.3	Acier HA	kg	129,15	10544,30	1361796,354
2.5.4	Coffrage	m2	14,4	43053,92	619976,448
2.6	Mur garde grève				
2.6.1	Béton Q400	m3	3,34	372463,76	1244684,51
2.6.2	Acier HA	kg	123,64512	10544,30	1303751,248
2.6.3	Coffrage	m2	91,2	43053,92	3926517,504
2.7	Mur de front				
2.7.1	Béton Q400	m3	63	372463,76	23465217,18
2.7.2	Acier HA	kg	4156,11	10544,30	43823270,98
2.7.3	Coffrage	m2	106,08	43053,92	4567159,834
2.8	Semelle de liaison				
2.8.1	Béton Q400	m3	79,2	372463,76	29499130,16
2.8.2	Acier HA	kg	5579,64	10544,30	58833398,46
2.8.3	Coffrage	m2	78,46	43053,92	3378010,563
2.9	Pieux sous culées				
2.9.1	Forage	m3	350,41	137118,20	48048033,09
2.9.2	Béton Q400	m3	350,4132446	372463,76	130516236,3
2.9.3	Acier HA	kg	14016,53	10544,30	147794496

2.10	Mur en retour				
2.10.1	Béton Q400	m3	5,76	372463,76	2145391,285
2.10.2	Acier HA	kg	184,32	10544,30	1943525,389
2.10.3	Coffrage	m2	51,84	43053,92	2231915,213
				Total	966098149
				PRIX TOTAL	2091256264

**PRIX AVEC
TVA**

**2467682391
12338411957**

RECAPITULATION

Tableau 110 : Récapitulation du bordereau détail estimatif

DESIGNATION	MONTANT [Ar]
Installation de chantier	232 167 320
Superstructure	892 990 795
Infrastructure	966 098 149
TOTAL HTVA	2 091 256 264
TVA 18%	442 460 493
TOTAL TTC	2 509 507 517

Arrêté ce présent devis estimatif à la somme de : DEUX MILLIARDS CINQ CENT NEUF MILLIONS CINQ CENT SEPT MILLES CINQ CENTS DIX SEPT ARIARY (Ar **2 509 507 517**).

Chapitre V : ETUDE DES PRINCIPAUX IMPACTS
ENVIRONNEMENTAUX

L'objectif de la présente étude d'impact sur l'environnement est d'analyser les impacts du projet sur l'environnement puis de proposer des mesures constructives ou autres, destinées à supprimer, à atténuer ou à compenser ces impacts.

On notera que le terme environnement s'entend ici dans son sens le plus large, c'est-à-dire qu'il comprend aussi bien le milieu physique (sols,...), que le milieu naturel et enfin et surtout le milieu humain (cadre de vie de villes)

h) LES PRINCIPAUX IMPACTS

Le bruit et poussières :

Les travaux auront pour conséquences une production importante de poussière liée au déplacement des matériaux et d'engins. Cette dégradation temporaire de cadre de vie sera accompagnée d'une augmentation de l'ambiance sonore à proximité du chantier.

Les poussières pourront gêner temporairement la vie des riverains de la route du quartier

Gêne à la circulation :

Les travaux sont nécessairement réalisés sous circulation entraînant l'encombrement de la voie publique. Etant donné que le quartier est fortement peuplé et muni d'écoles et de marchés.

Installation de chantier :

L'effet d'emprise des installations de chantier (unité de concassage, stockage des matériels) peut être important. Cette emprise peut se traduire par l'altération de terrains agricoles ou de milieu naturel. Des conflits sociaux peuvent ainsi en survenir.

Le paysage :

A proximité de l'infrastructure, l'impact visuel sera évidemment beaucoup plus fort en raison de remaniement des matériaux et de la mise en place de nouvelles structures, qui trancheront plus ou moins avec l'environnement adjacent. Au bout de quelques saisons, en raison de la rapidité des phénomènes d'altération, les secteurs retrouveront rapidement une intégration paysagère satisfaisante.

Condition de déplacement :

La première conséquence du projet est l'amélioration des conditions de déplacement, en termes de temps de parcours et de sécurité par rapport à la situation où rien n'aurait été fait.

Les coûts d'exploitation des véhicules diminuent du fait de la construction du pont. Cette baisse du coût de transport, si elle est avant tout un calcul économique théorique, est susceptible à termes de se traduire par une diminution de prix pour les usagers des transports en commun ou pour les transports commerciaux.

Acquisition foncière :

Le projet ne nécessitera l'acquisition d'aucune construction ou habitation. Les installations de chantier pourront éventuellement nécessiter une occupation temporaire des terrains.

Cadres de vie et sécurité

Les problèmes de conflits d'usage ne seront pas aggravés avec la construction du pont. Le projet peut au contraire être l'occasion d'améliorer la situation actuelle par la mise en place d'un certain nombre de mesures d'accompagnement.

i) LES MESURES D'ACCOMPAGNEMENT

Cette partie de l'étude d'impact propose des mesures destinées à atténuer ou compenser les impacts du projet :

Installation de chantier :

L'implantation de l'installation de chantier (centre d'enrobage, parking d'engins, stockage des matériaux) sera proscrite dans les zones boisées. Leur positionnement sera fixé en concertation avec l'administration, si celui-ci doit se faire au détriment des terres agricoles, les pertes de récoltes éventuelles seront indemnisées.

Dommmages aux cultures :

Tous les dommages éventuels faits aux cultures et aux sols agricoles feront l'objet d'une indemnisation tenant compte des pertes de récoltes constatées ou à venir. Afin de limiter l'impact de la poussière sur les cultures en saison sèche, la plate forme provisoire sera régulièrement arrosée à chaque fois que les risques d'envol des poussières sont importants.

Cadre de vie des riverains :

Les niveaux indicatifs à ne pas dépasser pour les engins de travaux publics sont :

Camions et engins : 80 à 90 dB (A) à 7m

Compresseurs et groupes électrogènes : 85 dB (A) à 7m.

Les documents techniques des engins devront être conformes à ces indications. Le capot des engins ne devra en aucun cas être enlevé.

Afin de limiter l'émission de poussière, les plates formes non revêtues seront régulièrement arrosées.

Eviter de travailler aux décharges pendant les entrées et sorties scolaires. Placer en permanence des agents de surveillance pour écarter les attroupements

Limitier les vitesses des camions (engins) dans les zones près des installations.

Poser des panneaux de signalisation dans les raccordements avec les routes principales afin d'assurer la sécurité des usagers et de faciliter l'insertion des engins.

Santé des ouvriers :

Les ouvriers seront équipés de combinaisons, casques, chaussures de sécurité et masques à poussière ;

Le soudeur sera équipé d'un tablier et d'un masque de protection ;

Les opérateurs de concasseurs porteront en plus, des gants et lunette de protection.

Prestation de propreté :

On proscrira notamment tout dépôt de matériaux issus d'éventuelle démolition, ainsi que l'abandon des matériels et d'épaves au bord de la route.

On aménagera des toilettes en nombre suffisant pour éviter la pollution du quartier par les travailleurs. Les ordures seront collectées, stockées et incinérées avec les éventuels déchets de chantier dans des conditions environnementalement satisfaisantes.

Contrôle et concertation :

La mission de contrôle des travaux devra intégrer l'intervention d'un expert du département environnement du ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement. Celui-ci veillera à la bonne mise en œuvre des mesures préconisées. Il sera partie prenante dans les efforts de concertation avec l'administration.

CONCLUSION

Ainsi se termine la conception de notre ouvrage constitué d'un pont, à poutres sous chaussée précontraintes par post tension ; à trois travées indépendantes, sis dans le quartier d'Anosizato. Variante proposée pour le dégorgement de ce quartier.

Chaque travée est constituée de trois poutres principales solidarisiées par trois entretoises intermédiaires (deux aux abouts et un au milieu). Un hourdis général coulé sur une pré-dalle constitue la surface de roulement.

Cette variante est retenue grâce à sa portée déterminante, à son adaptation au site d'implantation et aux avantages liés à la préfabrication des poutres, à leur courte durée de fabrication et à leur facilité de mise en œuvre.

Toutefois, son étude peut prendre un peu plus de temps à cause de nombreux détails de calculs incontournables.

Nous pouvons conclure que les recherches que nous avons entreprises lors de l'élaboration du présent Mémoire nous ont permises de mieux cerner les étapes de dimensionnement à suivre pour la conception de pont, et de maîtriser la technologie et la conception des ouvrages en Béton Précontraint. Nous pouvons ici préciser que nos recherches étaient minutieusement guidées par les fructueux cours acquis cinq années durant à l'ESPA.

Ce mémoire pourrait donc être une expérience subtile pour notre future expérience.

Nous souhaitons que cet ouvrage contribuera au développement de notre chère patrie.

BIBLIOGRAPHIES

[1] - Tous les cours donnés à 1ESPA

[2] - J. PERCHAT, J. ROUX,
Pratique du BAEL 91. Cours avec exercices corrigés, Editions Eyrolles, 1995.

[3] - CPC Français - Fascicule 61 titre II, conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art.

[4] - Règles BAEL 91 révisées 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites. Février 2000.

