République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليـــم العالـي و البحـــث العلمـــي

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : ……..……

Projet de Fin d'Études

Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics

Thème

Etude et conception d'un viaduc Trans-Rhumel à Constantine

Encadré par :

Mr. GUERBOUZ Bouhafs

Dr. CHERIF Med

Présenté par :

GUERBOUZ Abdelfettah

ZENIDI Oussama

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

*Nous remercions **ALLAH** qui nous a donné le courage et la patience jusqu'au bout de nos études.*

C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que nous remercions nos promoteurs

***Mr GUERBOUZ Bouhafs** et **Dr CHERIF Med** pour nous avoir encadré et notamment Leurs disponibilités de tous les instants ainsi que leurs conseils avisés qui ont rendu ce travail possible.*

*Nos vifs remerciements et nos sincères gratitudes vont au **Dr.Amieur Med** pour ses conseils precieux qu'ils nous ont beaucoup simplifié les calculs.*

*Nous tenons également à remercier **Mr René WALTHER** pour toutes les informations qu'il a apporté à notre travail.*

A tous les enseignants de l'ENSTP notamment

***Mr Rahmani, Gassis, Benredouane,** sans qui nous ne serions pas arrivées à ce stade d'étude ;*

A tout le personnel de la bibliothèque ;

A tout le personnel de la médiathèque CCF ;

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté a notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Nos remerciements vont aussi à tous qui ont participé de prés ou de loin à l'établissement de ce mémoire.

MERCI.

Dédicace

Avant tout, je remercie ALLAH le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

- À la mémoire de ma grand-mère ; KHEIRA

- Ma mère FADILA et mon père BOUHAFS; sans eux je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.
- À ceux que j'aime et que j'adore : Mes frères PEDRO, OUSSAMA, MOUAD, ALLADDINE, ABD DJALIL, A mes oncles notamment oncle Mohammed, mes cousins et mes cousines et tout les GUERBOUZON du monde.
- À la future femme GUERBOUZ
- À mon binôme OUSSAMA (Moumen)
- À mon co-encadreur DR. Med CHERIF
- À tous mes amis : Aissa Mohombi, Salah , Abd latif(Lemouchia), Mustapha, Abd Malek, Merouane, Tahar, Smail X 2, Lebani , Imed Pitchoo, Khaled, Nounou, Samir, Wahid, Ryad, Walid, Ilyes, Hicham , Wael, Fati, Silvia German, Anais, Azzo, Melissa, Lena, Mon fils Kouki, Zouhir, Boubaker, Sofiane, Abdo , Adel ,
- À tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce mémoire et sur tout Mr AZIZI et Mme CHERRID
- Enfin, à tous ceux qui m'aiment.
- À vous…

MERCI

GUERBOUZ Fettah

Dédicace

Le grand merci est à ALLAH tout d'abord qui ma donné la force et la volonté pour établir ce modeste travail.

- *Je tien aussi à remercier :*

- *Ma chère mère HASINA : Qui a veillé sur moi depuis mon enfance.*
- *Mon cher père MOHAMED : qui m'a ouvert une grande porte dans le domaine des travaux publics.*

Sans leur bénédiction et leurs conseils je n'aurai pas pu atteindre ce stat. Que dieu les protège pour moi.

- *À mes frères SOFIANE , BILEL et mes sœurs AMIRA, SARA*

- *À ceux que j'ai passé avec des moments inoubliables : CHOUAIB, IMED,SALAH,AISSA,ZAKI,TAYEB,OMAR,LEBANI,MAROUANE x2 YACINE,ILYES, MUSTAPHA ,RAMDANE,HAMZA ,à mes cousins TAREK,IMED,SALAH*

- *À mes oncles RACHID,BOUZID, MUSTAPHA, DJEMEL et mes tantes .*
- *À mon binôme ABD EL FETTAH et son frère PEDRO.*
- *À mon oncle BOUHAFS et DR. Med CHERIF*
- *À tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de prés*
- A toute la nation musulmane

- *À vous bien sure ...*

ZENIDI Oussama

Résumé:

Cette thèse aborde la conception et le dimensionnement d'un pont à haubans, haubanage axial (une seule nappe) , l'ouvrage est un viaduc droit d'une portée de 750m d'environ , il est composé d'une travée centrale de 303m et deux travées adjacentes de 150 m et quatre travées de rive de 36m chacune, le tablier est soutenu par des haubans ancrés dans deux mâts de 66m chacun, ces deux derniers sont en béton armé ils reprennent les charges verticales et horizontales dues au câblage, le tablier est en voussoirs en béton précontraint avec une hauteur constante de 4,4 m. La méthode de construction est en encorbellement haubané.

La largeur totale du tablier est de 22,4 m avec deux trottoirs surélevé de 1,5m de chaque côté avec un terre-plein central de 2,7m. La modélisation a été faite à l'aide des logiciels CSi Bridge et SAP2000.

Mots clés: pont à haubans, haubans, mât, pylône.

Abstract:

The aim of this thesis is the design and calculating of cable stayed bridge with a central (axial) suspension, the work is based on a straight bridge with length of 750m approximately.

The viaduct is composed of one central span of 303m and two adjacent spans of 150m each one, and four bank spans of 36m each one, the deck is built in successive corbelling with prestressed reinforced concrete and taking constant depth of 4,4 m .

The deck is supported by two pylons which made with reinforced concrete which transmit vertical loads to the soil.

The width of the bridge is 22,4m, with two sidewalks of 1,5m each one. The modeling of the bridge was done using the software CSi Bridge and SAP2000.

Key words: cable stayed bridge, pylon, cable.

Sommaire

CHAPITRE : I « Généralités »

I-1- Introduction……..... 01

II-2-Présentation du projet :……..…..02

II-2-1-Données topographiques :……...02

II-2-2-Données géologiques (géotechniques) :……..03

II-2-3-Données sismologiques :……..03

II-2-4-Données climatiques :……..……04

CHAPITRE II : « Conception de l'ouvrage»

Introduction : ….....05

a-Tracé en plan: ……..…….…..…05

b-Profil en long: ……..……...……05

c-Profil en travers: ……..……....06

d- Gabarit : ……..……....06

II-1-Variante N°1: Pont construit par encorbellements successifs

II-1-1-Détermination des portées : ……...07

II-1-2-Pré-dimensionnement de la section transversale :……....08

II-1-3-Les avantages et les inconvénients : ……11

II-2-Variante N°2: Pont suspendu

II-2-1-Différents type de ponts suspendus : ……12

II-2-2-Pylônes : ……....14

II-2-3-Tablier :……..14

II-2-4-Le type de câbles :. ……....15

II-2-5-Pré dimensionnement du tablier :……16

II-2-6-Les avantages et les inconvénients : ……17

II-3-Variante N°3 : Pont à haubans

II-3-1- La répartition des travées : ……....19

II-3-2-Type d'haubanage : ……....20

II-3-3-Les pylônes : ……...21

II-3-4-Choix du tablier : ……....23

II-3-5-Disposition des haubans : ……...23

II-3-6-Pré-dimensionnement du tablier : ……..24

II-3-7-Ancrages des haubans : ……..27

II-3-8- Les avantages et les inconvénients : ……..29

II-4-Analyse multicritère : ……..30

CHAPITRE III : «Hypothèses de calcul»

III-1-Les Normes: ……...*31*
III-2-Choix des matériaux : ……..*31*
III-2-1-Béton : ……*31*
III-2-2-Les aciers passifs : ……..*33*
III-2-3-Les aciers de précontrainte « actifs » : ……..……*33*
III-2-4-Les Haubans : ……..……*34*

CHAPITRE IV : « Calcul des charges et surcharges»

IV-1-Définition des charges : ……...*36*
IV-2-Calcul des surcharges routières : ……..……*39*
IV-2-1- Système de charge A (l) : ……..……*40*
IV-2-2- Système B : ……..……...*42*
IV-2-3-Surcharges militaires MC120 :……..……*48*
IV-2-4-Convoie exceptionnelle (D240) : ……..……...*49*
IV-2-5-Surcharges sur trottoirs : ……*49*
IV-2-6-Vent : ……..…...*50*
IV-2-7-Température : ……...*52*
IV-2-8-Forces de freinage : ……...……..*52*
IV-2-9-Le séisme : ……..……...*52*
IV-3-Combinaisons de charges : ……..……*53*
IV-4-Modèle : ……..……...*54*
IV-4-1- Description générale : ……..……*54*
IV-4-2- Vue 3D du modèle : ……..……*56*

CHAPITRE V : « Calcul des haubans »

V-1-Les câbles : ……..……..*57*
V-2-Pré-Dimensionnement : ……...……*58*
V-2-1-Les Haubans : ……..……...*58*
V-2-2-Les câbles de retenue : ……...……*61*
V-2-3-La compression dans le mât : ……..……*62*
V-2-4-La compression dans le tablier : ……..……...*63*
V-3-Dimensionnement Définitif des haubans: ……*64*
V-4-Vérification des haubans : ……...……*67*
V-4-1-Le module d'élasticité idéalisée Ei : ……..……*67*
V-4-2-Vérification des haubans : ……..……*69*
V-5-Protection et mise en œuvre des haubans : ……..……*70*
V-5-1-Le Montage : ……..……...*71*
V-5-2-L'Isotension : ……..……...*71*
V-5-3-Remplacement des câbles : ……..……*72*
V-5-4- Réglage et vérification de la tension: ……*72*
V-5-5-Protection anti-corrosion et finitions : ……...……*72*

CHAPITRE VI : « Etude et vérification de la précontrainte»

VI-1-La précontrainte: ……..…..*73*

VI-2-Etude de la précontrainte de la console: ……..*73*

VI-2-1-Disposition des câbles: ……..…74

VI-2-2-Câblage : ……..74

VI-2-3-Détermination de P : ……...75

VI-2-4-Etude des câbles en élévation: ……....78

VI-2-5-Tracé des câbles en plan : ……...80

VI-3- Les câbles de continuité : ……...*82*

VI-4-Calcul des pertes : ……*86*

VI-4-1-Pertes de tensions instantanées : ……86

VI-4-2-Pertes de tensions différées : ……...89

VI-4-3- Conclusion: ……..…..91

VI-5-Vérification des contraintes: ……..*92*

VI-5-1-Vérification des contraintes normales : ……...93

VI-5-2- Vérification de l'effort tranchant : ……..95

CHAPITRE VII : « Etude transversale et ferraillage des éléments »

VII-1- Introduction : ……..*97*

VIII-2- Modélisation: ……*97*

VII-3-Définition des charges : ……..*98*

VII-3-1-charges permanentes : ……..98

VII-3-2-Surcharges d'exploitation: ……...98

VII-4-Ferraillage de Voussoir: ……....*99*

VII-5-Le mât: ……....*102*

VII-5-1-Vérification du déplacement élastique : ……..102

VII-5-2- Calcul les contraintes dus au fluage : ……...102

VII-5-3-Dimensionnement des armatures du mât : ……102

CHAPITRE VIII: « Les équipements »

VIII-1- Appareil d'appui : ……...……..*109*

VIII-1-1-Dimensionnement de l'appareil d'appui : ……..……110

VIII-1-2- Caractéristiques de l'appareil d'appui : ……111

VIII-1-3- Vérifications des contraintes : ……...……111

VIII-1-4-Vérification de l'appareil d'appui : ……..……113

VIII-1-5- Dimensionnement des frettes : ……...……114

VIII-2- Les dés d'appuis : ……...…..*115*

VIII-2-1- Les dimensions de dés d'appuis : ……..115

VIII-2-2- Ferraillage des dés d'appuis : ……..……116

VIII-3-Joint de chaussée : ……...……...*117*

VIII-3-1- Définition : ……117

VIII-3-2- Calcul du souffle des joints : ……...……118

VIII-3-3-Choix de type de joint : ……..……..119

VIII-4-Ancrages des haubans FREYSSINET ……..……*121*

CHAPITRE IX : « Etude du pylône »

IX-1-Généralité : ……125
IX-2-Etude et ferraillage du pylône : ……128
IX-2-1-Evaluation des efforts agissant sur le pylône : ……128
IX-2-2-Dimensionnement des armatures du pylône : ……129
IX-3-Vérification de la stabilité au flambement du pylône : ……132
IX-4- Les fondations : ……133
IX-4-1-Choix du type de fondation :……133
IX-4-2-Nombre de files de pieux :……133
IX-4-3-La semelle : ……133
IX-4-4-Sollicitations dans le pieu :……135
IX-4-5-Vérification des distances entre axes : ……137
IX-4-6-Groupes de pieux : ……137
IX-4-7-Ferraillage des pieux : ……137

CHAPITRE X : « Etude de la culée »

X-1-Introduction : ……140
X-2-Choix de la morphologie : ……140
X-3-Pré-dimensionnement de la culée : ……141
X-4-Pré-Dimensionnement de la culée : ……141
X-4-1-Mur de garde grève : ……142
X-4-2-Le mur de front : ……142
X-4-3-Les murs cachent : ……142
X-4-4-Les murs en retour : ……142
X-4-5-Dalle de transition : ……142
X-4-6-La semelle : ……142
X-4-7-Sommier d'appui : ……142
X-4-8-Les corbeaux : ……143
X-5-Évaluation des efforts sollicitant la culée : ……144
X-5-1-Calcul du coefficient de poussée : ……144
X-5-2-Calculs des poussées dues aux terres : ……149
X-5-3-Calculs des poussées dues aux remblais : ……150
X-6-Vérification de la stabilité de la culée : ……152
X-7-Ferraillage de la culée : ……153
X-7-1-Mur de garde grève : ……153
X-7-2-Dalle de transition : ……156
X-7-3-Corbeau d'appui de la dalle de transition : ……158
X-7-4- Mur en retour : ……159

CHAPITRE XI : « Etude dynamique»

XI-1- Introduction : ……162
XI-2-Estimation des fréquences propres du pont: ……162
XI-2-1-Fréquence propre de flexion : ……162
XI-2-2-Fréquence propre de torsion: ……165
XI-3- Comportement aérodynamique du pont: ……165

XI-4-Vérification au flottement: ……*165*
XI-5- Les effets physiologiques de vibration (La résonance): ……*167*
XI-6-Comportement sismique du pont: ……...…*168*
XI-7-Combinaisons d'actions : ……...*169*

CHAPITRE XII : « Cinématique de la réalisation »

XII-1- Introduction : ……..……..*170*
XII-2- Exécution du fléau : ……..……..……..*170*
XII-3- Cinématique générale de l'exécution : ……..……..…..*174*
XII-4- Simulation 3D de l'ouvrage : ……..……..……..…*176*

Conclusion générale…….177

GENERALITEES

<<Il est rare qu'un homme soit lancé dans la bataille des idées

sans vite devenir le comédien de ses premières sincérités.»

Bourget (Paul).



CHAPITRE I : « Généralitées »

I-1- Introduction :

Un ouvrage d'art désigne soit une construction de grande importance entrainée par l'établissement d'une voie de communication (route, voie ferrée, canal, etc.), soit un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau, soit enfin un dispositif de retenue des eaux (digue, barrage).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissance constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau ou dalot :** pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- **Pont :** C'est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel: rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).
- **Viaduc :** ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- **Passerelle :** ouvrage destiné aux piétons exceptionnellement, aux canalisations, ou au gibier ou passage pour faune.

On peut également classer les ponts selon :

- Le matériau utilisé (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint, mixte...).
- La nature de la voie portée (ponts-routes, ponts-rails, pont-canal, Pont-aqueduc...).
- La structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans,....).
- La forme (ponts droits, ponts en biais, ponts courbes, ...).
- Leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

I-2- Présentation du projet :

Notre projet Viaduc **Trans-Rhumel** à Constantine est une liaison urbaine (de la place **ONU** coté sud à la place **Foubourg** côté nord), ce projet est une partie d'un aménagement destiné à améliorer et à fluidifier le trafic urbain de la ville.
Cet ouvrage permettra de franchir Oued Rhumel sur un linéaire environ **750 m.**

I-2-1-Données topographiques :

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les aires de stockages …etc.

A partir du levé topographique on peut dire que notre site est accessible et ne présente aucune difficulté qui peut déranger les travaux d'exécution :

Vue en plan – implantation de l'ouvrage.

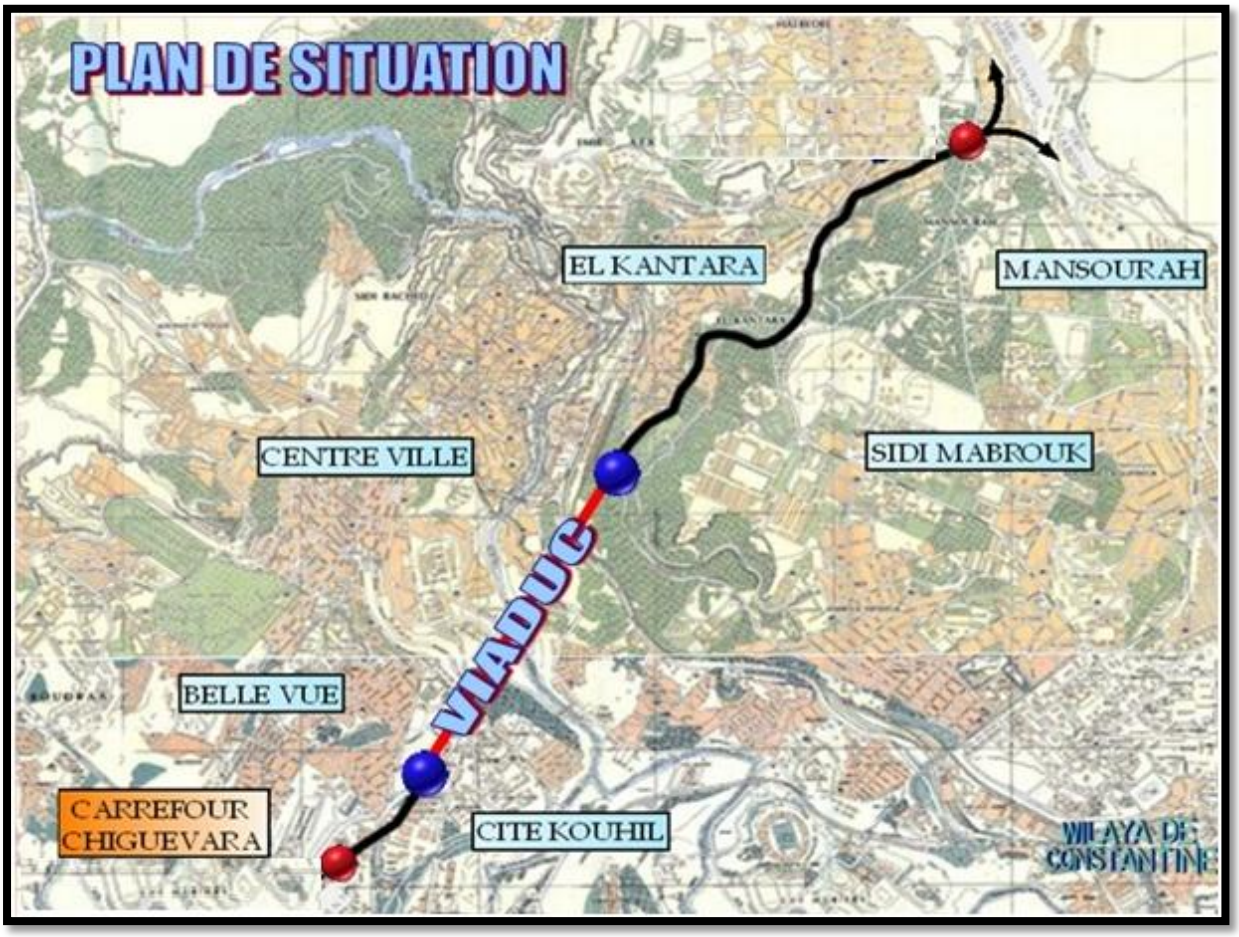


Figure I-1 : Le site de projet.