[5] - Guy Grattesat,
Conception des ponts,
Edition Eyrolles, 1978,

[6] - M. THENOZ,
Calcul des hourdis des ponts,
Services d'études techniques des routes et autoroutes, 1972

[7] - J. M. DESTRAC, D. LEFAIVRE, Y MALDEN. S. VILLA,
Memotech Génie Civil, Edition CASTEILLA, 2000

[8] - Jean Armand Calgaro,
Projet et construction des ponts « Généralités - Fondations - Appuis - Ouvrages courants »,
Presse de 1ENPC, 2000.

[9] - Jean Courbon,
Résistance des matériaux tome I et II,
Edition DUNOD

[10] - André Picard,
Béton Précontraint tome I et II,

1983

[11] - SETRA, centre des techniques d'ouvrages d'art,
Guide de conception des VIPP,
1996.

[12] - SETRA, centre des techniques d'ouvrages d'art, Guide du
projeteur d'ouvrages d'art ; Ponts courants 1999.

[13] - M. Ch. MASSONET,
Compléments à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples,
Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, 1962

[14] - R. CHAUSSIN,
Calcul du béton précontraint,
Centre des hautes études de la construction.

[15] - Georges DREUX,
Cours pratiques de béton précontraint,
Eyrolles 1984.

ANNEXE 1 :

Classes de pont

CLASSE DE PONT

Les ponts routes sont rangés en trois classes, en fonction de leur largeur roulable et de leur destination.

Sont rangés en première classe :

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m ;

Tous les ponts supportant de bretelles d'accès de telle chaussée ;

Les ponts, de largeur roulable inférieure à 7 m, qui sont désignés par le CPS.

Sont rangés en deuxième classe les ponts, autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5,50 m et 7,00 m. Valeurs limites exclues.

Sont rangés en troisième classe les ponts, autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure à 5,50 m.

ANNEXE 2 :

Classes de précontrainte

CLASSES DE PRECONTRAINTES

Classe I :

En situation d'exploitation, aucune contrainte n'est admise sur l'ensemble de la section.

En situation d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à : $0.7 \cdot f_{tj}$

Classe II :

En classe II, le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs suivantes :

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, f_{tj} dans la section d'enrobage, $1.5 f_{tj}$ ailleurs ;

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage ;

En situation d'exécution : $0.7 \cdot f_{tj}$ dans la section d'enrobage, $1.5 \cdot f_{tj}$ ailleurs.

Classe III :

En classe III, les contraintes normales sont calculées uniquement sur la section non fissurée. Il y a lieu de vérifier que :

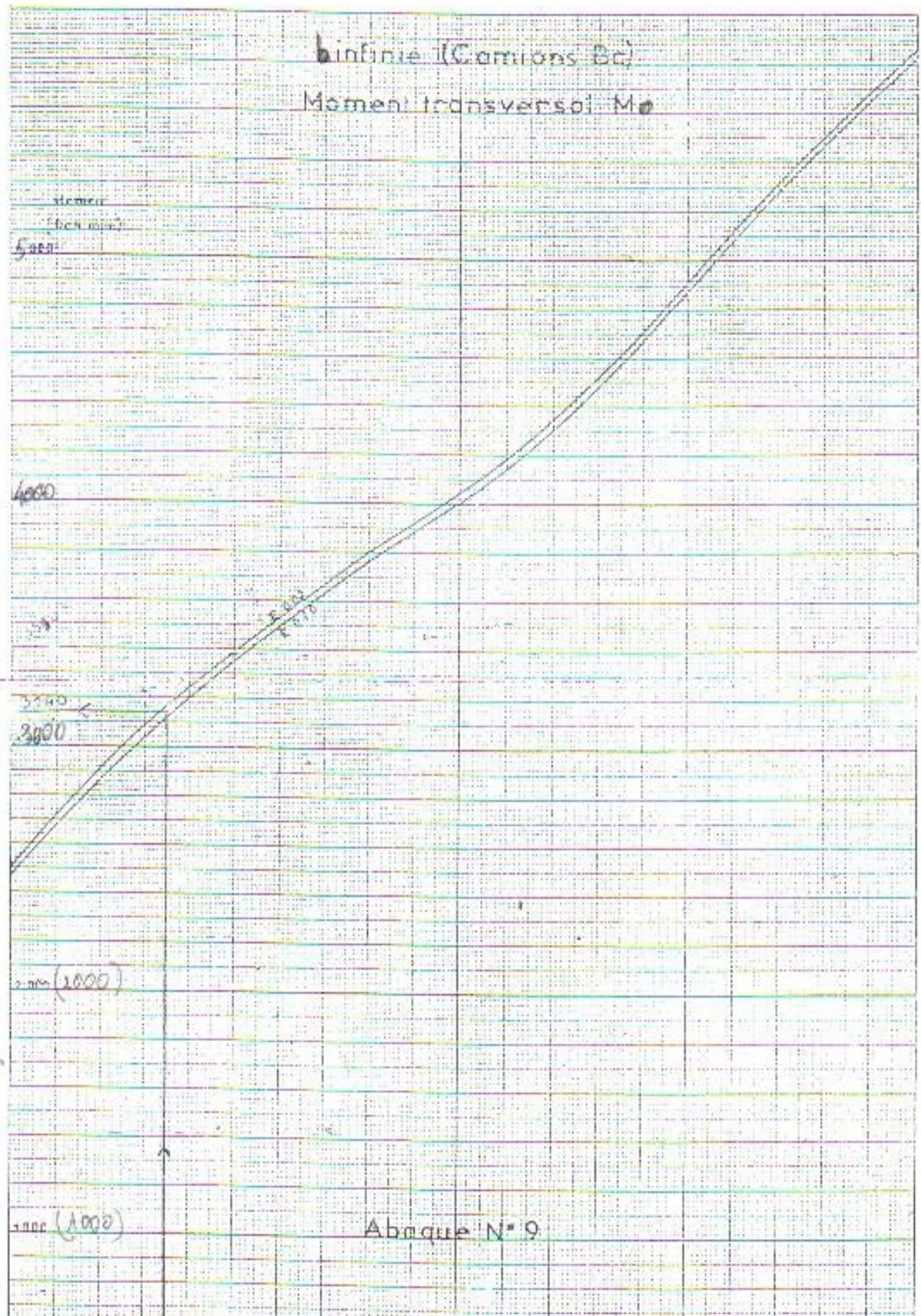
En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation d'exécution, les aciers passifs quelque soit leur position, respectent les règles définies par l'article A.4.5.33 des règles BAEL pour le cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable. Sauf en ce qui concerne des prescriptions relatives aux armatures de peaux, auxquelles se substituent celles des articles 6.1.31 et 6.1.32 ; les surtensions dans les aciers de précontrainte ne dépassent pas $0.10 f_{prg}$ et $150 \cdot \eta_p$ MPa dans le cas de pré tension.

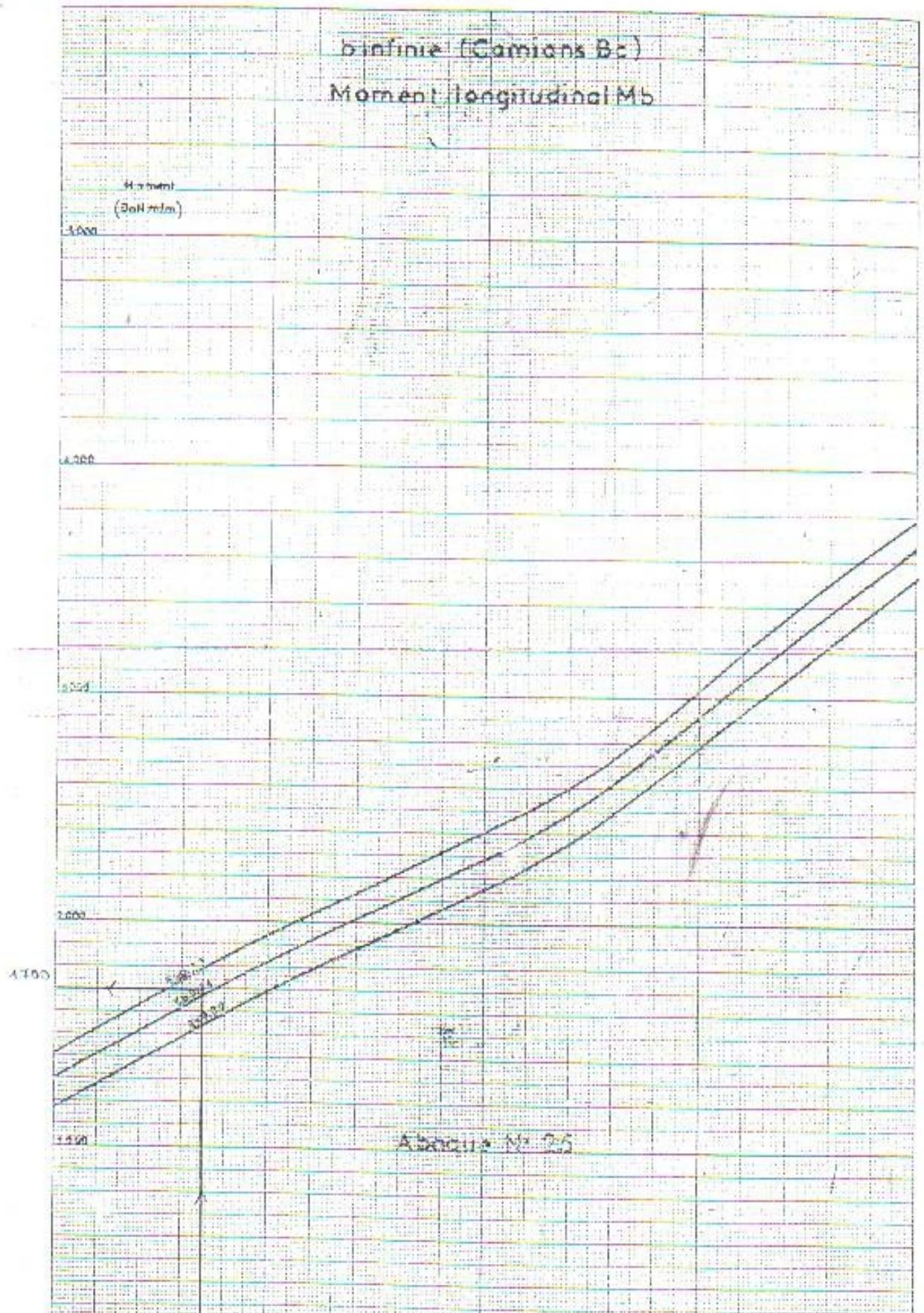
En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes, les surtensions dans les aciers de précontrainte sont limitées à 100 MPa et les tensions dans les aciers passifs à $0.35 \cdot f_e$.