I-2-2-Données géologiques (géotechniques) :

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui nous donne des informations sur le terrain naturel à savoir les paramètres mécaniques de résistance, les paramètres rhéologiques pour les problèmes de tassement et enfin le fluage et la perméabilité pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles.

La ville de Constantine est bâtie sur un majestueux rocher situé sur les deux côtés d'Oued Rhumel, elle est ainsi cernée par de véritables obstacles naturels. Les repères géographiques montrent que la région n'est pas homogène par rapport à sa position et par rapport au niveau de la mer.

En effet, pour le cas de notre projet l'étude de sol est en cour d'élaboration. En première interprétation les résultats indiquent que les profils testés porte un sol de mauvaise caractéristiques les détails de ces résultats sont reporté au chapitre de calcul du pylône et fondations.

I-2-3-Données sismologiques :

La ville de Constantine est située sur une Zone **II-a** avec une « **activité sismique modérée ».**

Tableau I-1 : Accélération maximale du sol coefficient A.

Groupe	Zone Sismique			
	I	IIa	IIb	III
Groupe 1	0,20	0,30	0,40	0,50
Groupe 2	0,15	0,25	0,30	0,40
Groupe 3	0,10	0,20	0,25	0,30

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classes en trois groupes.

Groupe 1 : Pont stratégique.

Groupe 2 : Pont important.

Groupe 3 : Pont d'importance moyenne.

Le Pont-viaduc de Constantine est classé comme étant du groupe 2, Important (n'est pas stratégique considérant qu'il existe d'autres routes alternatives à travers des ponts existants à Constantine). Ainsi, on considère l'accélération maximale du sol, $a_g = A \times g = 0,25g$.

Ce tremblement de terre correspond à une période de retour de 500 années.

Le sol est classé en S2 selon le règlement parasismique (RPOA2008), **Tableau 3.2.**

I-2-4-Données climatiques :

a-La température :

Les effets de température sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, elle intervient au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui (±30°C) est le gradient thermique.

Pour les calculs du retrait, le ratio d'humidité moyen est considéré à 70 %.

Les calculs de fluage sont faits considérant un horizon de 100 années.

b- La neige :

la ville de Constantine et selon ONM elle est classé dans une zone peu neigeuse

A cet effet l'effet de la neige ne n'est pas pris en considération dans les calculs des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

c- Le vent :

Les efforts engendrés par le vent sur les structures, sont fixés par (fascicule 61, Titre II) on prend une surcharge du vent répartie de 1.250 N/m^2 en cours d'exécution et 2.000 N/m^2 en service.

L'effet du vent est pris en considération à cause de la hauteur des piles et des pylônes.

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

<<Choisir ! C'est l'éclair de l'intelligence.

Hésitez-vous ?... tout est dit, vous vous trompez.»

Balzac (Honoré de)



CHAPITRE II : « Conception de l'ouvrage»

INTRODUCTION :

Le choix d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue des exigences fonctionnelles qui permettent au pont d'assurer sa fonction, et des exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant ainsi sa conception.

Chaque projet d'ouvrage doit passer par les étapes suivantes :

- les études préliminaires.
- l'avant-projet : sommaire et détaillé (APS et APD).
- Etude d'exécution.
- le chantier : réalisation et mise en œuvre.

La localisation d'un ouvrage d'art est souvent imposée par le projet d'infrastructure, Les caractéristiques géométriques dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiées, afin de simplifier le projet du pont, améliorer son fonctionnement mécanique ou offrir une plus grande liberté dans le choix d'un type d'ouvrage dont le mode d'exécution comporte des exigences.

Tracé routier :

a-Tracé en plan:

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Figure II-1: tracé en plan de notre ouvrage**.**

b-Profil en long:

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de ouvrage (couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan .Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Longitudinalement, le tracé présente une pente de 2,2% entre la culée C1 et C2 655,721 au niveau 638,950m.

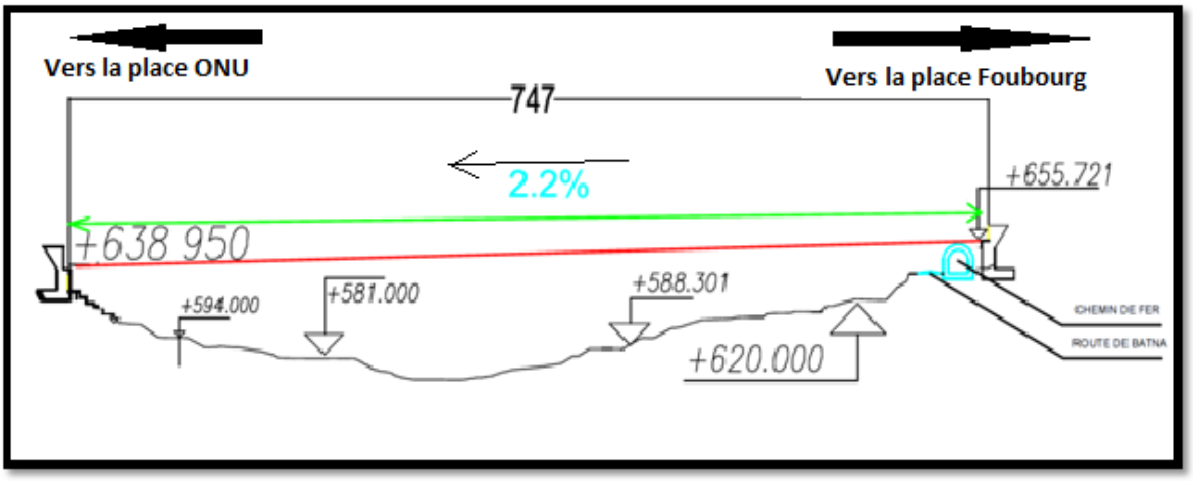


Figure II-2 : Profil en long.

c-Profil en travers:

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.
Il comporte la structure de la chaussée, la largeur rouable et les accotements, avant l'établissement de l'avant-projet détaillé.
Le profil en travers type de notre chaussée est défini par 2x2 voies avec un TPC de 2,50m
Et deux accotements de 2m chacun.

Figure II-3 : Profil en travers type de la chaussé existante.

Nb : les dimensions sont en millimètres

d- Gabarit :

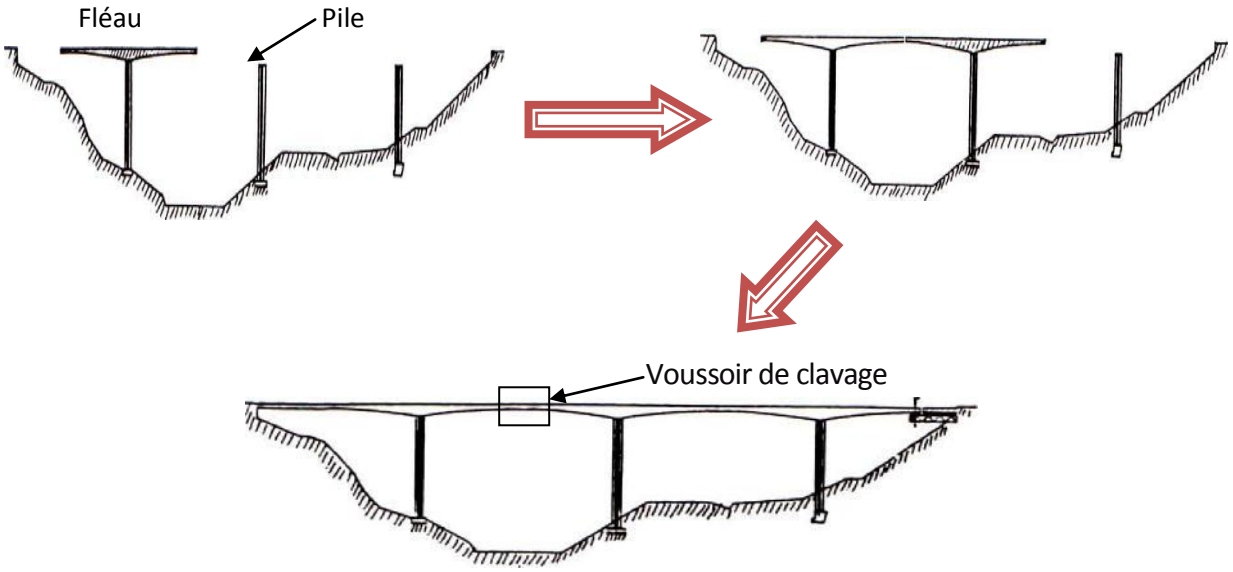
Le gabarit est une grandeur associée type de trafic (véhicule). Il dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable…etc.).
Notre ouvrage franchit Oued ER-Rhumel à Constantine ainsi qu'un chemin de fer et la route de Batna au niveau de la deuxième culée, (figure 2 .2) donc il faut laisser un minimum de hauteur qui vaut 5,25 m pour la route et 8 m pour le chemin de fer.

Proposition des variantes :

1- Pont construit par encorbellements successifs.
2- Pont suspendu.
3- Pont à haubans.

II-1-Variante N°1: Pont construit par encorbellement successif

La plus importante famille de ponts construits en encorbellement successif est constituée par les ponts dont le tablier est assimilable, du point de vue de son fonctionnement mécanique, à une poutre continue. Ces ponts sont, en général, construits à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles ; ces voussoirs sont fixés, à l'aide de câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées situées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.



II-1-1-Détermination des portées :

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais il ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 60 à 70 m. En dessous de 60 m, un pont construit en encorbellement est fortement concurrencé par un pont poussé, un pont à poutres précontraintes ou un pont en ossature mixte.

- Au-delà de 70 m, un **tablier de hauteur variable** devient plus économique et, en général, plus esthétique.

Dans notre cas on a **B=747 m**, on va donc avoir quatre six (6) travées identiques de **L= 105m** et deux (2) travées de rive de l=0 .58L **l=63m**

Figure II-4 : Répartition des travées du viaduc.

II-1-2-Pré-dimensionnement de la section transversale :

L=105m (avec hauteur du tablier variable)

Le tablier est simplement appuyé avec câblage intérieur ce qui fait :

$\frac{L}{HP}$ = 16 + 0.25 $\left(\frac{L}{100}\right)^4$ Donc Hp=6.44 on corrige Hp=6 .44 + 0.2 $\left(\frac{L}{100}\right)^4$

Hp=6.7m

$\frac{L}{Hc}$ =22 + 0.16L- $\frac{7.5}{(\frac{L}{50})3}$ + 0 .2 $\left(\frac{L}{100}\right)^3$, alors Hc=2.56 on la corrige

Hc=2.56+0.23

Hc= 2.8m (Hc ≥2.2m condition vérifiée).

Figure II-5 : Coupe transversale du caisson.

Degroissiage de la section droite :

D=B /2 = 10m (B=20m) C=B/4 **D= 10m**; **C=5m**

E1=20 cm $C/7 \leq E2 \leq C/8$ **E2= 0.65m**

$\begin{cases} E3 \geq E2 - 0.1 \\ E3 \geq 1.5\ E4 \end{cases}$ **E3=0.6m**

E4=D/35 **E4= 0.3m**

L'*épaisseur* des *âmes* :

$Ea = \frac{L}{275} + 1.25\ \frac{B}{L} - 0.125$ **Ea= 0.5m**

Hourdis inferieur Ep :

Minimale à clé, maximale sur pile.

$\begin{cases} Ep(cle) \geq 18\ cm \\ Ep\ (cle) \geq 3\varphi \\ Ep\ (cle) \geq Ea/3 \end{cases}$ $\begin{cases} Ep(cle) \geq 18\ cm \\ Ep\ (cle) \geq 24cm \\ Ep\ (cle) \geq 50/3 \end{cases}$

DONC **Ep(cle)= 25cm**

Ep(pile)=2.5 Ep(clé) **EP(pile) = 50 cm**

Pré-dimensionnement des sections transversales (sur pile et à clé) :

Figure II-6 : Section transversal du voussoir sur pile.

Figure II-7 : Section transversal du voussoir à la clé.

II-1-3-Les avantages et les inconvénients :

Les avantages :

- La construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.

- La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée puisque, contrairement aux techniques du poussage et du lançage, tous les profils en long et tracés en plan peuvent être construits sans difficultés.

- Un autre avantage réside dans ses délais d'exécution, on peut, si on le désire, accélérer la construction en multipliant le nombre des équipages mobiles, on peut également pré fabriquer des voussoirs, et **la vitesse de construction du tablier** peut atteindre alors **8 m par jour**.
- Relativement économique.

Les inconvénients :

- À portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus **lourd** que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des **appuis et des fondations plus importantes** en particulier lorsque la nature de sol de fondations est médiocre ou lorsqu'on est en zone sismique.

- L'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier.

- Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites.
- Au-delà de 80 m et jusqu'à environ 110m de portée, le prix du tablier au mètre carré augmente sensiblement.

Note : Dans notre site et d'après les résultats du laboratoire le terrain traversé présente certains problèmes de portance de sol, risque de glissement, affouillement et pour éviter l'énorme volume de béton à couler sur place cette proposition était mise en question

II-2-Variante N°2: Pont suspendu

Les ponts suspendus sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes. Ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes.

Dans la famille des ponts suspendus, les ponts symétriques à trois travées avec câbles porteurs paraboliques continus et ancrés dans des massifs indépendants sont les plus courants.

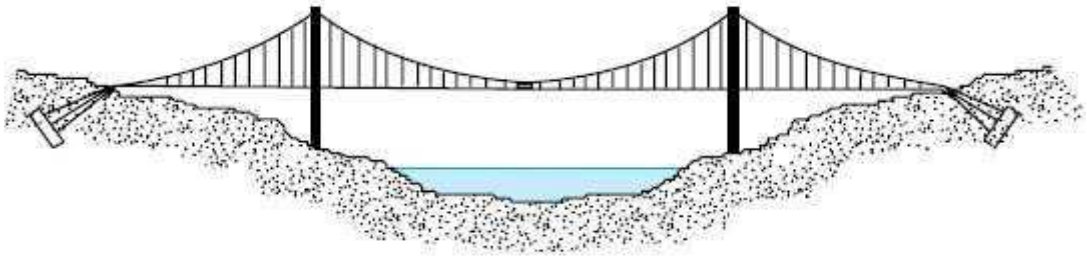


Exemple de pont suspendu (Pont du Golden Gâte).

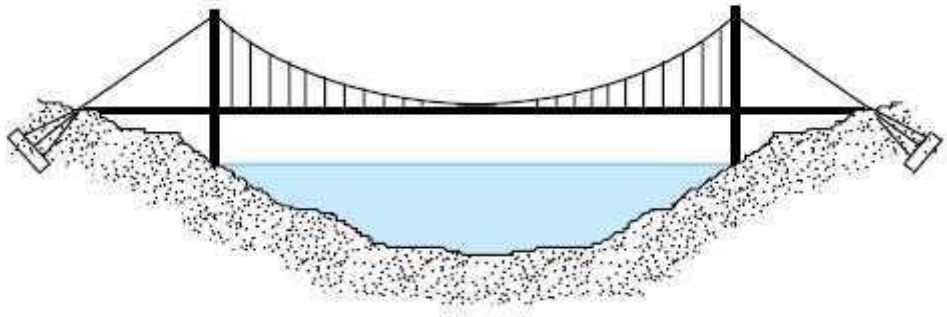
II-2-1-Différents types de ponts suspendus :

La typologie des ponts suspendus est définie par rapport aux formes caractérisant la suspension. Il existe deux formes de suspension : (figure 2.8)

- **Suspension totale**
- **Suspension centrale**



Suspension totale



Suspension centrale

Figure : type de suspensions

Figure II-8 : type de suspension.

Nous avons opté la suspension classique à double nappe continue à s'imposer, à deux câbles porteurs.

Les suspentes sont faites d'une paire de câbles et relient le tablier aux câbles porteurs tous les 24m. Côté câble porteur, les suspentes sont soit attachées à un collier par une articulation de type axe sur chape, soit formées en boucle pour ceinturer le collier dans des gorges rainurées. Les colliers constitués de deux demi-coquilles cylindriques, sont serrés par des boulons à haute résistance pour produire la résistance de friction nécessaire et s'opposer à tout glissement sur le câble. Côté tablier, la liaison est réalisée par un étrier s'articulant sur une pièce spéciale fixée au tablier, ou par ancrage sur un appendice extérieur à la poutre et prolongeant la pièce de pont.

II-2-2-Pylônes :

L'ouvrage constitue deux pylônes à deux mâts verticaux en forme de H,
Ils sont ancrés sur de puissantes fondations. Leur construction fait plus souvent appel au béton. Les montants, réalisés en caissons, sont entretoisés sur leur hauteur pour rigidifier la structure sous les effets de compression et de flexion transversale.

Figure II-9 : vue en élévation du pylône.

II-2-3-Tablier :

On a opté un tablier en ossature mixte offrant de nombreux avantages dans une gamme de la portée de l'ouvrage. En effet, les ossatures mixtes sont plus économiques que les caissons à dalle orthotrope et sont plus légères que les tabliers en béton. Par ailleurs leur montage est relativement simple. En général, Le tablier est constitué par une dalle mince, reposant sur 3 poutres principales longitudinales, entretoisées tous les 6m.

Figure II-10 : coupe schématique du tablier.

II-2-4-Le type de câbles :

On distingue deux types des câbles : deux câbles porteurs, et les suspentes.

- **Câble porteur :** pour notre ouvrage on adopte des câbles de diamètre ont une section suffisante pour supporter les efforts.
- **Les suspentes :** sont des câbles composés de fils tréfilés, mais de faible diamètre. On acquiesce des câbles T15 torons.

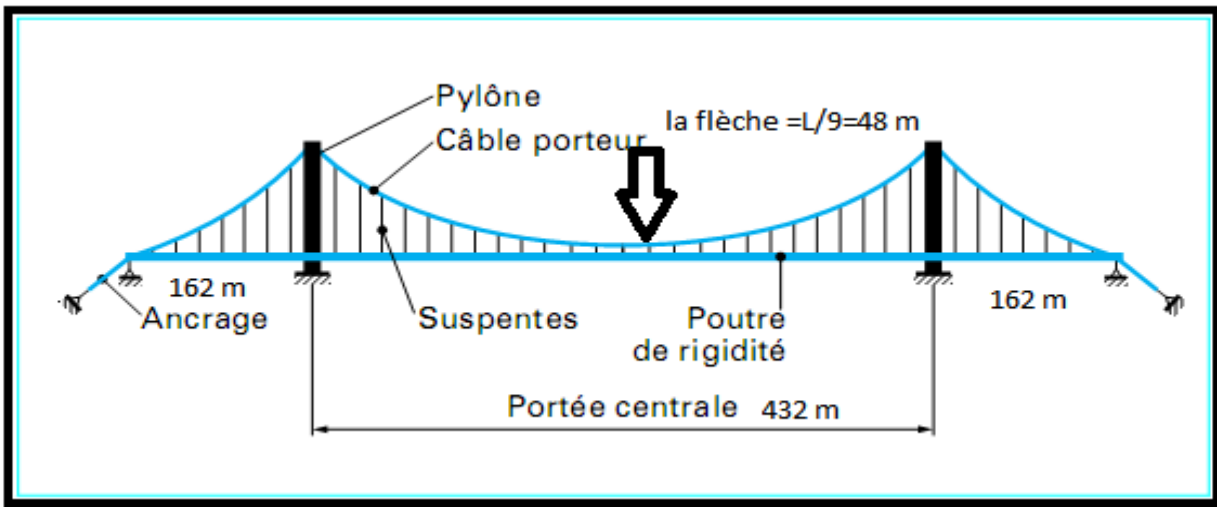


Figure II-11 : suspension du tablier sur un câble porteur.

II-2-5-Pré dimensionnement du tablier :

- **Nombre de poutres :**

N= La/d

La : La Largeur de tablier égale 20m ;

d : L'espacement on Le fixe **d=8m ;**

N = 20/8 =2.5 Donc

N = 3 poutres

- **Hauteur de poutre h :**

L'élancement ou La hauteur économique de La poutre est de L/25 Donc h = 24/25 =0.96 m.

à ce stade nous avons adopté une poutre à hauteur h=1.2 m

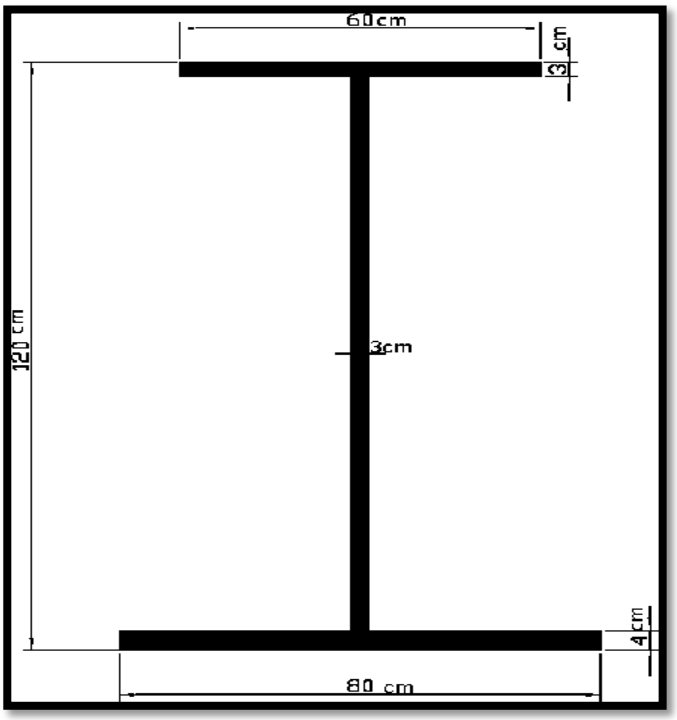


Figure II-12 : Coupe transversale de la poutre.

II-2-6-Les avantages et les inconvénients :

Les avantages :

- L'avantage premier des ponts suspendus est que ça structure permet de franchir des plus grandes distances.
- Le tablier étant plus flexible que le tablier des autres ponts, il est plus simple de donner à la structure une trajectoire courbée.
- L'absence de nombreux piliers facilite la circulation maritime et terrestre sous le pont.

Les inconvénients :

- L'inconvénient premier des ponts suspendus est l'action du vent. Si la prise du vent est mal étudiée, cela peut provoquer une torsion du tablier. Ces torsions peuvent être causées par deux raisons(le phénomène de résonance et le phénomène de couplage aéroélectrique).

- Il nécessite la présence des massifs d'ancrage imposants et lourds, indispensables pour retenir les forces considérables qui s'exercent, ce qui le lie fonctionnellement à la géologie du sol qui va le supporter.
- L'entretien des câbles devient un travail très dur et fastidieux demandant plusieurs mois ainsi que la fermeture du pont durant ce délai.

II-3-Variante N°3 : Pont à haubans

Constitués d'un ou de deux pylônes, ces ponts soutiennent Leurs tabliers au moyen d'une multitude de haubans. Les haubans, vont par paire, et sont fixés tout Le Long du tablier, de chaque côté du tablier et de chaque côté des pylônes. De ce fait, ils ne nécessitent pas d'ancrages au sol : Les haubans sont fixés à L'intérieur des pylônes.





Photo: pont à haubans.

Chaque hauban a La même tension mais des Longueurs différentes (selon son emplacement d'attache sur Le tablier). Les haubans s'équilibrent de chaque côté des pylônes. Les travées principales des ponts haubanés sont généralement moins importantes que Les travées des ponts suspendus à câbles porteurs.

Les haubans sont indépendants, ce qui est avantageux : cela permet de concevoir des tabliers à faible inertie. Le haubanage Latéral équilibre directement Les efforts de torsion des tabliers moins résistants et plus Légers sont alors autorisés.

Le développement des ponts à haubans ne fait que s'accélérer sur tous Les continents, car, en évitant La construction d'énormes massifs d'ancrage, Ils font reculer Le domaine d'emploi économique des ponts suspendus.

II-3-1- La répartition des travées :

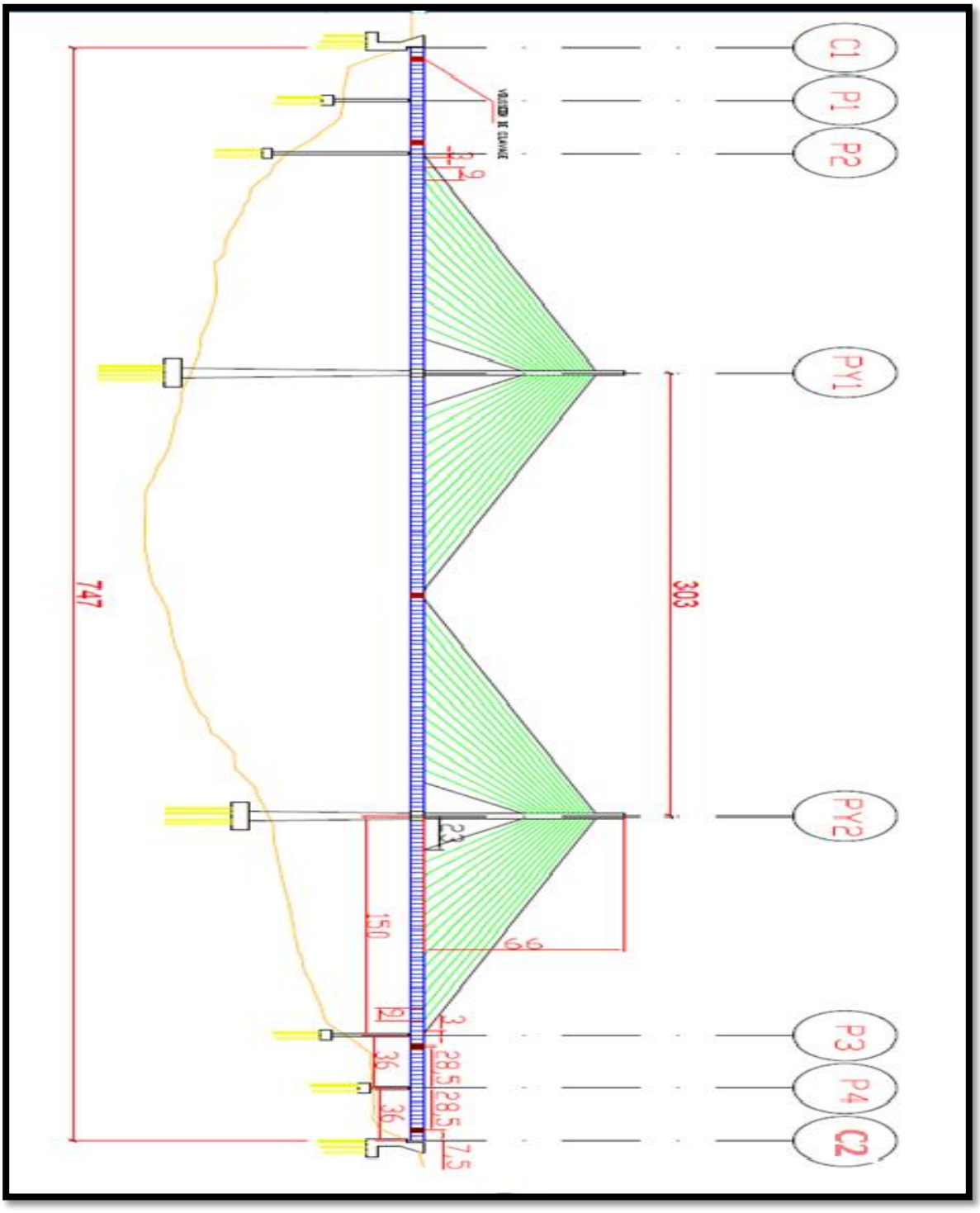


figure : répartition des travées

Nous avons opté pour une travée centrale de 303 m et deux travées adjacentes de 150m chacune et 36 m pour les travées de rive.

II-3-2-Type d'haubanage :

Il est l'élément fondamental vis-à-vis du comportement de l'ouvrage en service.

Sa configuration est par ailleurs influencée par la méthode de montage du tablier.

Dans le plan longitudinal, il y a trois façons de fixer les haubans sur le pylône :

- ✓ **en éventail** : les haubans convergent en tête de pylône ;
- ✓ **en harpe** : les haubans sont parallèles et répartis sur la hauteur du pylône;
- ✓ **en semi-éventail** : Combinaison des deux dispositions précédentes.

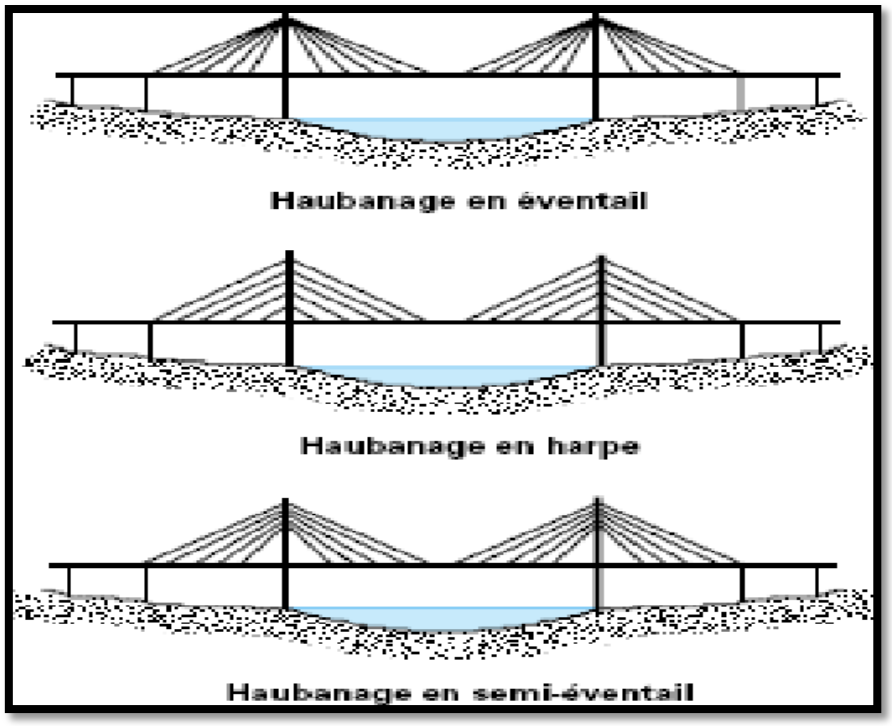


Figure II-14 : type d'haubanage.

Le rendement d'un hauban est d'autant meilleur que la composante verticale qu'il reprend est élevée et que « l'effet chaînette » qui caractérise son module est faible, l'inclinaison donnée aux haubans extrêmes ne descend pas.

En dessous de 20°. Cela conduit pour un pont symétrique à trois travées haubanées en semi-éventail, à un compromis fixant un rapport d'environ 5 entre la longueur de la travée centrale et la hauteur du pylône.

Transversalement, la suspension peut occuper deux positions :

— soit dans le plan médian de l'ouvrage en nappe centrale unique ;

— soit à l'extérieur de la chaussée en double nappe latérale.

Nous avons retenu une suspension à nappe centrale disposées en « semi-éventail» qui est une solution intermédiaire entre les configurations limites en harpe et en éventail.

Cette disposition permet de combiner de manière judicieuse les avantages inhérents à ces deux conceptions, tout en évitant leurs inconvénients. Une configuration **en semi-éventail** s'avère souvent idéale et un grand nombre de ponts haubanés modernes sont réalisés selon ce principe. En écartant les haubans dans la partie supérieure du mât, on facilite une bonne conception des détails d'ancrage.

Les câbles situés près du mât sont plus inclinés que ceux d'une suspension en harpe, ce qui permet de réduire sensiblement la rigidité souvent gênante de la liaison horizontale entre les mâts et le tablier.

Dans le but de simplifier l'ancrage du premier hauban dans le mât ainsi que pour des raisons d'esthétique.

Le choix de type d'hauban est fonction des caractéristiques mécaniques requises (module d'élasticité, résistance ultime à La traction, durabilité...) ainsi que de critères constructifs et économiques (mise en œuvre, conception des ancrages...).

II-3-3-Les pylônes :

Les pylônes supportent toutes les charges affectant le tablier (poids mort, surcharges de chaussée et climatiques) et les conduisent aux fondations. Ils constituent donc le dispositif essentiel de stabilité et de résistance de l'ensemble.

Plusieurs formes se combinent avec le schéma de haubanage et le type de tablier : mât central unique, double mât latéral indépendant ou entretoisé, pylône en V renversé ou en Y renversé. Voir schémas ci-dessous.

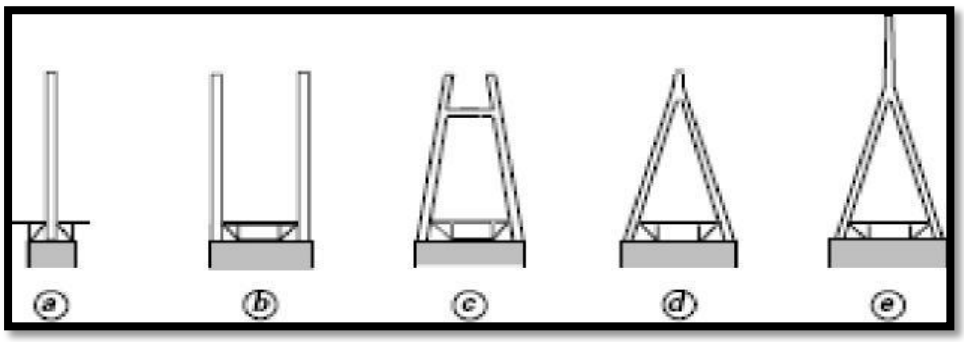


Figure II-14 : Différent types de pylônes**.**

L'objet de cette section est de mettre en évidence le rôle central que jouent les pylônes dans ce processus itératif, au travers d'une description qualitative des conditions spécifiques auxquelles ces éléments doivent satisfaire. Dans une certaine gamme de hauteurs, la quantité d'acier de haubanage et l'effort de compression dans le tablier sont des fonctions décroissantes

de H. cependant l'augmentation de hauteur des pylônes se traduit Par une augmentation significative de leur coût la plupart des projets font apparaître un ratio H /L relativement constant sur la base de données statistiques ces éléments par ailleurs élancés sont donc susceptible d'être instable conformément a l'esprit des nouveaux règlements le dimensionnement des mâts doit répondre à la double nécessite d'une aptitude au service et d'une capacité portante suffisante , on peut pré dimensionner les pylônes de la façon suivante, L étant la portée déterminante.

H/L = 0.2 à 0.22 pour les pylônes en mât unique.

Donc la hauteur allant de 60,6 m à 66,67 m.

On a choisit une hauteur de 66 m du mât.