En situation d'exploitation, sous l'effet de la combinaison quasi-permanente, la section d'enrobage demeure entièrement comprimée.

ANNEXE 3 :

Les Abaques de THENOZ





$b = \text{infini}$

Surcharge B_c

Moment de continuité sur
poutre

Moment
(Dak m/m)

10.000

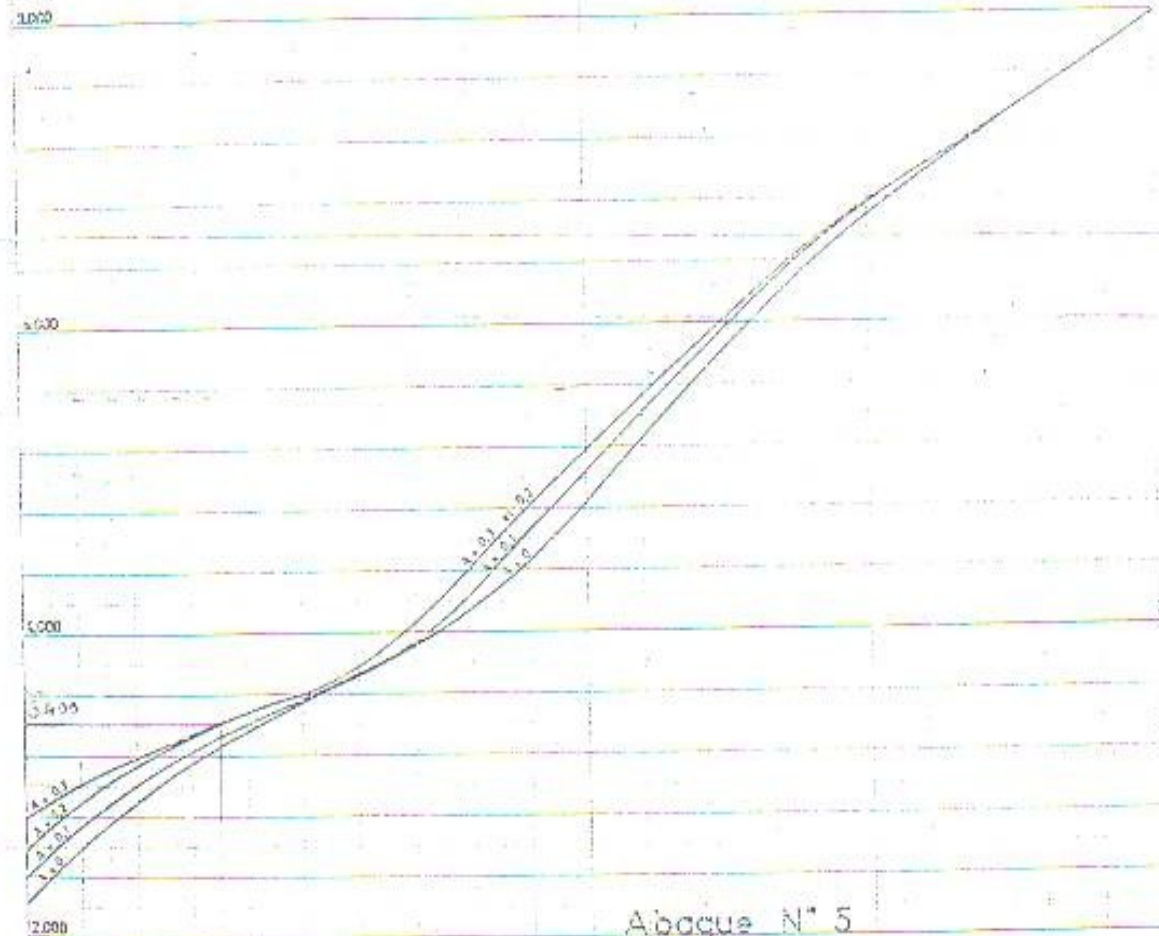
1000

5000

5000

3400

2000



Abaque N° 5

à l'infinie (Système B +)

Moment transversal M_c

Moment
NAR (kNm)

1000

4000

10000

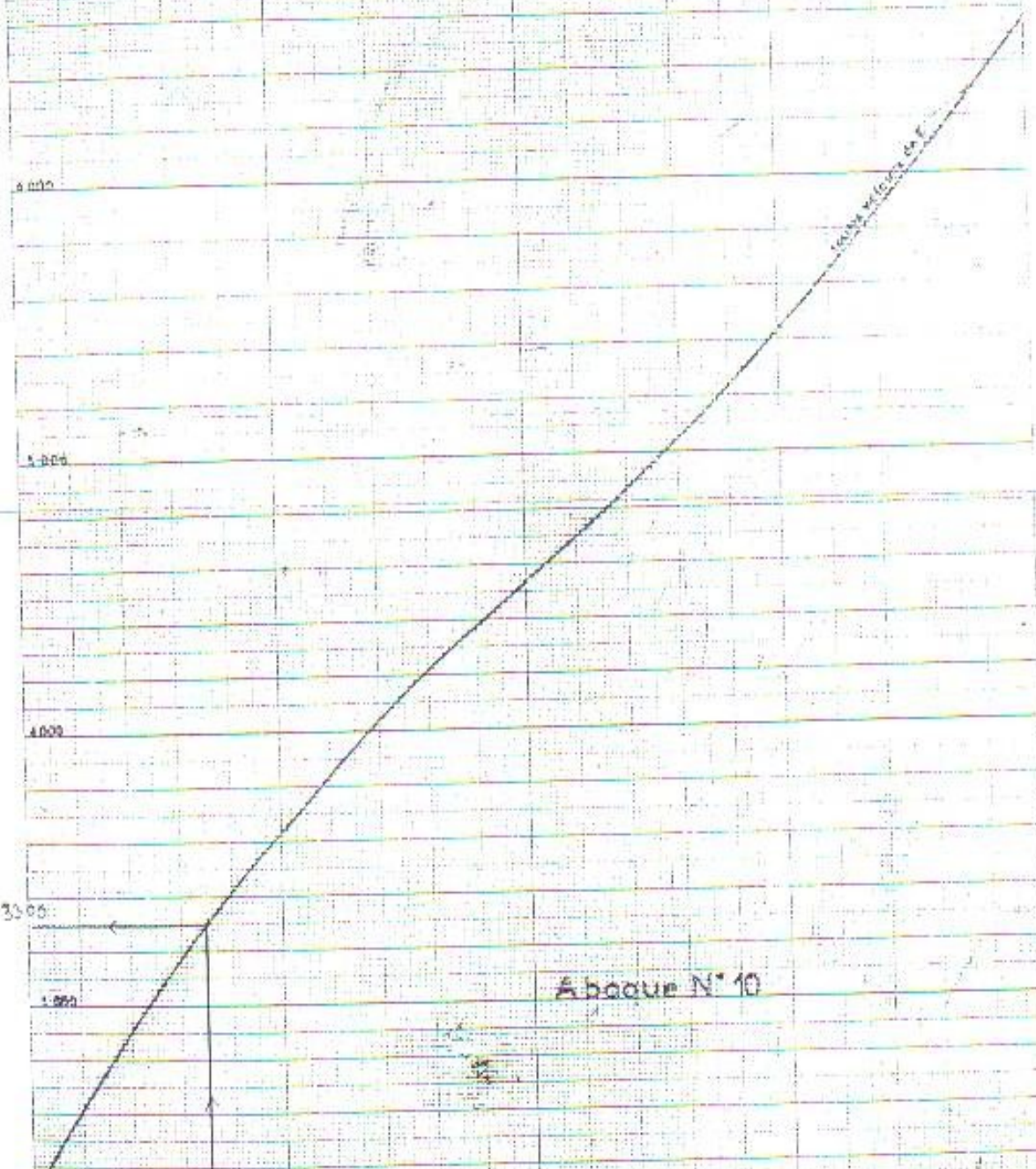
40000

30000

10000

MOYENNE MOYENNE MOYENNE

Abaque N° 10



b infinie (Système B1)
Moment longitudinal M_b

Moment
(Dak/m)