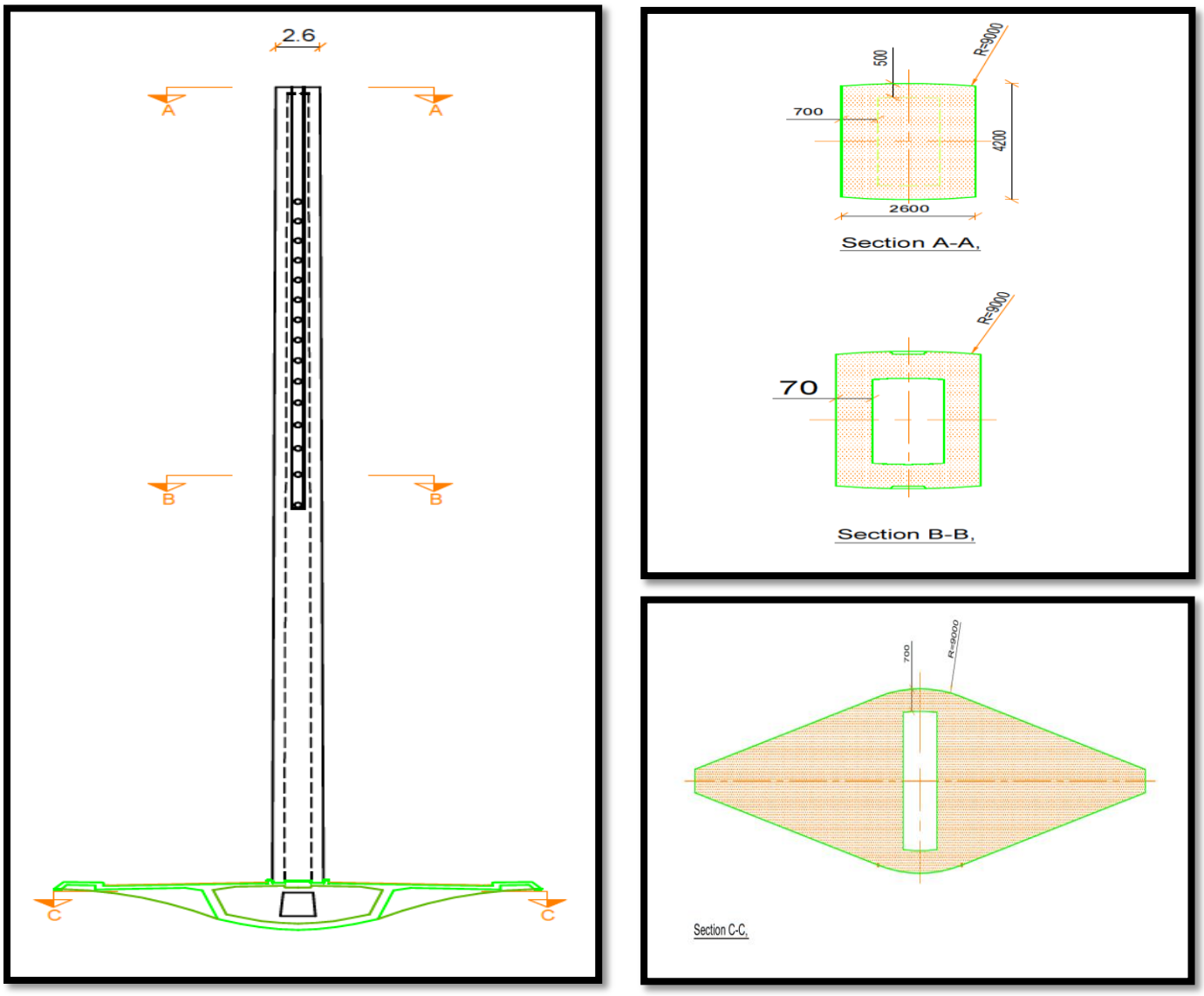


Figure II-15 : Coupe transversale du pylône.

II-3-4-Choix du tablier :

Il est judicieux de choisir un tablier souple que possible. Ce fait a conduit au développement des ponts haubanés à sections très minces et en béton à voussoirs préfabriqués, en effet, les voussoirs étant directement soutenus par des haubans définitifs. Le tablier du pont travaille en compression et en flexion. Le rapport de prix entre l'acier de structure et le béton avec les haubans détermine le choix du matériau composant le tablier :

- béton jusqu'à la portée d'environ 300 m ;
- mixte acier-béton jusqu'à 500 m. environ ;
- tout acier au-delà de 500 m.

Une combinaison des travées d'accès en béton avec une travée principale en acier Ou mixte est dans beaucoup de cas plus économique qu'un seul matériau sur toute la longueur.

L'écartement correspondant des haubans est approximativement de :

- 10 m pour les tabliers en béton
- 15 m pour les tabliers mixtes
- 20 m pour les tabliers entièrement acier

Nous avons pris un écartement de 9m ce qui donne 30 haubans par pylône.

II-3-5-Disposition des haubans :

Tableau II-1 : Disposition des câbles.

N° Hauban	Xi	Zi	α_i(°)	Longueur des haubans
1	23	34,8	56,53850485	41,71378669
2	32	36,4	48,68062217	48,46607061
3	41	38	42,82525589	55,90169944
4	50	39,6	38,37922392	63,78212916
5	59	41,2	34,92679279	71,96137853
6	68	42,8	32,18679404	80,34824205
7	77	44,4	29,96875426	88,88396931
8	86	46	28,14160123	97,52948272
9	95	47,6	26,61327994	106,2579879
10	104	49,2	25,31775072	115,0505976
11	113	50,8	24,20665899	123,8936641
12	122	52,4	23,24391944	132,7771065
13	131	54	22,40212959	141,6933308
14	140	55,6	21,66014799	150,6365162
15	149	57,2	21,00142732	159,6021303

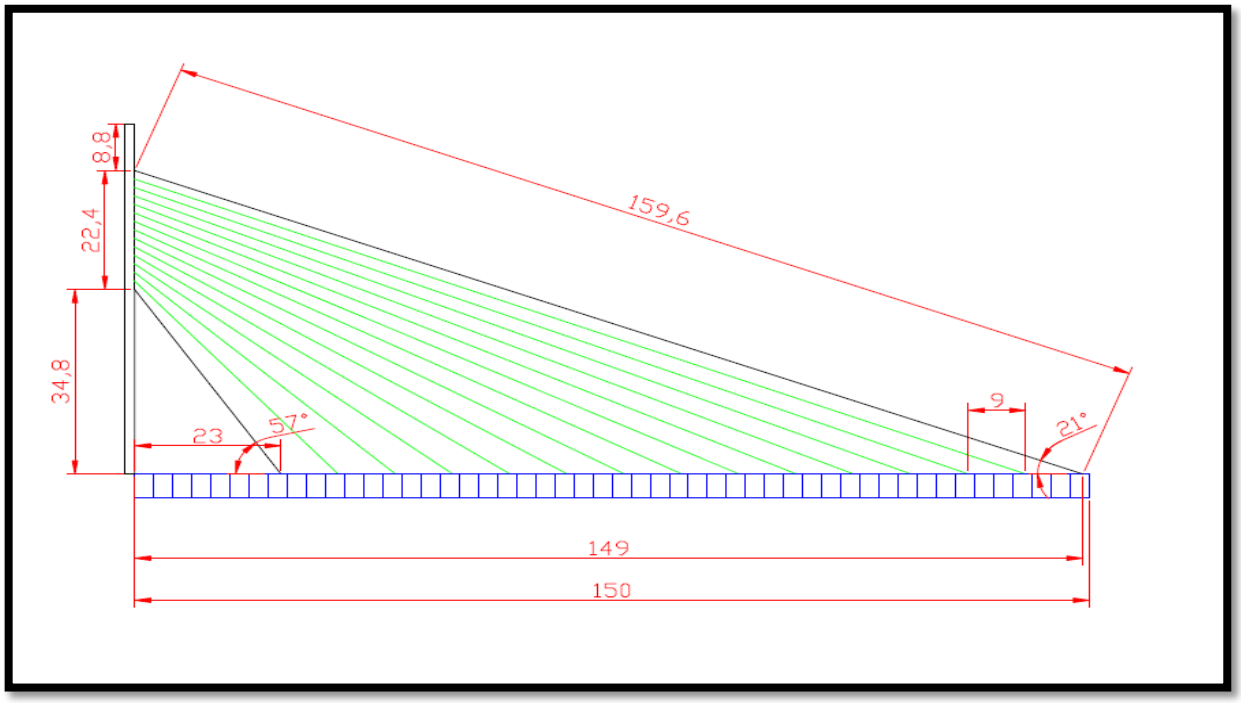


Figure II-16 : Disposition des câbles**.**

II-3-6-Pré-dimensionnement du tablier :

Géométrie de la section :

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,5 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages Lorsque les voussoirs sont préfabriqués, le principal critère de détermination de la longueur est la limitation du poids de ces voussoirs, les voussoirs préfabriqués doivent être déplacés avec des engins spécifiques, dont la capacité est forcément limitée. On notera toutefois que plus les voussoirs sont courts, plus la géométrie du fléau est difficile à respecter.

Nous avons opté pour un découpage longitudinale de 3 m sur toutes les travées même celui du clavage.

La distances A dépendent de la largeur totale du tablier ; est donnée par la formule suivante :

A=B/2, A=22.4/2 **A=11 ,2**

- **Le hourdis supérieur** : est essentiellement dimensionné pour résister à la flexion transversale. Cette épaisseur sera considérée comme épaisseur minimale.

  30 ≤ A/Es ≤ 35 alors 2.67 ≤ Es ≤ 3.525 **Es= 35 cm**

L'épaisseur E(si) (à l'extrémité du voussoir) est déterminée de façon à effectuer bétonnage correctement et dépend aussi des équipements tels les barrières de sécurité, glissières etc....par les efforts qu'ils engendreront. En général, cette épaisseur est égale à 25cm. **E(si)=25cm.**

- **Epaisseur des âmes :** L'âme doit assurer la résistance aux efforts de cisaillement et permet la bonne mise en place du béton ainsi que, dans de nombreux cas, l'ancrage des câbles de précontrainte. L'épaisseur minimale est de 30cm

  GUYON propose une formule empirique : $\mathbf{E_a \geq (h / 36) + 5 + \Phi\ (cm)}$

Pour la détermination de h (hauteur du caisson) on utilise la formule proposé par **Walther René** $1/70 \leq \mathbf{h/L} \leq 1/50$ Avec **L** la portée maximale,

soit L=260 alors $3.65 \leq h \leq 5.2$ donc **h=4.4m**

Nb : Pour **Φ** nous avons pour les ponts routiers dont $17 \leq \mathbf{B} \leq 27$ le type de câbles

27T15 dont **Φ=15cm** avec L>90m

- **Epaisseur des âmes sur pylônes :**

$E_a \geq (440 / 36) + 5 + 17$ or $E_a \geq 34.22$ $E_a = 40cm$

Pour loger les câbles de précontraints on opte pour la valeur suivante :

$$\mathbf{E_{a=}\ 60\ cm}$$

- **Epaisseur des âmes en zones courantes :**

$$\mathbf{E_a = 40\ cm}$$

✓ .**Le hourdis inférieur :** Nous envisageons deux dimensions différentes

1 : épaisseur sur pylône : on utilise la formule $A/7 \leq Ei \leq A/5$

$1.6 \leq Ei \leq 2.24$ On prend **Ei=1.6 m**

2 : épaisseur en zone courante : Elle est en fonction de la dimension de l'âme Ea=40cm donc

$E_c = \max\{18cm, 3\theta, E_a\}$; $E_p = \max\{18cm, 3x(15), 40\}$; donc **Ei=45 cm**

- ✓ **les goussets :**
  - **Gousset supérieur :** l'angle doit être compris entre 30° et 35°

Donc **α=35°**

  - **Gousset inferieur :** l'angle est compris entre 10° et 15°

Donc **β=10°**

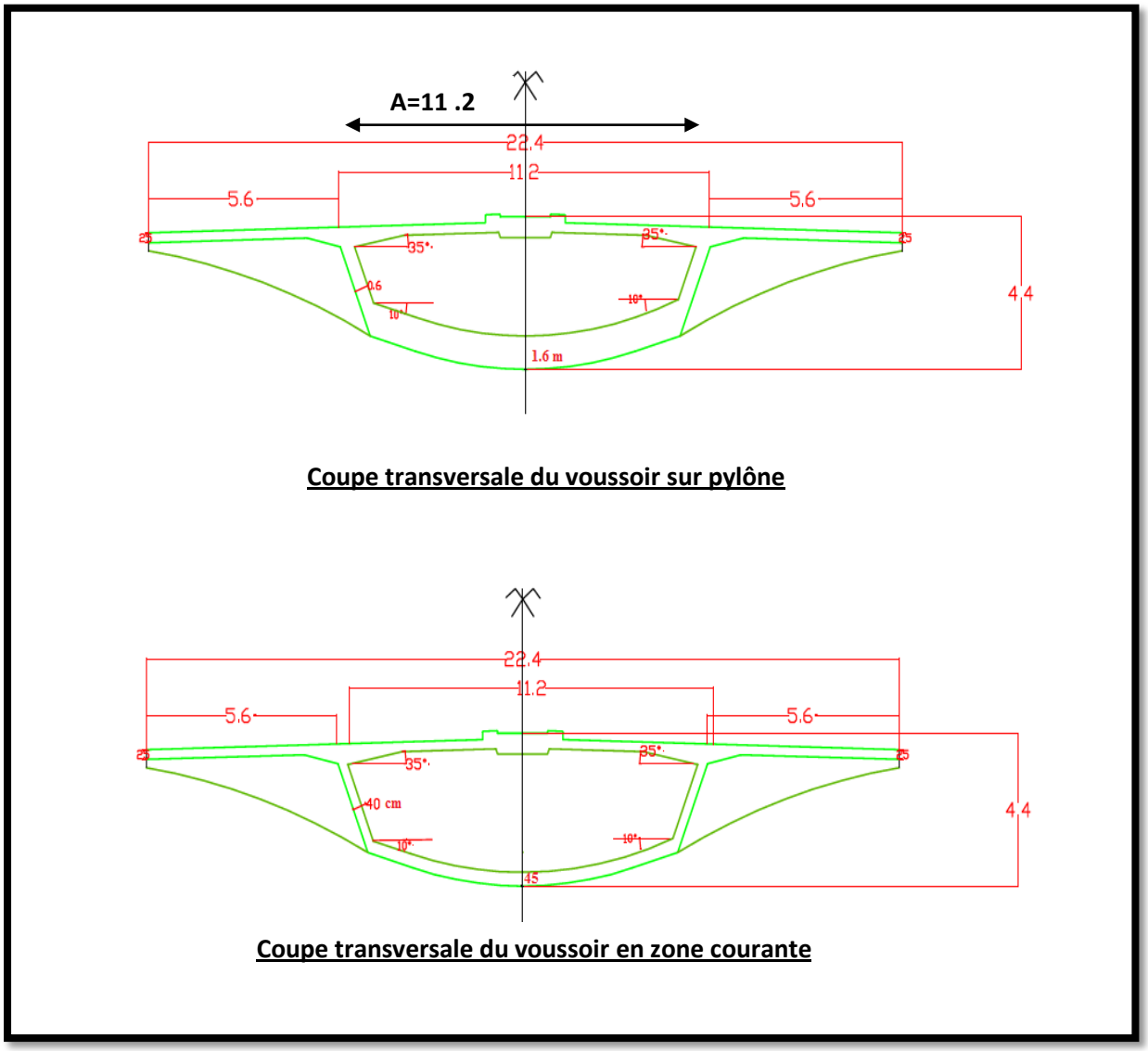


Figure II-17 : Coupe transversale du caisson.

II-3-7-Ancrages des haubans :

Les ancrages dans le tablier sont des **points singuliers**, de l'ouvrage par où transitent des efforts importants de plusieurs centaines de tonnes; leur conception est toujours conduite avec un soin extrême.

Le choix de l'ancrage se fait autour de deux principes fondamentaux :

- **Ancrage extérieur sur oreille :** Celle-ci, en tôle forte, est en continuité d'un plan résistant d'âme de poutre ou de caisson. Le culot à chape est monté sur l'oreille avec un axe, tandis que les réglages de tensions initiale et finale et de mise à longueur sont obtenus à l'aide de vérins ;
- **Ancrage arrière sur traverse :** incorporée à la structure du caisson (haubanage central) ou sur un appendice extérieur prolongeant l'entretoisement (haubanage latéral). Le culot mobile prend appui sur la traverse par l'intermédiaire d'un écrou extérieur vissé sur le culot ou de cales interposées entre le culot et la traverse.

L'accent doit être mis sur l'absolue nécessité d'intégrer, dans la conception globale et détaillée de l'ancrage, tous les aspects opératoires de chantier et ceux notamment qui concernent les masses et volumes de matériels nécessaires au tirage du câble, au réglage de sa tension initiale et finale, à son remplacement éventuel, afin de prévoir l'espace libre à dégager autour.

Les ancrages sur le pylône métallique, ou sur un pylône en béton dont seulement la tête est métallique, obéit aux mêmes principes que précédemment :

- ancrage extérieur sur oreille.
- ancrage arrière sur traverse à l'intérieur de la tête.

Il peut être envisagé d'opérer la mise en tension depuis l'intérieur de la tête de pylône, mais à condition de disposer d'un espace suffisant pour y implanter les installations de tensions. Cette condition est cependant plus difficile à satisfaire pour un câble clos que pour un câble à torons parallèles, et suppose un pylône de grosse section. L'avantage de cette solution est de libérer le tablier du chantier de tirage des câbles.

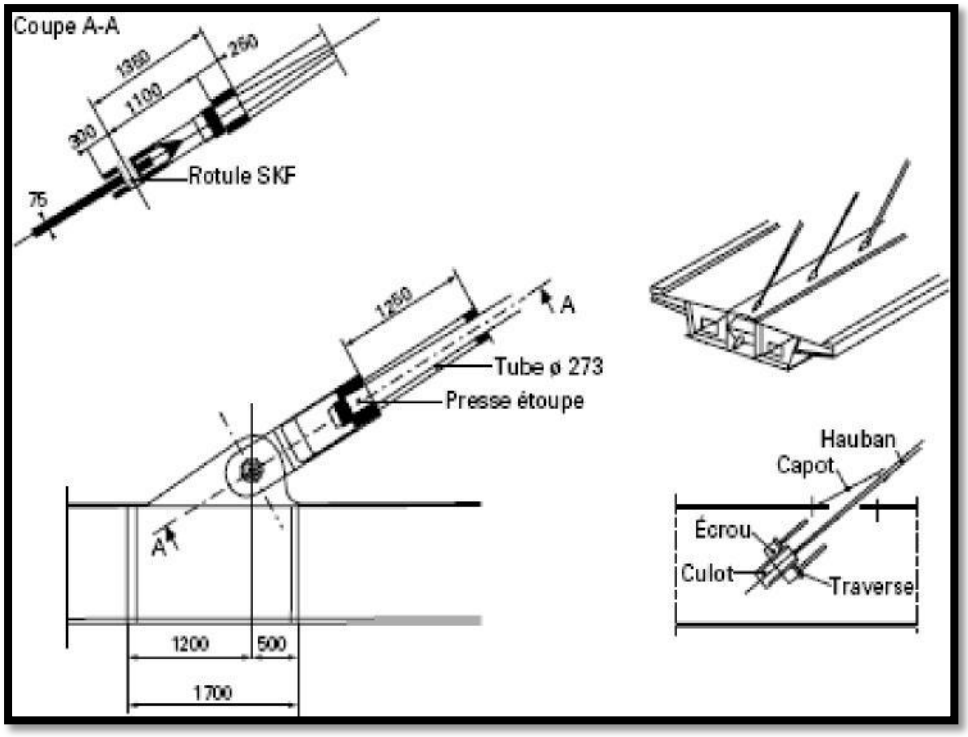


Figure II-18 : Ancrages des haubans sur le tablier.



Photo : Ancrages des haubans sur le tablier.

II-3-8- Les avantages et les inconvénients :

Les avantages :

- La libération totale de l'espace inférieur grâce au portage du tablier par suspension. Cet avantage trouve son application dans les franchissements de fleuves aux gabarits de navigation exceptionnels ou de brèches larges et profondes ;

- Le franchissement de très grandes portées par la multiplicité des appuis. Entre les appuis principaux constitués par les pylônes, le tablier est« soutenu » par une quantité d'appuis intermédiaires élastiquement déformables ;

- L'élancement exceptionnel des tabliers. Cette qualité n'a d'intérêt bien sûr que si la souplesse et la déformabilité du tablier satisfont les critères d'exploitation de l'ouvrage et ne s'adresse finalement qu'aux ponts routiers ;

- C'est le seul système qui peut être utilisé pour les ponts à grande portée quand les conditions de sol sont mauvaises ;

- Vu que le pont haubané est très imposant par son incidence sur l'environnement et vu le caractère urbain du site, le critère esthétique et souvent décisif qui avantage généralement les ponts haubanés ;

- Les déformations sont beaucoup plus petites que dans un pont suspendu.

Les inconvénients :

- Augmentation considérable des moments de poids propre par suite de la variation d'inertie des consoles ;

- Accroissement des contraintes de compression dans la membrure inférieure ;

- Multiplication des câbles de précontrainte des fléaux ;

- Un pont haubané est plus coûteux car il nécessite une grande quantité d'acier, son exécution est compliquée et demande une main-d'œuvre qualifiée et un matériel spécial qui demande l'intervention d'entreprises spécialisées.

II-4-Analyse multicritère :

Et enfin de compte, la solution retenue à l'unanimité dans le groupe était le pont à haubans. Il faut préciser tout de même que cette variante « finale » est passée par énormément de changements et cela afin de parfaire l'insertion de notre ouvrage dans le site tout en prenant en considération toutes les contraintes qui l'accompagnent.

Parmi les raisons qui nous ont poussés à fixer notre choix sur le type de pont on cite les suivantes :

L'objectif '**Résistance et durabilité et *Economie'*** est le plus important pour un ouvrage de cette grandeur. En outre la proposition 3 présente une facilité d'entretien, les câbles sont individuellement remplaçable la variante 2 est vulnérable a se mettre en résonance ainsi que l'exposition au milieu agressif (la corrosion) ce qui demande un entretien périodique, la variante 1 est limité à franchir des grandes portées.

Du point de vue *'Esthétique'* on a estimé que la proposition 3 est la plus élégante, elle représente quelque chose de particulier. La présence d'un seul plan d'haubans permet en effet d'éviter tout croisement optique des câbles ce qui confère a ces ouvrages une élégance incontestable.

A fin d'évaluer chaque critère, nous lui affecterons une note sur 20.

La variante retenue sera celle dont la moyenne est la plus élevée.

Tableau II-2 : Analyse multicritères.

Variantes	Pont en encorbellement successif	Pont suspendu	Pont à haubans
Coût/10	8	3	5
Aspect fonctionnel /10	10	10	10
Aspect architectural /5	2	3	4
Aspect esthétique /5	3	3	4
Effet d'impact /5	4	4	4
Entretien /5	3	2	4
La moyenne/40	30	25	**31**

HYPOTHESES DE CALCUL

<<Rien ne marque tant le jugement solide d'un homme,

que de savoir choisir entre les grands inconvénients.»

Retz (Jean-François Paul de Gondi)



CHAPITRE III : «Hypothèses de calcul»

III-1-Les Normes

Le calcul des structures sera effectué conformément aux:
-Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
-Règles B.P.E.L. 91: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;
-Cahier des Prescriptions Communes; Fascicule 61, Titre II (Texte n. 195 – Réédition 1981): programme de charges et épreuves des ponts routiers
-Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
-Réglementations SETRA.

III-2-Choix des matériaux :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On note ici les caractéristiques du béton, des haubans, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

III-2-1-Béton :

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène : le ciment, le sable le gravier, l'eau, et éventuellement des adjuvants (SIKA).

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de tractions amenées par les charges.

Le module d'élasticité longitudinale est élevé, pour réduire les déformations, et les pertes de tension des aciers.

Pour le béton précontraints, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m^3, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m^3 *(c à d 500 Kg de ciment pour 1 m^3 de béton).*

Quant aux liants, les plus utilises pour la mise en œuvre du béton sont les ciments H.T.S (Haute teneure en silice)

- **Résistance du béton :**

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée "f_{c28}"elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

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

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \text{ (MPA)(B.A.E.L 91).}$$

La résistance de compression caractéristique du cylindre est présentée dans le tableau suivant:

Tableau III-1: Resistance de compression caractéristique.

Elément structural	Tablier	Pylône	Pile	Pieux
F_{28} [MPa]	50	50	40	40

Nuance de béton, f_{28} [MPa]	50	40	30
E_{cm} [GPa]	37	35	33
ε_{c1}	2,45	2,3	2,2
ε_{cu1}	3,5		
Taux toxiques ν	0,2 (0,0 pour béton fissuré)		

- La résistance à la traction est fonction de la résistance à la compression:

ftj = 0,6+0,06 fcj = 0,6+0,06 (50) = 3,6 MPa (pour le tablier et pylône)

ftj = 0,6+0,06 fcj = 0,6+0,06 (40) = 3 MPa (pour les piles et l'infrastructure)

- **Contrainte admissible à la compression :**

Etat limite "ELU", fbu=0,85$f28/\gamma b$ (B.A.E.L 91).

Avec : $f28$: résistance caractéristique à 28 jours.

γb : coefficient de sécurité et prend les deux valeurs suivantes :

$\gamma b = 1,5$: situation durable ou transitoire.

$\gamma b = 1,15$: situation accidentelle.

- **Déformation longitudinale du béton :**

On définie le module de déformation longitudinal pour le béton "Eij" selon les règles B.P.E.L comme suit :

- Module de déformation instantanée du béton : Eij=11000($f$tj) $^{1/3}$ pour une durée d'application <24h
- Module de déformation sous chargement de longue durée :Evj= Eij / 3=3700($f$tj) $^{1/3}$.

- **Enrobage**

L'enrobage de béton pour toute armature doit être :

- Tablier: 40 mm pour faces extérieures et 30 mm pour faces intérieures ;
- Pylône: 40 mm pour faces extérieures et 30 mm faces intérieures ;
- Piles: 50 mm pour faces extérieures et 30 mm faces intérieures ;
- Fondation des pieux: 75 mm.

III-2-2-Les aciers passifs :

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe F_eE500 On a :

- f_{yk} = 500 MPa
- E = 200000 MPa
- ε_{uk} = 5,0%
- Densité: ρ = 7850 kg/m^3

$\sigma_s = F_e/\gamma_s$

Avec :

γ_s : coefficient de pondération pris égale à 1,15.

D'où : σs = 500/1,15 =434,78 (MPa).

III-2-3-Les aciers de précontrainte « actifs » :

Le comportement de l'adhérence de l'acier précontraint – comme simplification raisonnable – peut être considéré comme le comportement de l'adhérence de l'armature normale

Les caractéristiques de l'acier précontraint sont les suivantes.

- f_{pk} = 1860 MPa
- $f_{p0,1k}$ = 1600 MPa
- E_p = 195000 MPa
- catégorie 2 – relaxation basse, non revêtue
- Diamètre nominal = 15,7 mm
- Aire nominale = 150 mm^2
- Masse nominale = 1180 kg/m
- Force initiale max.: 0,75* f_p = 1395 MPa
- Perte de relaxation à 1000 heures sous 0,7* f_{pk}: $\leq$2,5%
- Densité: ρ = 7850 kg/m^3
- Ecart de fendage = 8 mm

- Coefficient de frottement pour câbles de précontrainte intérieurs sur des gaines en acier ondulées: $\mu = 0{,}20\ rad^{-1}$ (le même pour câbles de précontrainte extérieurs).

- Coefficient Wobble pour câbles de précontrainte intérieurs sur des gaines en acier ondulées: $\omega = 0{,}002\ m^{-1}$ (0 pour câbles de précontrainte extérieurs).

III-2-4-Les Haubans :

Les principales qualités requises pour un hauban sont :

- Résistance mécanique
- Résistance à la fatigue
- Durabilité

Trois technologies de câbles se partagent le marché des haubans :

- Les câbles clos: sont fabriqués en usine à partir de fils disposés par toronnage en couches hélicoïdales à pas inversés.
Les fils galvanisés sont de section ronde au centre, puis de section trapézoïdale dans les couches intermédiaires pour finir par un profil de section en Z sur les couches finales.

- Les câbles à fils parallèles: sont constitués en usine d'un assemblage de fils d'un diamètre de 7 mm placés dans une gaine et protégés par l'injection d'un coulis de ciment après installation sur l'ouvrage. Un câble peut compter jusqu'à 350 fils. Les conditions de mise en place sont comparables à celles des câbles clos.

- Les câbles à torons parallèles: sont dérivés des techniques et produits de précontrainte. Les torons, d'un diamètre de 15,7 mm pour les plus courants, sont revêtus de polyéthylène et mis en place dans l'ouvrage les uns après les autres avec des moyens simples et légers.

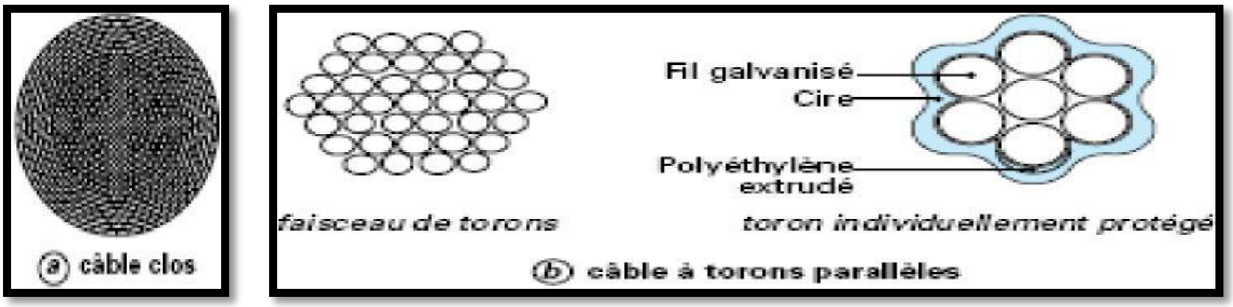


Figure III-1 : Câbles de haubans**.**

Nous avons opté pour un MTP (multi torons parallèles) dont les caractéristiques des torons sont suivantes :

Diamètre nominal = 15,7 mm

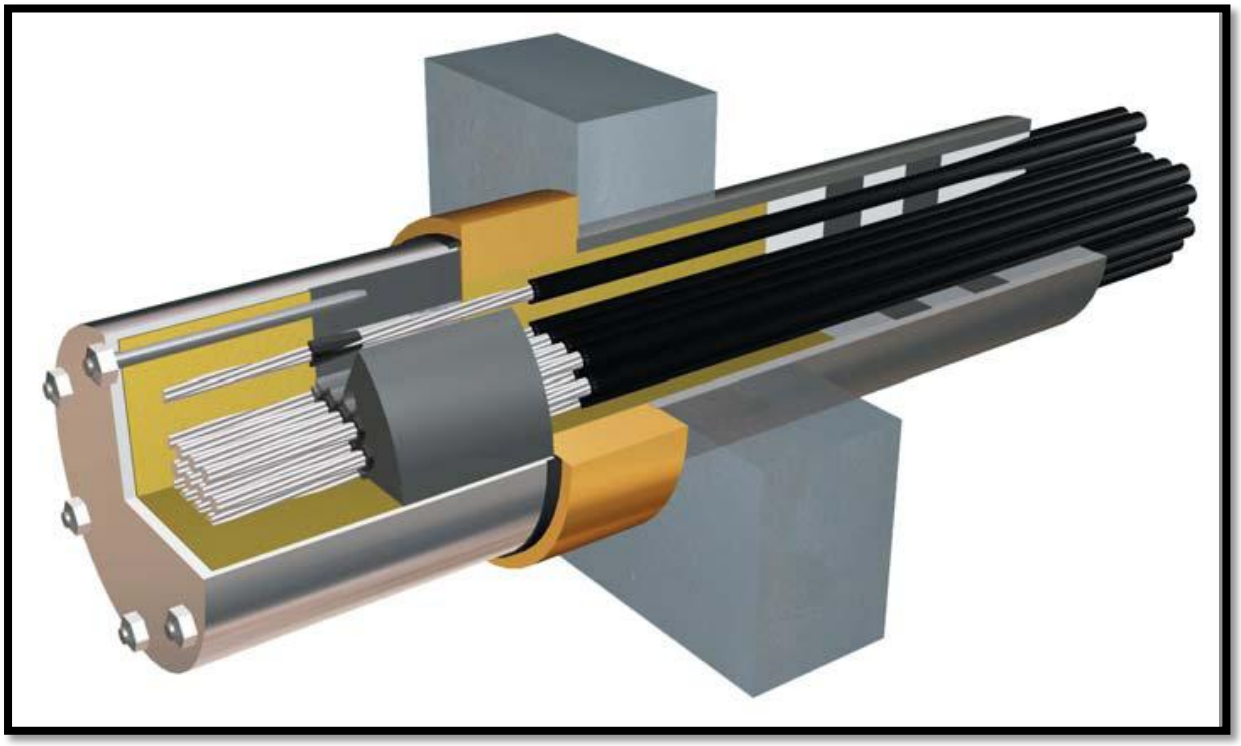
Surface nominale des torons = 150 mm2

Contrainte de traction ultime: fu = 1860 MPa

Module d'élasticité = 195000 MPa

L'exigence de traction est:

Dans le cas de notre ouvrages, on peut placer les ancrages suffisamment loin des zones critiques de sorte que, grâce à l'adhérence produite par l'injection, ils ne subissent que relativement peu de variations de contrainte. S'agissant d'un pont haubané, les câbles jouent le rôle d'appuis verticaux et reprennent donc directement et intégralement l'ensemble des charges (permanentes et variables) qui agissent sur la structure. C'est la raison essentielle pour laquelle on limite les contraintes dans l'acier à l'état de service à un taux notablement plus bas que dans la précontrainte traditionnelle (σse= 0.45 fpk).



CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

<< Ne charge pas tes épaules d'un fardeau

Qui excède tes forces. »

''De Horace''



CHAPITRE IV : « Calcul des charges et surcharges »

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

Les caractéristiques du pont sont :

- Largeur droite 22.4 m.
- Largeur rouable =14 m.
- Largeur chargeable = 22.4 m
- Pont de première classe (C1)
- Le nombre de voies n=4, de largeur de 3.5m pour chaque voie.

IV-1-Définition des charges :

✓ **Charge permanente (CP):**

Ces charges concernent le tablier seul.

Tableau IV-1:Les caractéristiques mécaniques des voussoirs.

Voussoir	Hauteur(m)	AIRE (m^4)	I(Y)m^4	X(cdg)m	y(cdg)m	Vm(m)	v'(m)	ρ
Zone courante	4,4	13,826	43,757	11,2	2,691	2,691	1,709	0,688169192
Sur Pylone	4,4	24,045	60,803	11,2	2,06	2,06	1,94	0,632748721

✓ **Les éléments porteurs :**

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

Wcp = W (voussoir sur pylône) + W (voussoir en zone courante)
Wcp= (42*24.045*25) + (705*13.826*25) = 244718.14 KN

Charge permanente due aux voussoirs : 244718.14/747=327.601

Qcp=327.601KN/ml

✓ **Les éléments non porteurs :**

- **Revêtement :** Une couche de revêtement en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur.

P_{rev}= e .l .γ_{bb}= 14 x 22 x 0.08 = **P_{rev}= 24.64 Kn/m**

- **Gardes corps :**

le poids d'un garde-corps est estimé à 1 KN/ml donc **: P_g= 2KN/ml**

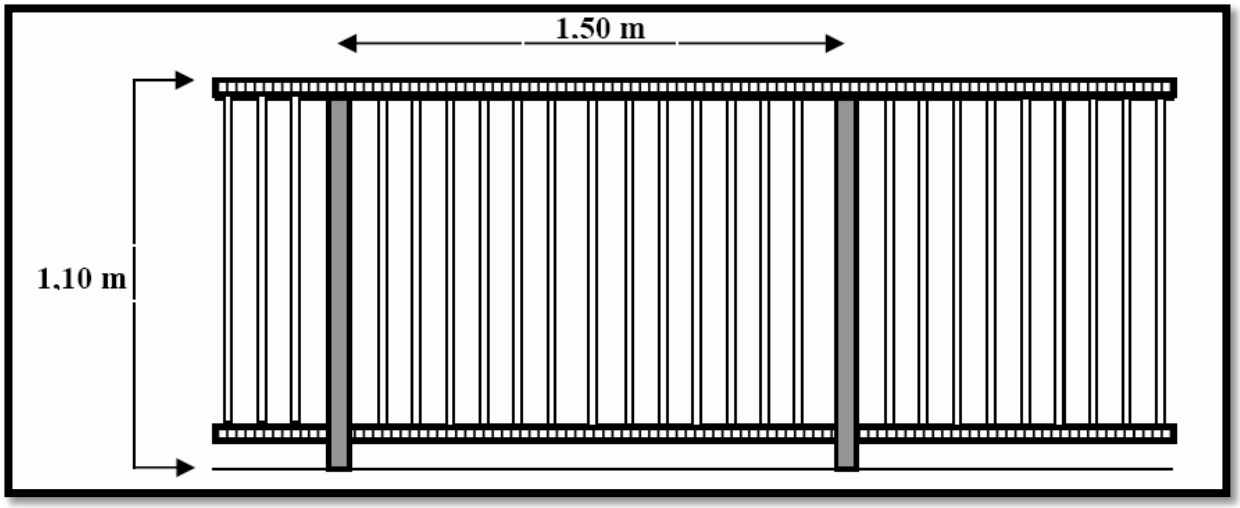


Figure IV-1 : Garde corps.