4000

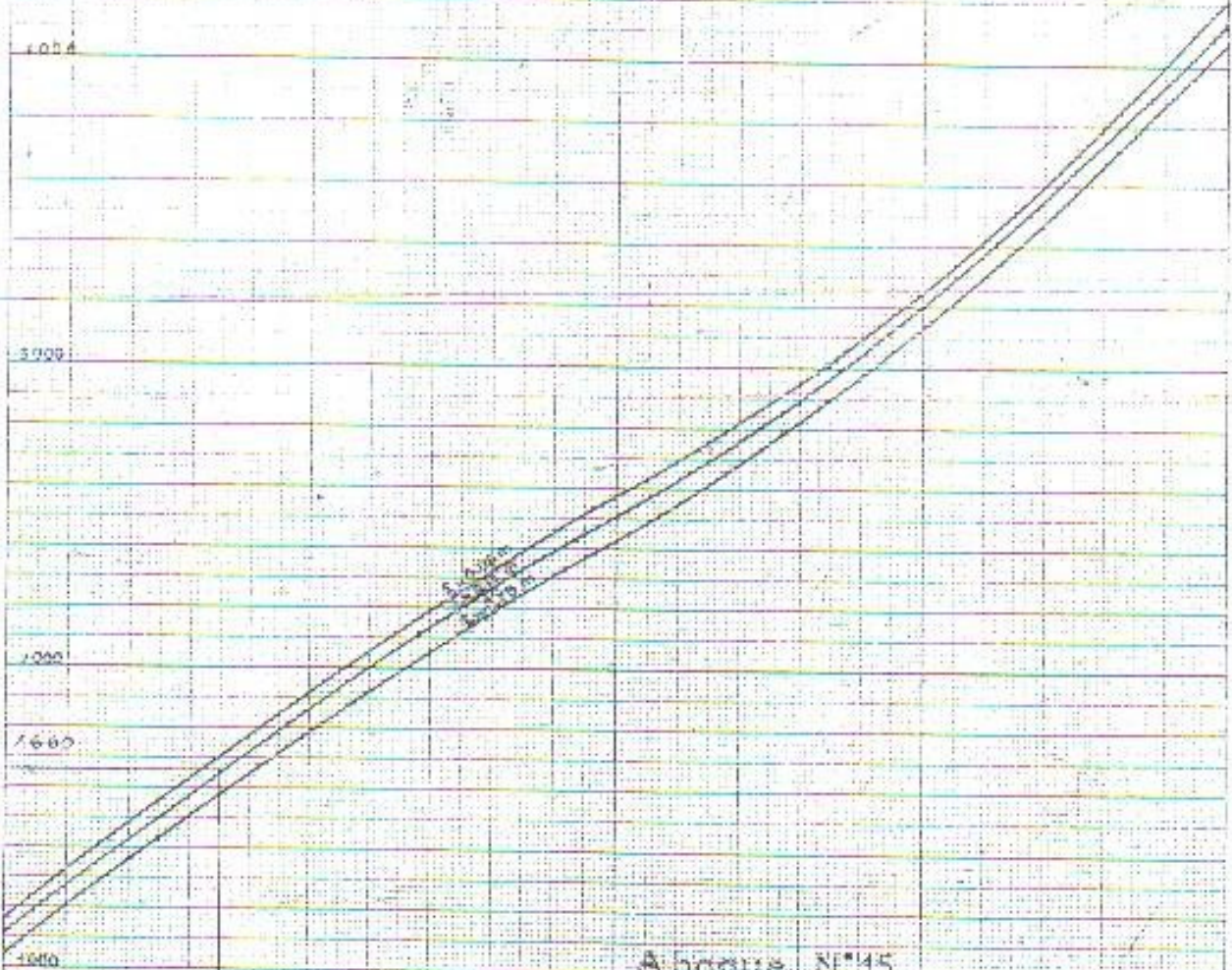
3000

2000

1600

1000

Abaque N°15



b-infini

Système B: (deux tandems)

Moment de continuité maximum sur poutre

Moment
(DaN m)

4800

3300

2000

1000

250

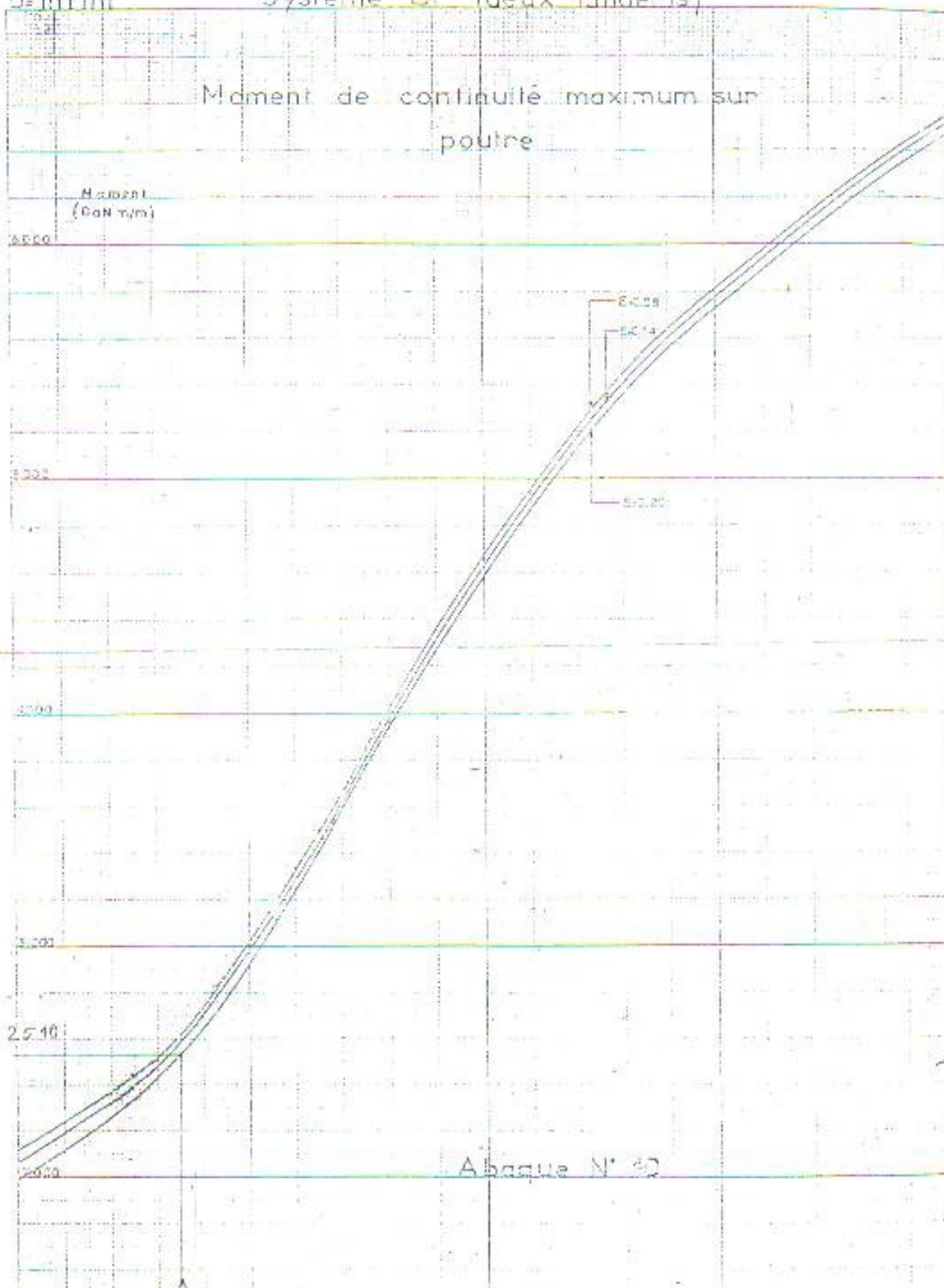
0

8400

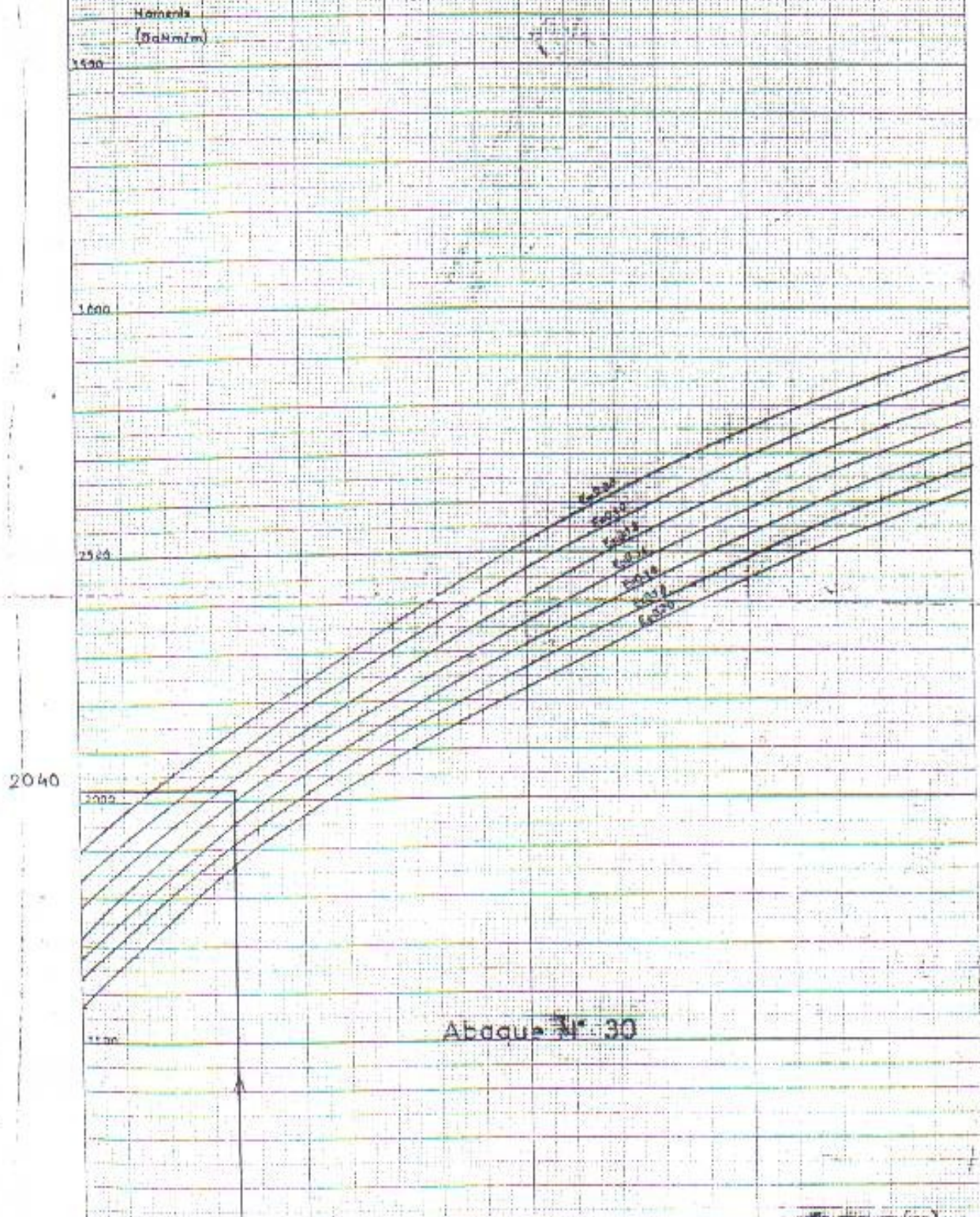
8000

8000

Abaque N° 42



5 in line (Roue Dr)
Moment transversal Mo



b = infinie

1 camion Bc

Moment de continuité
sur poutre

$$\left(\text{D a N m / m} \right)$$

1000

750

1000

1310

11,501

1020

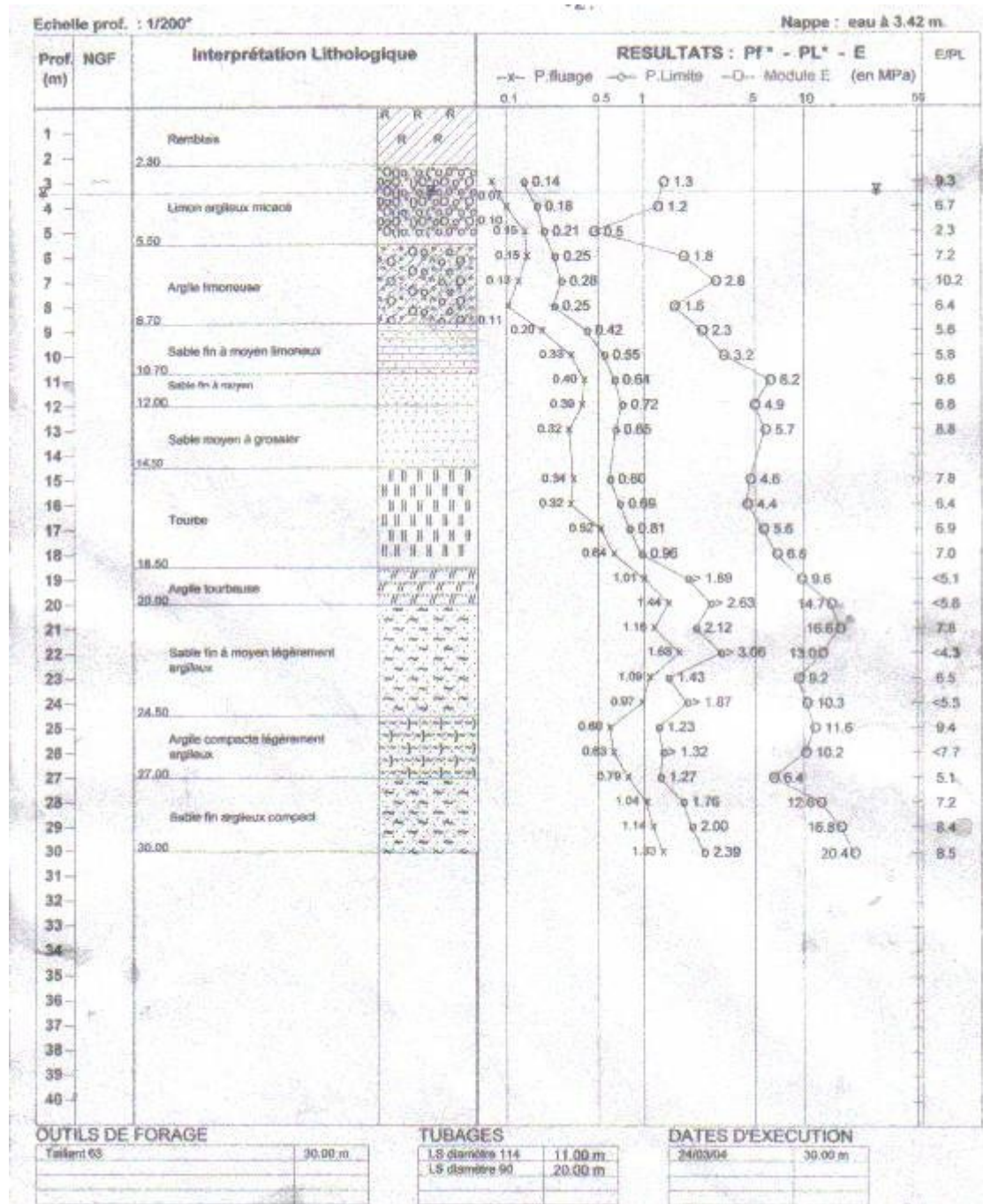
Abaque N° 15

Abstract

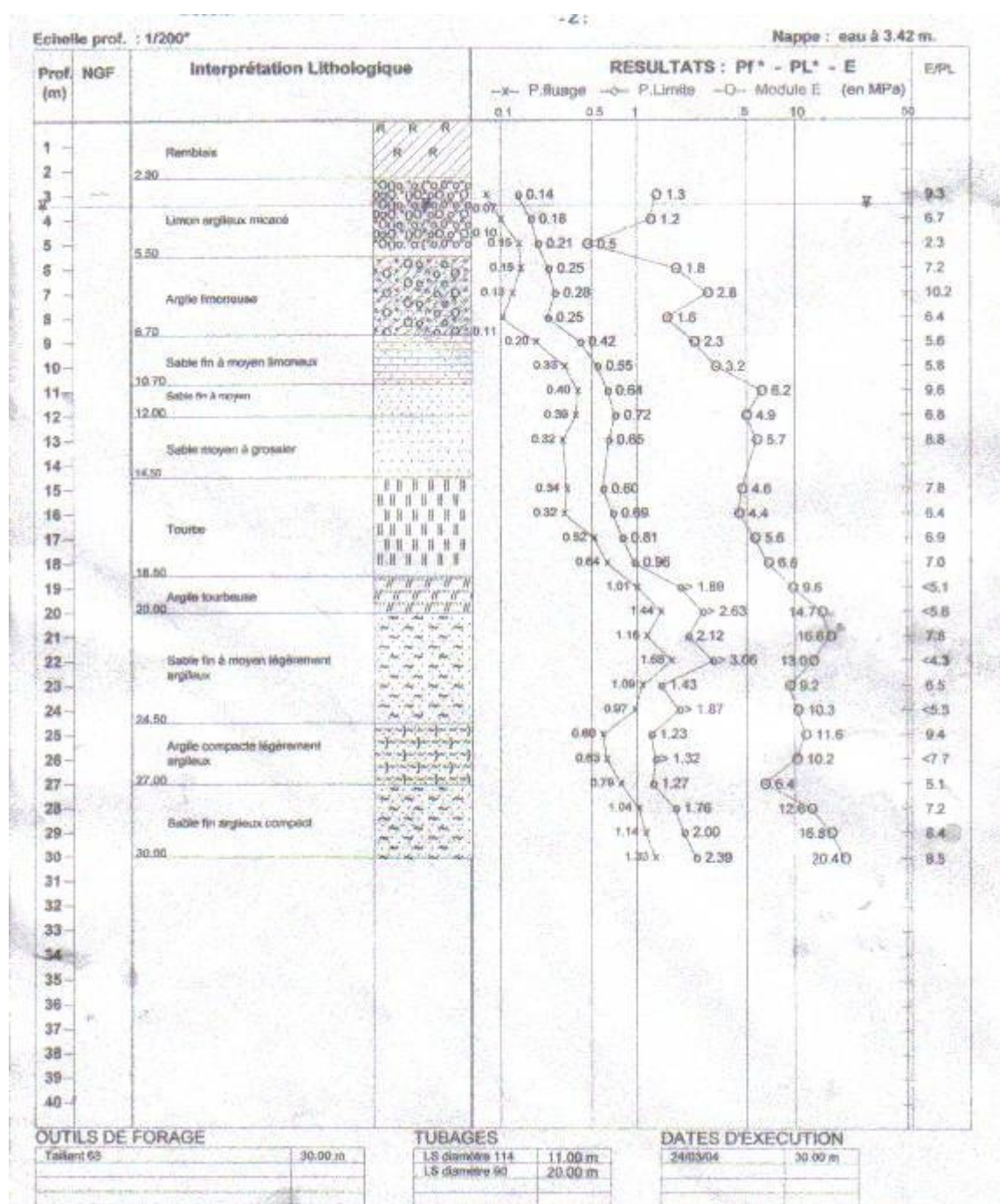
ANNEXE 4 :