- **Poids des trottoirs + corniches :**

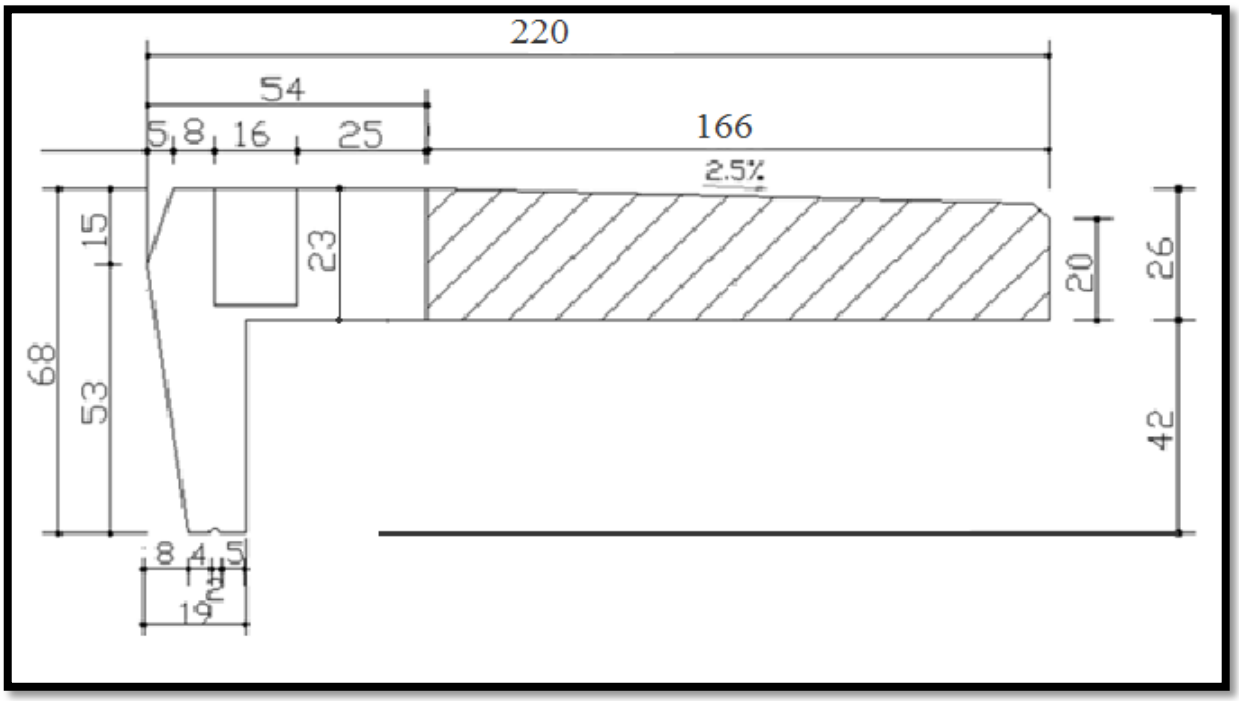


Figure IV-2 : Coupe transversale sur trottoir et corniche.

$P_{trotoir+corniche}$= 2 x (0.332+0.076+0.0748+0.0442) x 25=1.054x25 = **26.35 KN/m**

- **d - glissières de sécurité :** Nous avons deux types de glissières de sécurité

  - **La glissière de sécurité en acier** : son poids est de P_{gl} = 0,6 KN/m

P (2gli) =1,2 KN/m

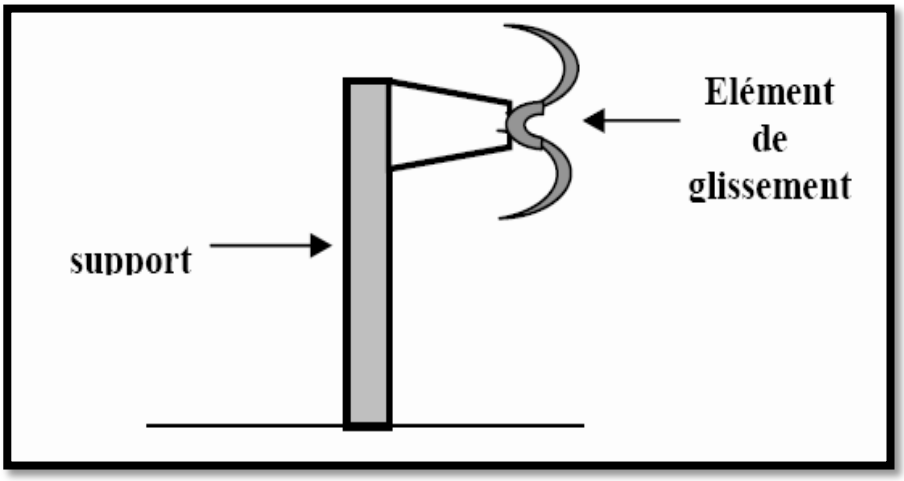


Figure IV-3 : Glissière de sécurité en acier.

  - **La glissière de sécurité en béton armé :** on utilise un séparateur simple (GBA) possédant une masse de 1.63 KN/m;

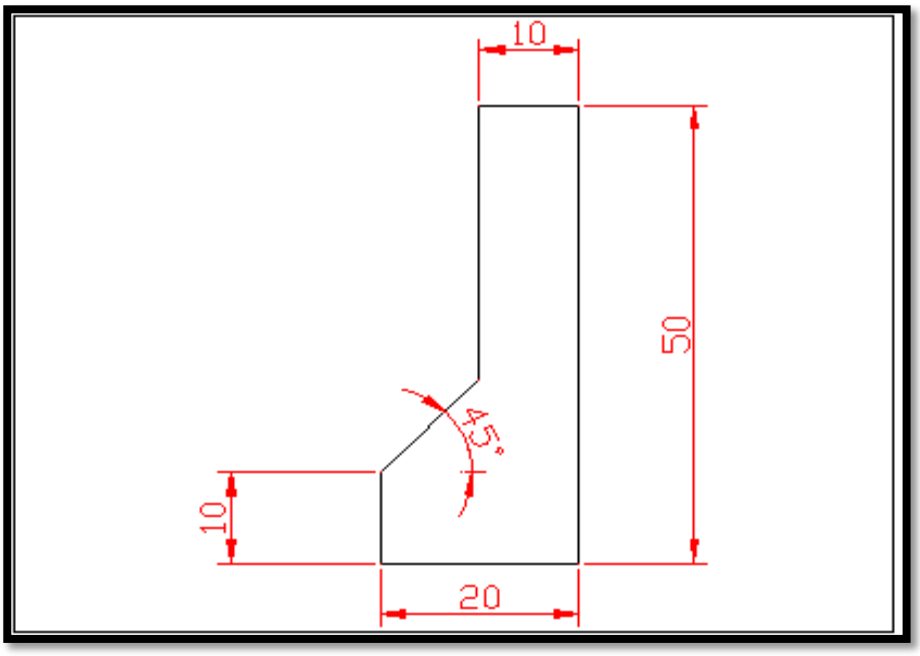


Figure IV-4 : Glissière de sécurité en béton armé GBA.

$\mathbf{P_{GBA}}$ =2x1.63 = 3.26 KN/m

$\mathbf{P_{glissière\ totale}}$ = 3.26+1.2 = **4.46 KN/m**

$CP_{Elements\ nonporteur}$ =Trottoirs +Corniche +revêtement +gardes corps + glissière de sécurité.

$$CP_{\ Elements\ non\ porteur} = 26.38+24.64+2+4.46= 57.45\ kN/ml.$$

Donc la charge permanente totale du tablier CP = 57.45 + 327.601

CP = 385.051 Kn/ml

IV-2-Calcul des surcharges routières :

La classe du pont:

- Lr ≥ 7,00m Un pont de 1ere classe.
- 5,50 m < Lr <7,00m Un pont de 2éme classe
- Lr ≤ 5,50m Un pont de 3éme é classe

C'est un pont de première classe (largeur rouable =14m) Nombre de voies: Nv =[Lc/3]

Donc Nv= [14/3]=4 voies.

Largeur d'une voie: Lv=Lc/Nv

Ce qui donne : Lv =14/4=3.5m.

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système Bc, Bt, Br.
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

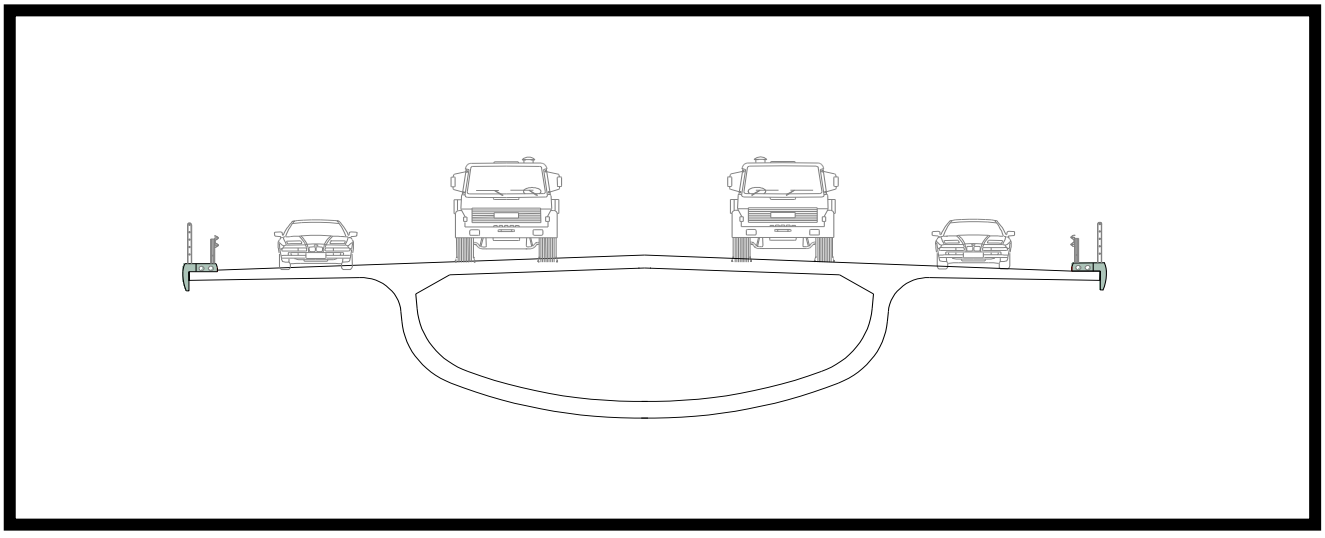


Figure IV-5 : Surcharges routières.

On doit calculer le coefficient de majoration dynamique pour tous les cas possible afin de trouver la valeur maximale ; les cas possible sont représentés comme suit :

IV-2-1- Système de charge A (l) :

D'après le fascicule 61titre II:

A (l) : est une masse donnée en fonction de la longueur chargée L. elle est donnée par la formule suivante:

- A(l) =230+ 36000/ (l+12) L≤200m
- A(l)= 400 - 0,2 L L>200m

1er cas (L= 36m)

A(l) : pour une travée chargée
L : longueur chargeable (longueur de portée).
A(l) =230+36000/ (36+12).
A (L) = 980kg/m^2.

A (L) = 0,98 t/m^2.

a1 : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

Tableau IV-2: Valeurs du coefficient a_1.

Nombre de voies chargées		1	2	3	4
Classe du pont .	Première	1	1	0,9	0,75
	Deuxième	1	0,9	»	»
	Troisième	0,9	0,8	»	»

$A(L)_i = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L_C$
Avec: L_C: est la largeur chargée. Alors:

- **Pour une voie chargée :**

L_C = 3.5 m. a1=1
$a_2 = v_0 / L_V \Rightarrow a_2 = 3{,}5/3.5 = 1$

Avec : v_0=3,5 pour un pont de 1ère classe.
L_V : largeur d'une voie.

A (L)1 =3.43 t/ml.

- **Pour deux voies chargées :**

L_C=7,00m. a_1=1
a_2= v_0/ L_V=> a_2=3,5/3.5=1

$A(L)_2$ =6.86 t/ml.

- **Pour trois voies chargées :**

L_C=10.5 m. a_1=0.9
a_2= v_0/ L_V=> a_2=3,5/3.5=1

$A(L)_3$ =9.26 t/ml.

- **Pour Quatre voies chargées :**

L_C=14m . a_1=0.75
a_2= v_0/ L_V=> a_2=3,5/3.5=1

$A(L)_4$ =10.29 t/ml.

2eme cas (L= 150 m)

- **Pour une voie chargée :**

L_C = 3.5 m. a_1=1
a_2= v_0/ L_V=> a_2=3,5/3.5=1

Avec : v_0=3,5 pour un pont de 1ère classe.
L_V : largeur d'une voie.

A $(L)_1$ =1,582t/ml.

- **Pour deux voies chargées :**

L_C=7,00m. a_1=1
a_2= v_0/ L_V=> a_2=3,5/3.5=1

$A(L)_2$ =3,165 t/ml.

- **Pour trois voies chargées :**

L_C=10.5 m. a_1=0.9
a_2= v_0/ L_V=> a_2=3,5/3.5=1

$A(L)_3$ =4,271 t/ml.

- **Pour Quatre voies chargées :**

L_C=14m . a_1=0.75
a_2= v_0/ L_V=> a_2=3,5/3.5=1

$A(L)_4$ =4,746 t/ml

- **3eme cas (L= 300 m) :**

  - A(l)= 400 - 0,2 L L>200m

Tableau IV-3:Valeurs de a_1.

a_1		1	0,9	0,8	0,75	0,7
Longueur chargée l (m)	supérieure à . . .	343	200	141	121	103
	inférieure à . . .	495	753	927	1.005	1.080

A(L) = 400 - 0,2(300) = 340 kg/m2

A(l)=0,340 t/m2

200 < L < 753 Donc a1= 0,9

n^e voie chargée : Lrc x 0,9 X A(l)

A(l)1= 0,9 X 0,34 X 3,5 = 1,071 t/ml
A(l)2= 0,9 X 0,34 X 7 = 2,142 t/ml
A(l)3= 0,9 X 0,34 X 10,5 = 3,213 t/ml
A(l)4= 0,9 X 0,34 X 14 = 4,284 t/ml

- Le tableau suivant récapitule les valeurs de A(l)

Tableau IV-4 : Valeurs de A(l)

Nbr de Voie / L	1	2	3	4
36	3.43	6.86	9.26	10.29
150	1.58	3.16	4.27	4.74
300	1.07	2.142	3.21	2.28

IV-2-2- Système B :

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- ✓ Le système B_C qui se compose de camions types (30 t).
- ✓ Le système B_t se compose de groupes de deux essieux «essieux tandems (32t) ».
- ✓ Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 t).

a) Surcharge Bc :

Un camion type du système B_C comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chacun des essieux arrière ……12 t.
- Masse portée par l'essieu avant…….……..……..6 t.
- Longueur d'encombrement …….....10, 5m.
- Largeur d'encombrement ……..2,5m.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière ……...4,5m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu ……..…..2m.

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal : c'est le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

***Disposition dans le sens longitudinal* :** le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

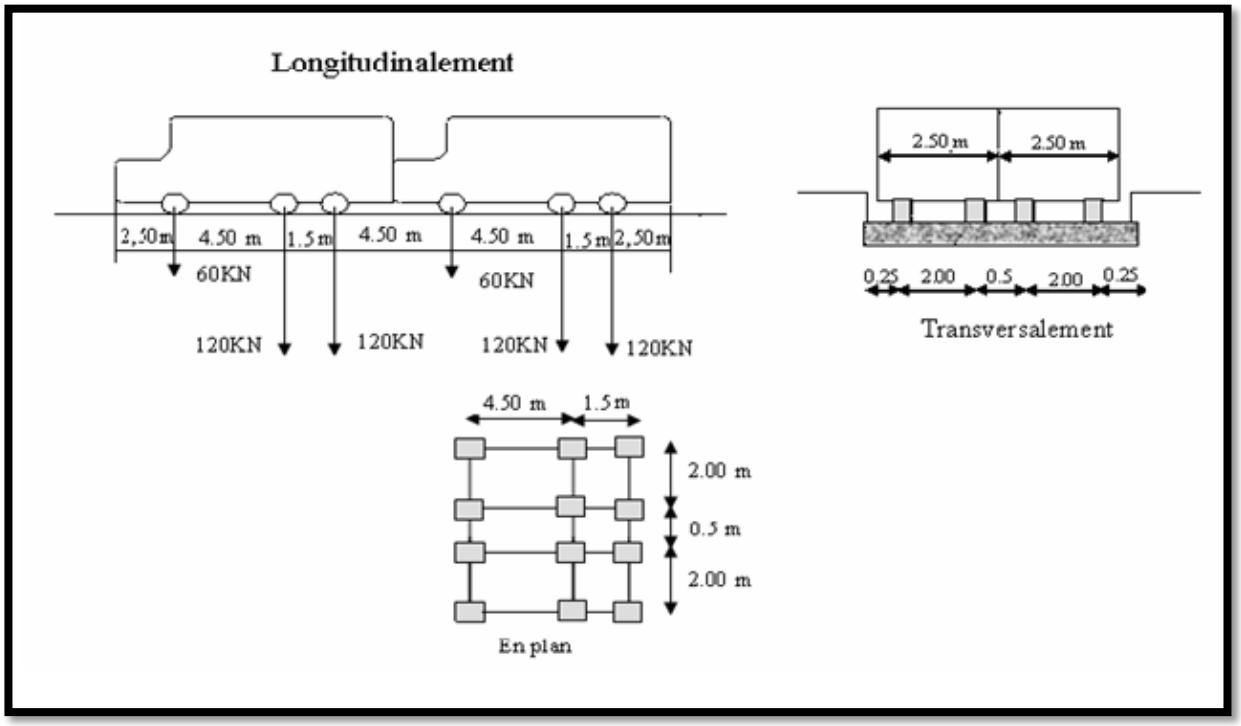


Figure IV-6 : Dimensions du système Bc.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur de la charges du système B_C prise en compte est multipliée par le coefficient b_C qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Valeurs du coefficient bc.

	Nombre de files considérées				
Classe du pont	**1**	**2**	**3**	**4**	**>5**
1	**1,2**	**1,1**	**0,95**	**0,8**	**0,7**
2	**1**	**1**	//	//	//
3	**1**	**0,8**	//	//	//

Calcul des coefficients dynamiques :

Les surcharges du système BC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

✓ **1er cas L=36 m**

L = 36 m : portée de travée.
G : La charge permanente. G = 1386.18 t.
S : Surcharge B_C maximale multipliée au préalable par b_C.