Résultats des sondages
pressiométriques

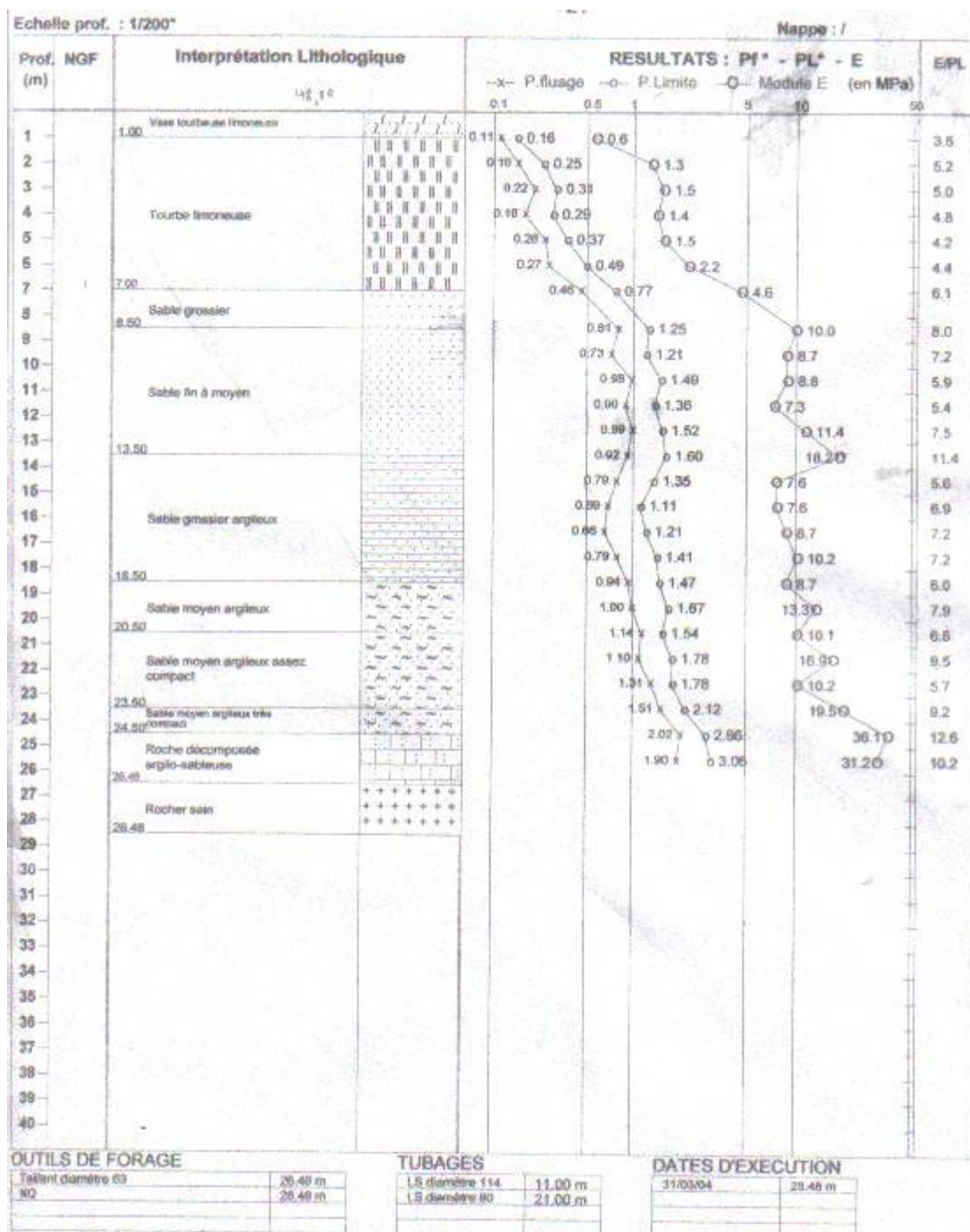
Sondage et essai pressiométrique SP1



Sondage et essai préssiométrique SP2

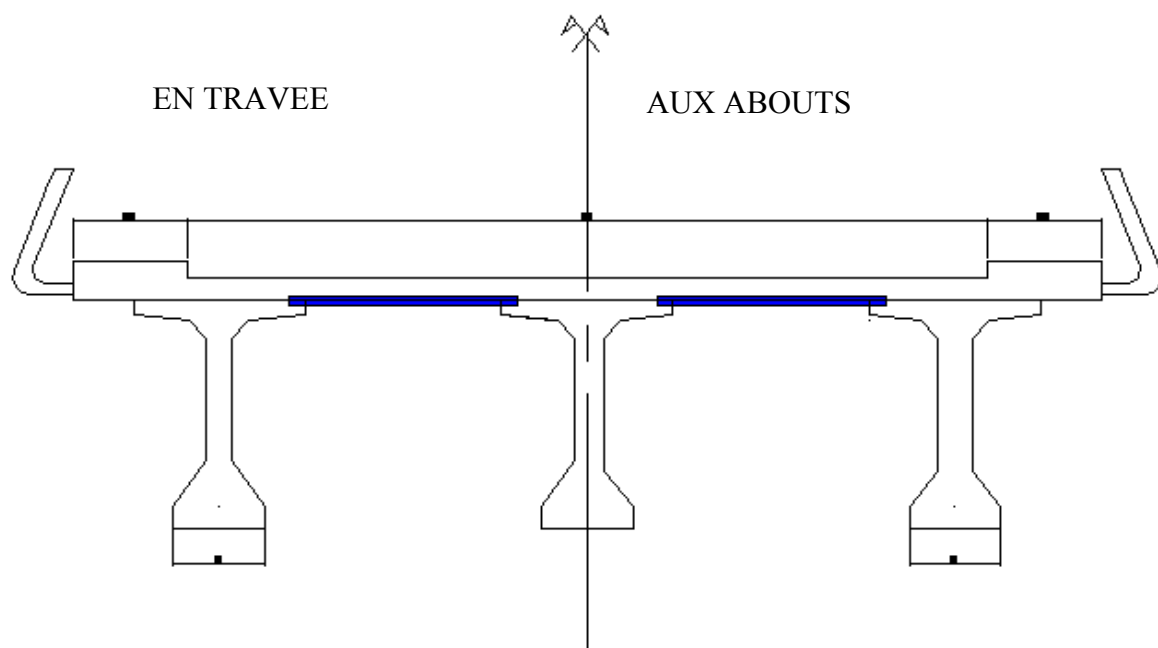


Sondage et essai préssiométrique SP3

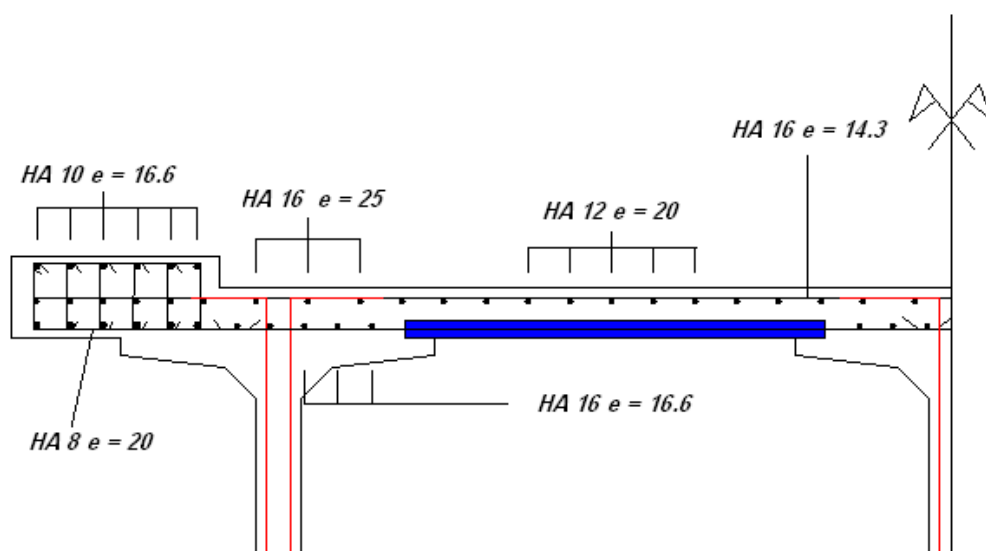


ANNEXE 5 :