- **Pour une voie chargée:**

S = Ncamion x P x bc
bc = 1,2
S=30 x2 x 1,2=72t.

$\delta = 1.056$

- **Pour deux voies chargées:**

bc =1.1
S=30×4×1.1=132t

$\delta = 1.062$

- **Pour trois voies chargées:**

bc =0,95
S=30×6×0.95=171 t

$\delta = 1,066$

- **Pour quatre voies chargées:**

bc =0,8
S=30×8×0,8=192 t

$$\delta = 1,068$$

✓ **2eme cas L=150 m**

L = 150 m : portée de travée.
G : La charge permanente. G = 5775.76 t.
S : Surcharge B_C maximale multipliée au préalable par b_C.

- **Pour une voie chargée:**

$S = N_{camion} \times P \times b_C$
$b_C = 1,2$
S=30 x2 x 1,2=72t.

$$\delta = 1.014$$

- **Pour deux voies chargées:**

bc =1.1
S=30×4×1.1=132t

$$\delta = 1,0163$$

- **Pour trois voies chargées:**

bc =0,95
S=30×6×0.95=171 t

$$\delta = 1.0173$$

- **Pour quatre voies chargées:**

bc =0,8
S=30×8×0,8=192 t

$$\delta = 1,0178$$

✓ **3eme cas L=300 m**

L = 300 m : portée de travée.
G : La charge permanente. G = 11551,53 t
S : Surcharge B_C maximale multipliée au préalable par b_C.

- **Pour une voie chargée:**

$S = N_{camion} \times P \times b_C$
$b_C = 1,2$
S=30 x2 x 1,2=72t.

$$\delta = 1,0074$$

- **Pour deux voies chargées:**

bc =1.1
S=30×4×1.1=132t

$$\delta = 1,0082$$

- **Pour trois voies chargées:**

bc =0,95
S=30×6×0.95=171 t

$$\delta = 1,0087$$

- **Pour quatre voies chargées:**

bc =0,8
S=30×8×0,8=192 t

$$\delta = 1,0090$$

Les valeurs de δ sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 : Valeurs de δ

L \ Nbr de Voie	1	2	3	4
36	1.0560	1.0620	1.0660	1.0680
150	1.0140	1.0160	1.0173	1.0178
300	1.0074	1.0082	1.0087	1.0090

b) Surcharge Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux (2 x 16 t), à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés sur le front de la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3,5m de large.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt qui est présenté dans le tableau suivant :

Classe du pont	**1**	**2**
Bt	**1**	**0,9**

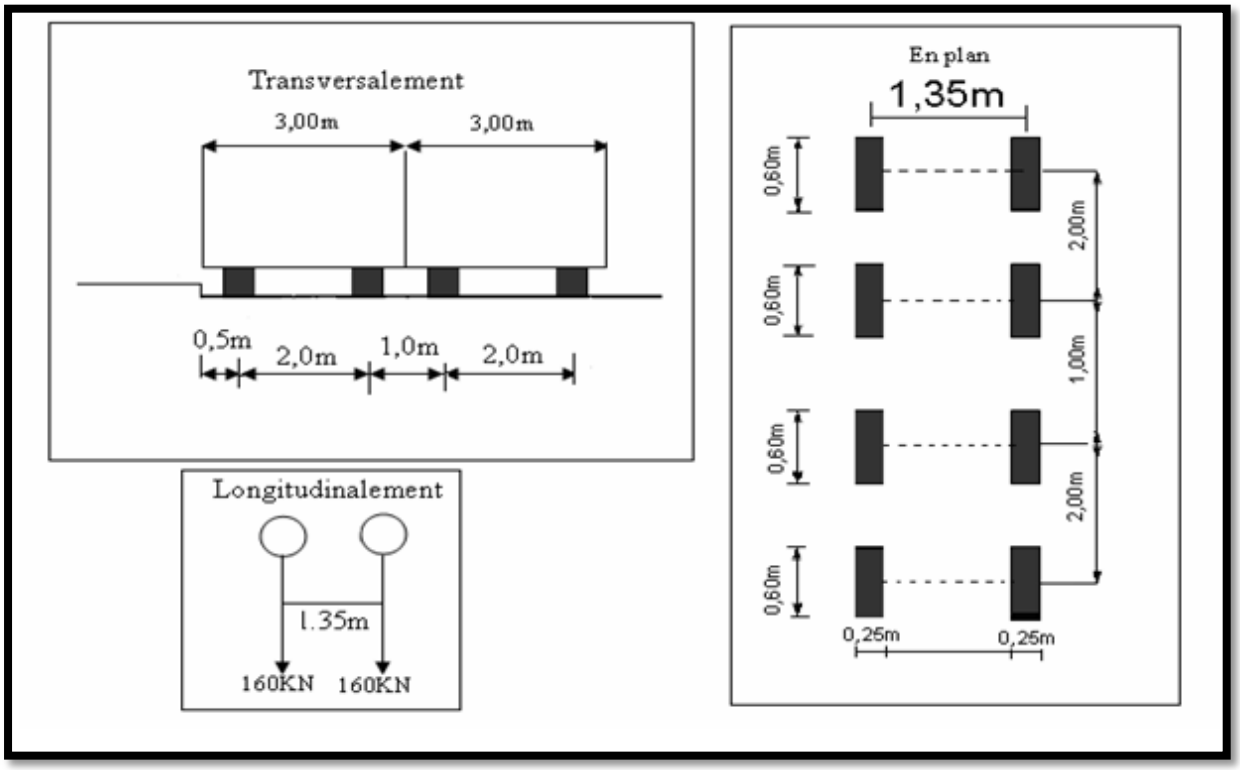


Figure IV-7 : Dimensions du système Bt.

Calcul des coefficients dynamiques :

Les valeurs de δ_{bt} pour tous les cas sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Valeurs de δ_{bt} pour les 3 cas

	L(m)	**G(t)**	**S1(t)**	**S2(t)**	**d1v**	**d2v**
1er cas	36	1386.18	64	128	**1,0487**	**1,0503**
2ème cas	150	5775.76	64	128	**1,0140**	**1,0151**
3ème cas	300	11551,53	64	128	**1,0071**	**1,0076**

Le système Bt est majoré par δ **=1.0503**

c) Surcharge Br:

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placé n' importe où sur la largeur routable pour avoir le cas le plus défavorable.

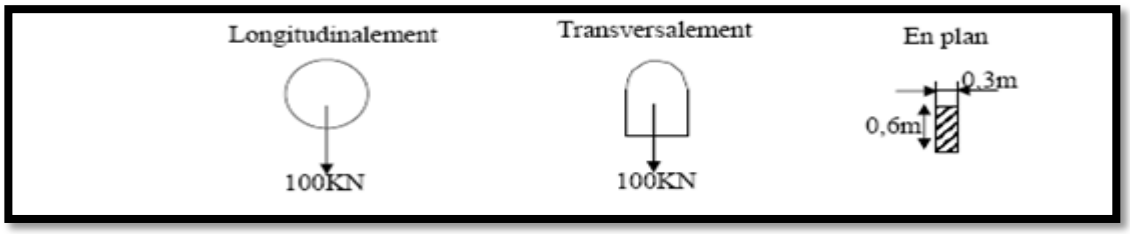


Figure IV-8 : Dimensions du système Br.

Les valeurs de δ_{br} pour tous les cas sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-8 : Valeurs de δ_{br} pour tous les 3 cas.

	L(m)	G(t)	S	δ_b
1er cas	36	1386.18	10	**1,049**
2ème cas	150	5775.76	10	1,013
3ème cas	300	11551,53	10	1,006

Le système Br est majoré par δ =**1,049**

IV-2-3-Surcharges militaires MC120 :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment A et B.

Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.

Poids totale : 110t.
Longueur d'une chenille : 6,10m.
Largeur d'une chenille : 1,00m.

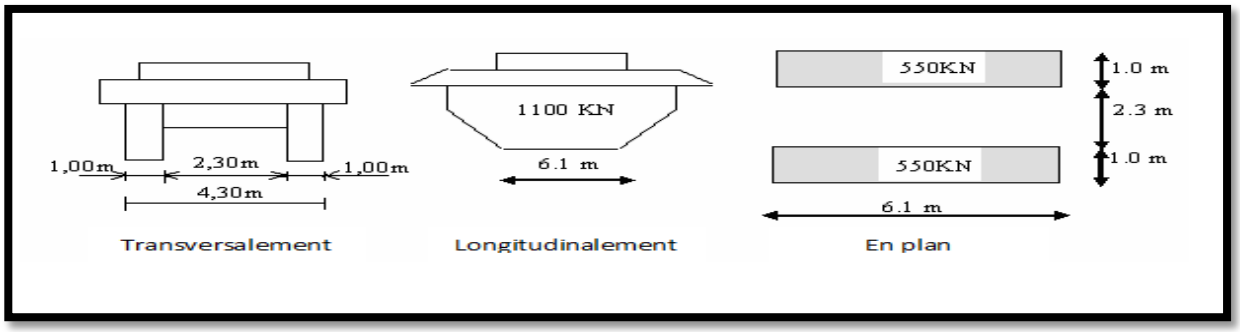


Figure IV-9 : Dimensions du convoi Mc120.

Les valeurs de δ **MC$_{120}$** pour tous les cas sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-9 : Valeurs de δ **MC$_{120}$** pour les 3 cas.

	L(m)	G(t)	S	d
1er cas	36	1386.18	110	**1,060**
2ème cas	150	5775.76	110	1,015
3ème cas	300	11551,53	110	1,007

Le convoi MC$_{120}$ est majoré par δ **=1.060**

IV-2-4-Convoie exceptionnelle (D240) :

Ce convoie comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égale à

Q= 12,9 t/ml.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

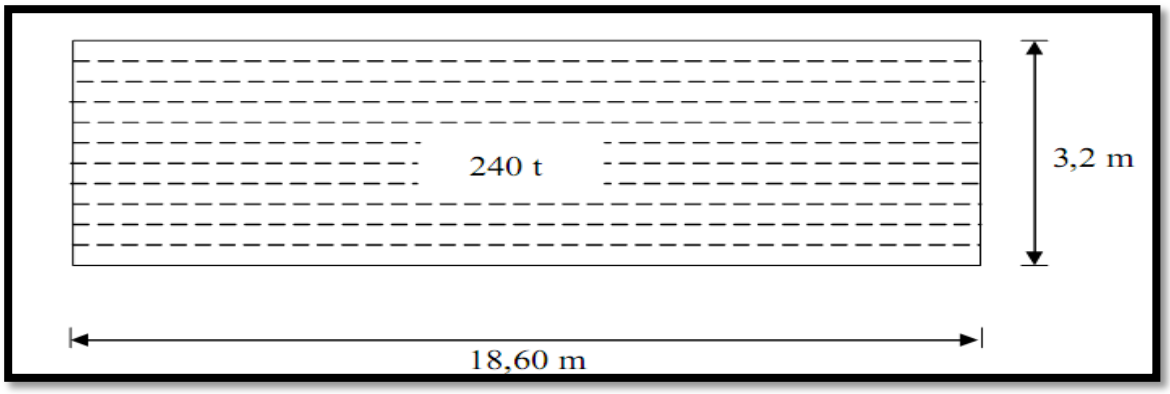


Figure IV-10 : Dimensions du convoi D240.

IV-2-5-Surcharges sur trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m2 réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Premier trottoir chargé (coté droit) : P_1 = 0,15 x2m = **0,30 t/ml.**

Deuxième trottoir chargée (coté gauche) : P_2 = 0,15 x 0.7m = **0,105 t/ml**.

Les deux trottoirs chargés : **P_t = 0,405t/ml.**

IV-2-6-Vent :

Le pont doit être conçu pour résister aux actions du vent sur les structures. Seules des analyses du vent **statique sont réalisées pour notre étude**.

D'après Walter René (Ponts haubanés) le vent s'applique sur le pont selon 3 composantes

$T = C_T . Q . h . L$

$N = C_N . Q . h . L$

$M = C_M . Q . B . h . L$

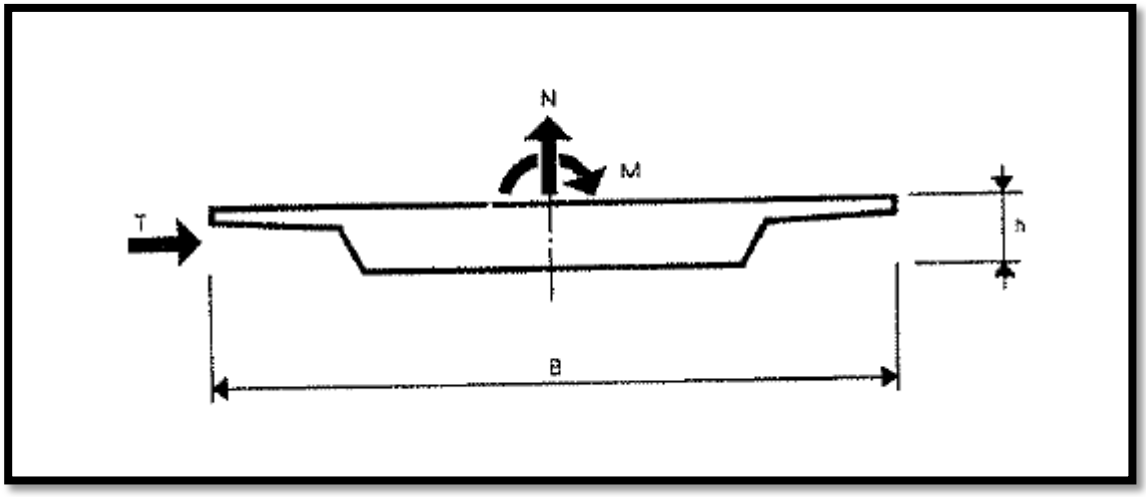


Figure IV-11 : Sollicitations engendrées par le vent.

Q: pression dynamique du vent (Constantine zone I q=375 N /m d'après RNV99).

H : hauteur de voussoir.

L : longueur de pont.

C_T : Coefficient de trainée.

C_N : Coefficient de portance.

C_M : Coefficient de trainée.

B : Largeur de tablier.

Application numérique :

D'après les abaques montrés ci-dessous on obtient :

$C_{T=}0,72$

$C_{N=}$ -0,4

$C_{M=}0,38$

Donc :

T= 0,72 x 375 x 4,4 x 747 = 887,436 Kn = **1,188 Kn/ml**

N= -0,4 x 375 x 4,4 x 747 = - 493,02 Kn = **0,66 Kn/ml**

C= 0,38 x 375 x 4,4 x 747 x 22,4 = 10491,46 Kn .M (**14 ,04 Kn** par mètre linéaire).

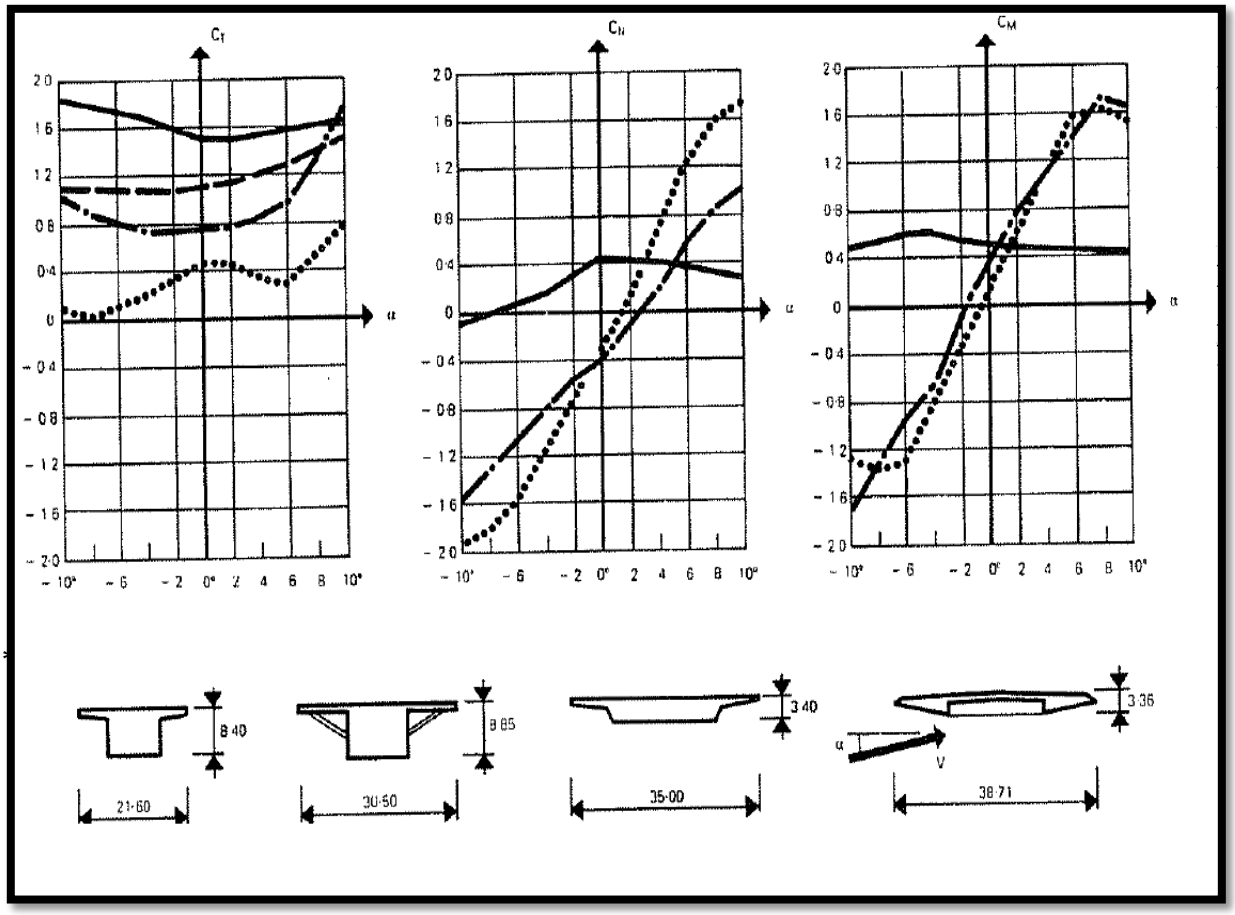


Figure IV-12 : Abaques pour la détermination des coefficients C_T,C_N,C_M .