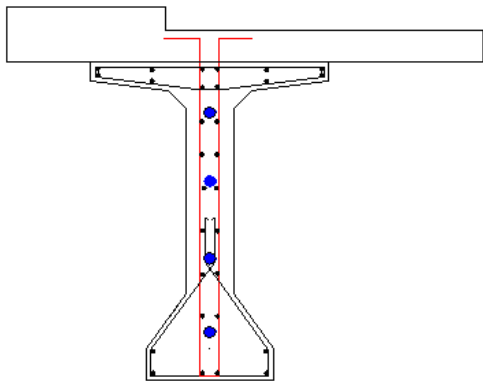
Plan de ferrailage



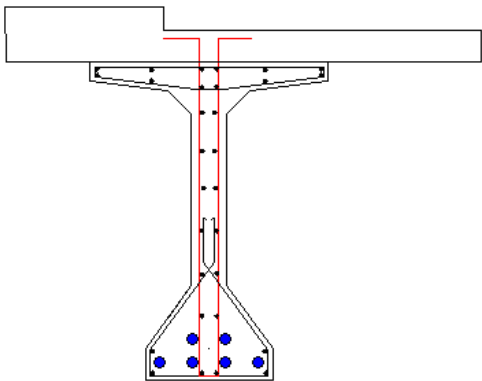
FERRAILLAGE DE LA DALLE



FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE

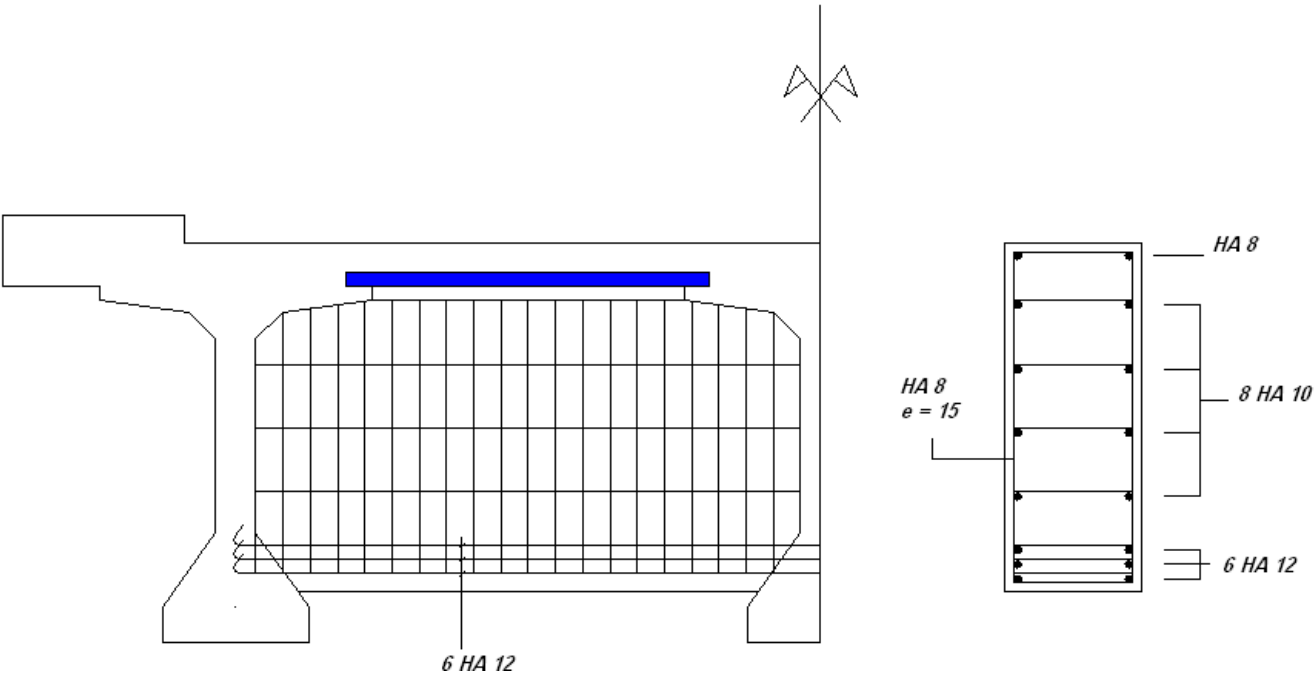


SECTION D'ABOUT

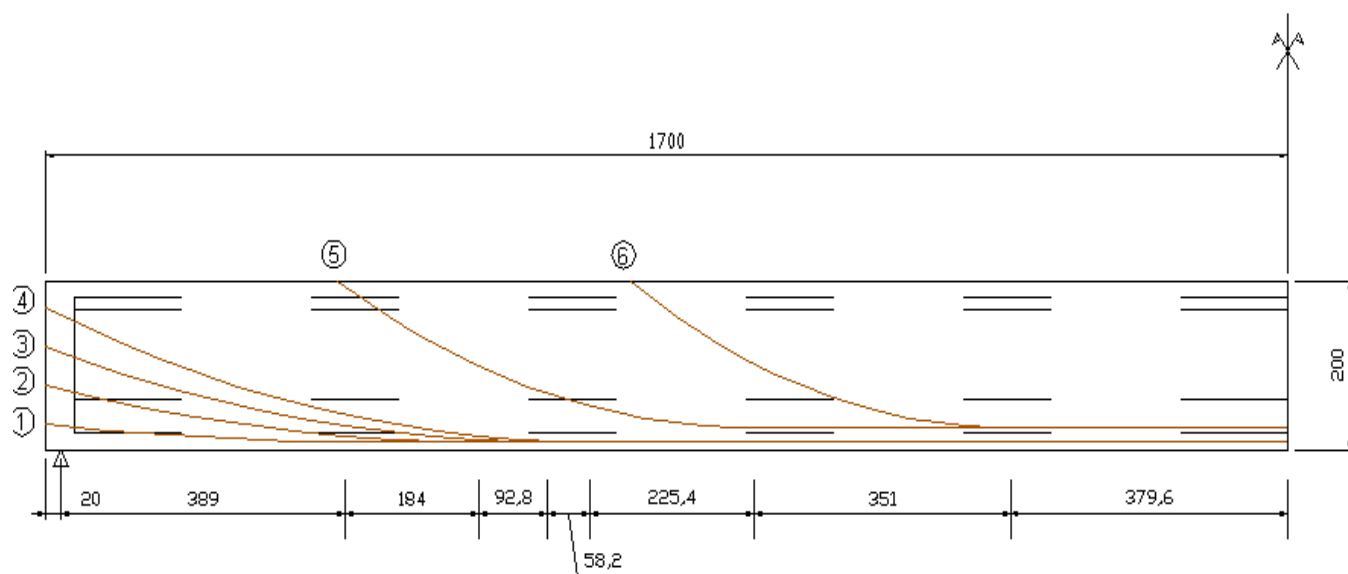


SECTION MEDIANE

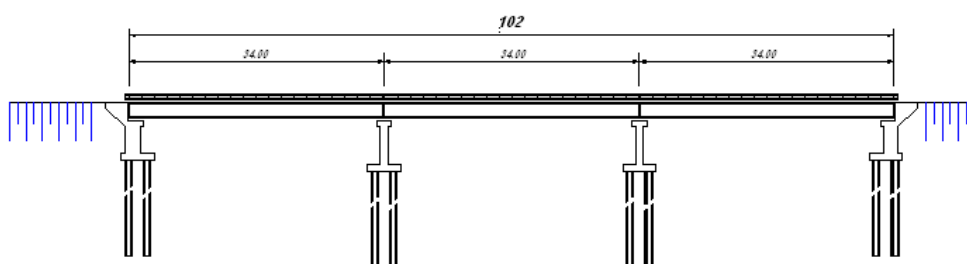
FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE



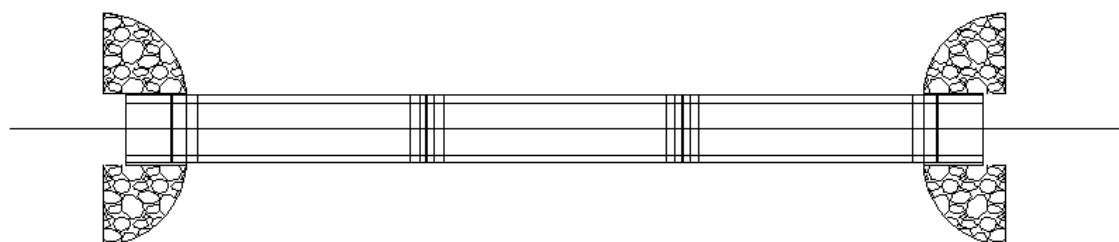
TRACÉE DES CABLES



ELEVATION



VUE EN PLAN



TABLES DES MATIERES

REMERCIEMENTS

SOMMAIRES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES ABREVIATIONS

INTRODUCTION

ChapitreI : ENVIRONNEMENT DU PROJET.....	1
Introduction.....	2
Le transport :.....	2
ChapitreII : ZONE D'INFLUENCE :	4
Description du trafic dans la ville d'Antananarivo:.....	5
LE TRAFIC DANS LE QUARTIER D'ANOSIZATO.....	6
ChapitreIII : ETUDE DU TRAFIC.....	8
L'objectif :.....	8
Les différentes méthodes de comptages de trafic :.....	8
Le procédé d'exécution du comptage	9
Hypothèse pour la prévision :	12
Modèle autonome :.....	12
Estimation du trafic futur :	14
ChapitreIV : CHOIX DE L'IMPLANTATION DE L'OUVRAGE.....	17
ChapitreV : LES CARACTERISTIQUES TECHNIQUES :	21
Précipitation :.....	22
Température :.....	22
Vents :.....	22
ChapitreVI : Etude morphologique du bassin versant.....	23
ChapitreVII : ESTIMATION DU DEBIT DE CRUE	25
La loi de Gumbel	27
Lois de Gibrat Galton :.....	28
TEST DE VALIDITE.....	29
ChapitreVIII : CALAGE DE L'OUVRAGE.....	33
ChapitreI : ACTION :	37
ChapitreIX : Surcharge de chaussée :.....	41
Système de surcharge Bc :.....	42
Système de surcharge Be (essieu isolé):.....	43
Système de surcharge Br :.....	44
ChapitreX : CHOIX DE LA VARIANTE PRINCIPALE	45
ChapitreXI : LA PRECONTRAINTE	50
Précontrainte par pré-tension :.....	51

Précontrainte par post-tension	51
Autres modes de précontraintes	51
Le béton :	52
Les aciers	54
ChapitreXII : PREDIMENSIONNEMENT.....	55
Hauteur de la poutre :	55
Epaisseur de l'âme b_0 :	56
Epaisseur et largeur de la table de compression :	56
Talon :	56
Gousset inférieur :	57
Gousset supérieur :	57
Rendement géométrique de la poutre.....	60
Vérification de la section du béton.....	60
ChapitreXIII : CALCUL DU HOURDIS	61
Charges permanentes :	63
Surcharge :	64
Moment en travée :	66
Moment sur appui :	67
En travée :	67
Aux appuis :	67
Charges permanentes :	68
Surcharge :	68
Effort tranchant totaux :	68
Hypothèse de calcul :	69
Flexion en travée (aciers supérieurs).....	70
Flexion sur appuis (Aciers inférieurs).....	73
Condition de non poinçonnement :	74
Vérification de l'effort tranchant.....	75
Vérification de l'encorbellement du trottoir.....	75
ChapitreXIV : CALCUL DE L'ENTRETOISE :	79
Moments fléchissant.....	80
Efforts tranchants :	84
Hypothèses de calcul	86
Armatures longitudinales :	87
Armature sur appuis :	88
Dimensionnement des armatures transversales :	89
<u>ChapitreI : CALCUL DES SOLlicitATIONS.....</u>	<u>90</u>
Béton.....	90
Aciers.....	90
Charges permanentes.....	90
Charges d'exploitation.....	90
Règlements.....	90
Calcul des moments dus aux charges permanentes :	91
Calcul des moments dus aux surcharges.....	92
Efforts tranchants dus aux charges permanentes (V_{cp}) :	98
Efforts tranchants dus aux surcharges d'exploitation :	99
ChapitreXV : CALCUL DE LA PRECONTRAINTE.....	101
Nombre de câbles de la première famille :	102
Nombre de câbles à tendre de la deuxième famille :	103
Tracés des câbles :	103

ChapitreXVI : Calcul des pertes et chutes de tension :	112
Perte de tension à l'ancrage :	112
Perte de tension par frottement :	113
Perte de tension par déformation instantanée du béton :	116
Perte de tension due au retrait du béton :	123
Pertes de tension due à la relaxation des armatures.....	125
Pertes de tension dues au fluage du béton.....	125
Les pertes différées totales	127
Pour les justifications à l'ELS.....	127
Pour les justifications à l'ELU.....	128
Calcul des précontraintes.....	128
ChapitreXVII : JUSTIFICATION DES SECTIONS VIS-A-VIS DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS.....	131
Phase 1 :	131
Phase 2 :	131
Phases 3.....	131
Phase 4.....	132
Phase 5.....	132
La section nette.....	133
Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.....	133
La section homogénéisée.....	133
Contraintes normales limites.....	136
Contraintes normales de compression du béton.....	136
Vérification des contraintes normales	137
ChapitreXVIII : JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS.	141
ChapitreXIX : DETERMINATION DES ARMATURES PASSIVES.....	146
ChapitreXX : LES ETATS LIMITES DE SERVICE VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS	148
Calcul des différents types de flèches:.....	148
La flèche résultante :	150
Vérification de la flèche	150
Calcul des différents types de rotations d'appuis.....	150
Rotation résultante :	152
ChapitreXXI : VERIFICATION DE LA SECTION A L'ETAT ULTIME DE RESISTANCE	153
Hypothèses de calcul :	153
Vérification de la position de l'axe neutre.....	153
La hauteur relative de la zone du béton tendu	154
La capacité portante de la section.....	155
Dans la zone centrale :	156
Dans la zone d'about :	156
Justification des armatures transversales.....	157
<u>ChapitreI : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT :</u>	<u>159</u>
Fût :	159
Chevêtre :	159
Semelle de liaison :	160
Le mur garde grève :	162
Le sommier :	163
Le mur de front :	163
La dalle de transition :	164

Le mur en aile :	164
Mur en retour 1.....	164
Mur en retour 2 :	164
La semelle :	164
Calcul des coefficients de souplesse de chaque appui :	165
Distribution des efforts de freinage :	167
Distribution des efforts horizontaux de longue durée dus au raccourcissement du tablier	168
Sollicitation due aux charges permanentes.....	170
Sollicitation due aux surcharges	170
Sollicitation résultante :	171
ChapitreXXII : Dimensionnement des Appuis.....	171
Les efforts appliqués à la pile :	171
Inventaires des forces :	172
Etude de stabilité de la pile.....	173
Dimensionnement du chevêtre :	175
Dimensionnement de la colonne :	177
Dimensionnement de la semelle de liaison :	180
Dispositions constructives et descriptives des pieux de la semelle	186
Le mur garde grève :	190
Le mur en aile :	195
Le mur de front.....	201
ChapitreXXIII : Les appareils d'appui :	211
Prédimensionnement :	211
Coefficient de forme.....	212
Vérification de la contrainte moyenne de compression.....	212
Vérification de non cheminement:.....	212
Vérification de non glissement	213
Vérification de non flambement :	213
Vérification de l'épaisseur des frettes.....	213
Vérification des contraintes de cisaillement :	214
<u>ChapitreI : CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DE DEBOURSES K....</u>	<u>219</u>
<u>ChapitreI : PHASAGE DES TRAVAUX.....</u>	<u>221</u>
<u>ChapitreII : DEVIS QUANTITATIF DES MATERIAUX.....</u>	<u>223</u>
<u>ChapitreIII : SOUS DETAILS DES PRIX</u>	<u>225</u>
<u>ChapitreIV : BORDERAU DETAIL ESTIMATIF.....</u>	<u>231</u>
<u>ChapitreV : ETUDE DES PRINCIPAUX IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX.....</u>	<u>235</u>

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIES

ANNEXES

Nom : ANDRIAMANDROSO
Prénom : Fenomanana Nomenjanahary
Adresse : lot III F 62 Bis Mahamasina Sud – Antananarivo 101
Tel : 033 14 066 63

Titre du mémoire :

**« PROPOSITION DE VARIANTE POUR LE DEGORGEMENT DU QUARTIER
D'ANOSIZATO »**

Nombre de pages	234
Nombre de tableau :	110
Nombres de figures :	45
Nombres de courbes :	0
Nombres de photos :	0
:	

Résumé :

Le présent ouvrage est une contribution à la résolution du fléau d'embouteillage qui sévit dans le quartier d'Anosizato, par l'implantation d'un ouvrage de franchissement. L'ouvrage permet de créer un nouvel axe routier.

La variante retenue pour le projet est un pont est un pont à poutres sous chaussées précontraintes par post tension, constitué de 3 travées indépendantes de 34 m.

Pour ce faire, un aperçu de l'environnement du projet est donné en premier lieu suivie du dimensionnement des éléments du tablier et de la superstructure. Enfin, une évaluation du coût de projet et une étude des impacts environnementaux de ce projet ont été effectué pour clore cet ouvrage.

Mots clés : Béton Précontraint, Thenoz, Post tension, Pont.

Encadreur : Monsieur RABENATOANDRO Martin.