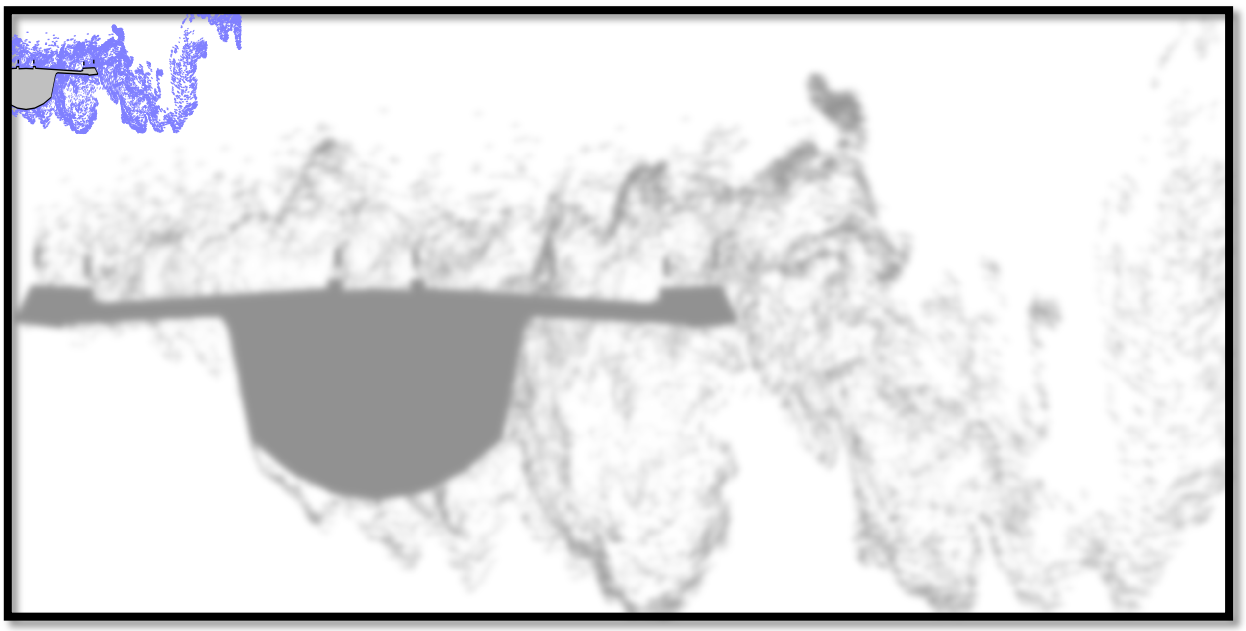


Figure IV-13 : Poutre du pont sur champs de vent.

IV-2-7-Température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région de Constantine $\Delta T = \pm 12°C$.

IV-2-8-Forces de freinage :

Pour la vérification de l'aptitude en service, la valeur à courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut **30 t** pour le system Bc .

Les forces de freinages seront appliquées au niveau de la chaussée et considérées comme uniformément répartie pour le système A(l).

$$f_A = \frac{S}{20 + 0.0035 \times S} . A(l)$$ **S=** 303x14= 4242 m2

Fa= 121,732 X 0,34 = **41,38 t**

IV-2-9-Le séisme :

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et par conséquent de garantir la sécurité structurale.

Le territoire national étant divisé en quatre zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zone 0 : sismicité négligeable.
Zone I : sismicité faible.
Zone II a : sismicité moyenne.
Zone II b : sismicité élevée.
Zone III : sismicité très élevée.

Notre ouvrage est classé en **zone II-a**

IV-3-Combinaisons de charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les combinaisons mentionnées ne sont pas considérer simultanément, seuls qui apparaissent comme les plus défavorables qui sont à étudier.

Combinaisons de charges à L'E.L.U et à L'E.L.S

Tableau IV-10: Tableau des combinaisons.

Action prépondérante	*Combinaisons*	*Numéro*
A L'ELU	***1,35G+1,6(A(l) +ST)***	***1***
	1,35G +1,6(BC +ST)	***2***
	1,35G +1,35MC120	***3***
	1,35G +1,35D240	***4***
	1,35G+1,5W	***5***
A L'ELS	***G +1,2(A(l) +ST)***	***6***
	G +1,2(BC +ST)	***7***
	G + MC120	***8***
	G + D240	***9***
	G +1,2(A(l) +ST) +0,5 ΔT	***10***
	G +1,2(BC +ST) +0,5 ΔT	***11***
	G +W	***12***

IV-4-Modèle :

IV-4-1- Description générale :

Pour modéliser la structure du pont, nous avons utilisé le programme aux éléments finis CSi Bridge et SAP2000 (Structural Analysis Programme). Une illustration du modèle se trouve à la page suivante.

Il s´agit d´un modèle plan comprenant des éléments barres (Résultats affichés : moment de flexion, effort tranchant et effort normal , effort axial) pour le tablier, le pylône et les piles.

Au niveau des câbles, on a fait recours aux éléments « câble » (Seul résultats affiché : Tension).

On sait bien que la ligne génératrice du tablier, ayant un tracé en « S » (effet des câbles sur tablier) , diffère du plan de notre modèle. Par conséquent, il faudrait prendre en compte des effets de torsion et flexion sur deux axes en utilisant un modèle 3D. Toutefois, afin de limiter le nombre de degrés de liberté et au niveau d´un avant projet, il nous semble justifié d´admettre cette simplification. Les barres du modèle ont été posées aux centres de gravité des sections du pont (tablier, pile et pylône). En outre, on a réduit le caisson du tablier en une poutre filaire ayant des propriétés mécaniques équivalentes

Les câbles ont une raideur de flexion Jy égale zéro. Afin d´exclure toute perturbation des résultats qui pouvait résulter des éléments barres ayant une rigidité en flexion zéro, on a utilisé les éléments spéciaux câbles.

L´origine du repère du modèle a été placé au droit de la culée gauche. Ensuite, nous avons fait une discrétisation lisible des autres éléments (chaque 3 mètres), ce qui a facilité le post-traitement des données. De façon analogue, nous avons procédé avec des éléments câbles.

Il est à noter que chaque segment (Désignation : « frame ») est discrétisé dans des éléments ayant une longueur maximum de 1,0m. En ce qui concerne les conditions aux limites, on a prévu des appuis doubles.

Les pylônes principaux (1 et 2) sont encastrés aux fondations et au tablier.

La représentation ci-dessous montre l´ensemble des segments ainsi de désignation de la modélisation.

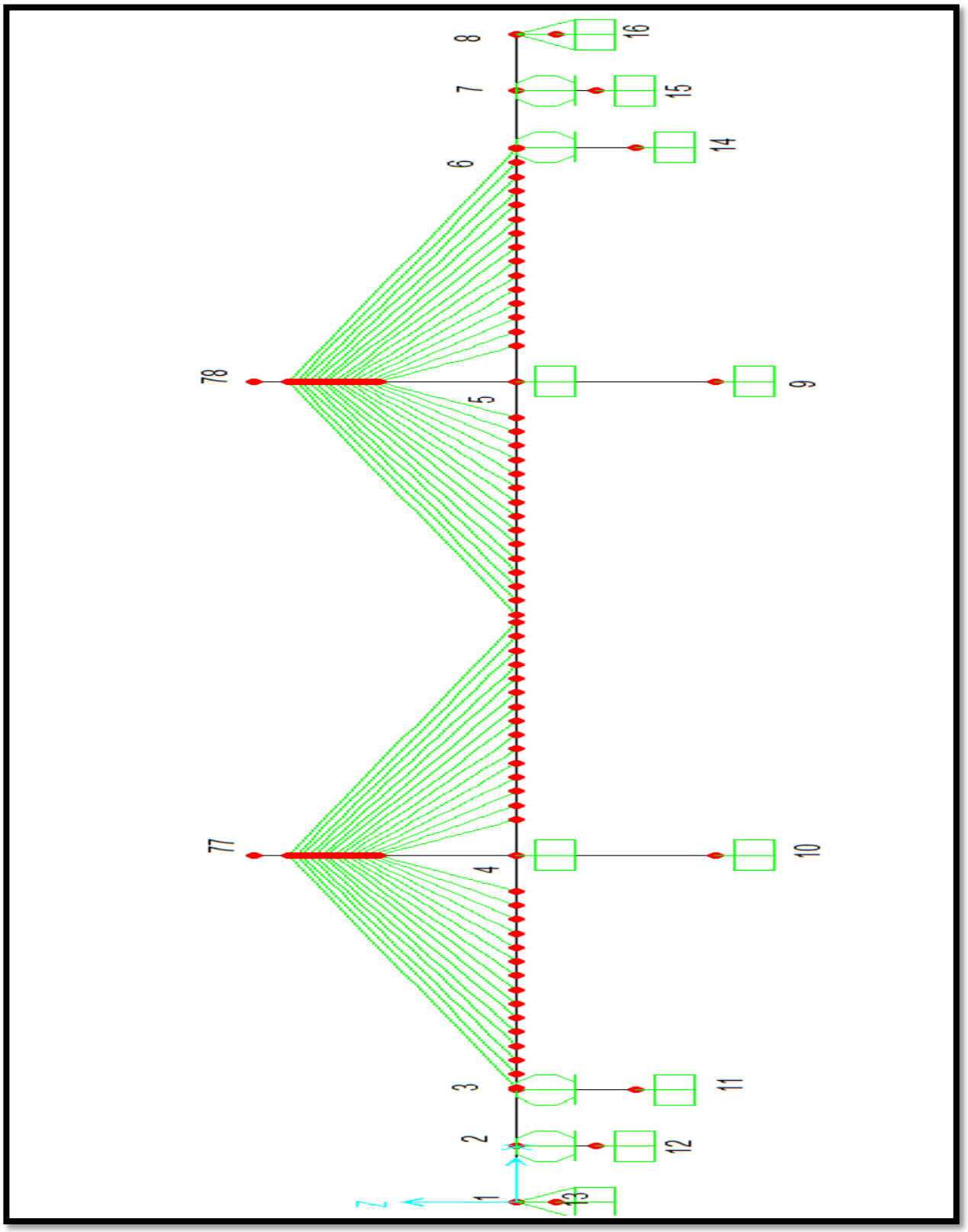


Figure IV-14 : Modèle du pont.

IV-4-2- Vue 3D du modèle :

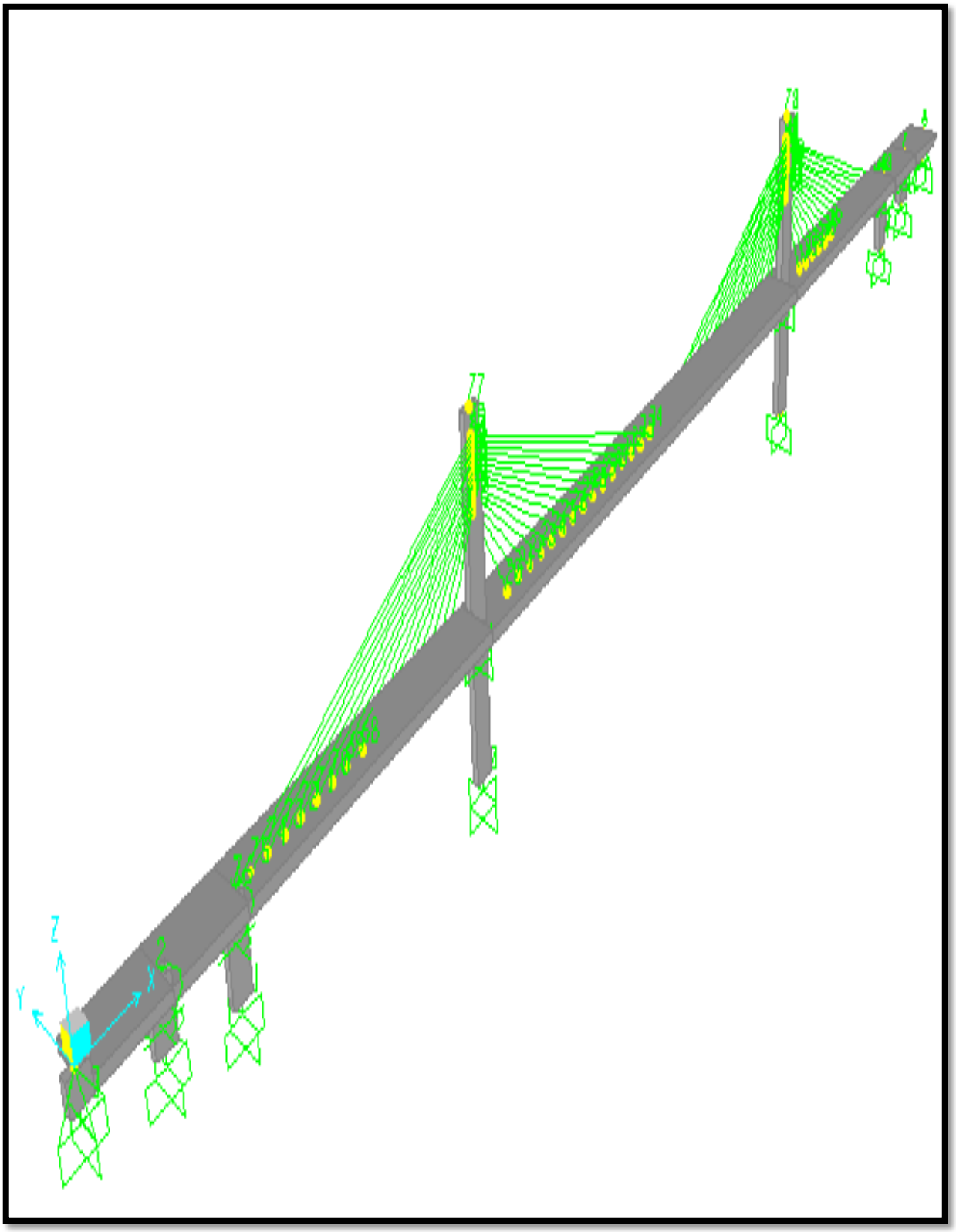


Figure IV-15 : Vue en 3D du modèle.

CALCUL DES HAUBANS

<<C'est dans ce que les hommes ont de plus commun

qu'ils se différencient le plus.»

Cendrars (Frédéric Sauser, dit Blaise)



CHAPITRE V : « Calcul des haubans »

V-1-Les câbles :

Type de haubans adoptés

Le choix de l'un de ces types est fonction des caractéristiques mécaniques requises (module d'élasticité, résistance ultime à la traction, durabilité…) ainsi que de critères constructifs et économique (mise en œuvre, conception des ancrages…).

CATÉGORIE MTP : HAUBANS MULTI-TORONS PARALLÈLES

Les haubans multi-torons sont constitués de torons parallèles, ancrés individuellement. Les torons sont protégés par un dépôt métallique et une gaine injectée individuelle ou collective. Les armatures des haubans MTP sont des torons conformes à La norme NF Â 35-035 (révision 2000), agréés par La CIP et ayant Les caractéristiques suivantes :

- diamètre nominal : 15.7 mm (torons T15.7) ;
- section résistante nominale : 150 mm ;
- masse Linéique nominale du toron nu : 1.172 kg/m ;
- classe de résistance à La traction frg=1770 MPa;
- allongement relatif sous charge maximale Ag, supérieur ou égal à 3,5 % ;
- module d'élasticité du faisceau de torons parallèles de L'ordre de 190 GPa ± 5 % ;
- très basse relaxation (TBR) : inférieure ou égale à 2,5 % à 1000 heures sous 0,7 Fm (à 20°) ;
- catégorie B de La norme NF A 35-035 (révision 2000), c'est-à-dire armatures

d'aptitudes particulières satisfaisant aux conditions d'essai suivantes :

  - ❖ tenue en fatigue : 2 millions de cycles avec une contrainte maximale de 0.45frg, et une variation de contrainte de 300 MPa ;
  - ❖ coefficient de traction déviée inférieur ou égal à 20 %.

Nous avons adopté des câbles de Freyssinet dans Le cadre de cette thèse.

V-2-Pré-Dimensionnement :

Les charges :

- **Poids propre du tablier :** Qcp=327.601KN/ml
- **Revêtement :** P_{rev}= 24.64 Kn/ml
- **Gardes corps :** P_g= 2KN/ml
- **Poids des trottoirs + corniches :** $P_{trotoir+corniche}$= 26.35 KN/ml
- **glissières de sécurité :** $P_{glissière\ totale}$ = 4.46 KN/ml

CP = 385.051 Kn/ml

Les surcharges : Nous avons un type de charge :

Trafic : selon le règlement Eurocode 1 partie 2 section 4 on considère le model de charge3 un trafic mixte composé des camions et des voitures a l'arrêt représenté par une charge uniformément repartie sur la surface de la chaussée.

- q_t = 3 KN/m^2
- q_t = 3 x 14 = **42 KN/ml.**

V-2-1-Les Haubans :

Notre ouvrage se compose de quinze haubans ayant un espacement de 9m au niveau de tablier et un espacement de 1.6m au niveau du mât.

On suppose que chaque hauban supporte la moitié de la distance d séparant les deux haubans précédent et suivant.

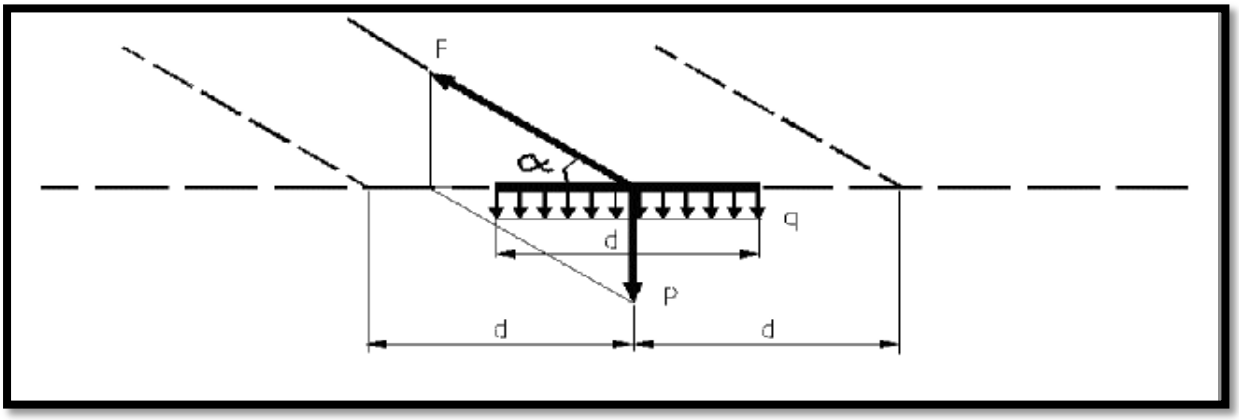


Figure V-1: schéma répartition des forces sur les haubans.

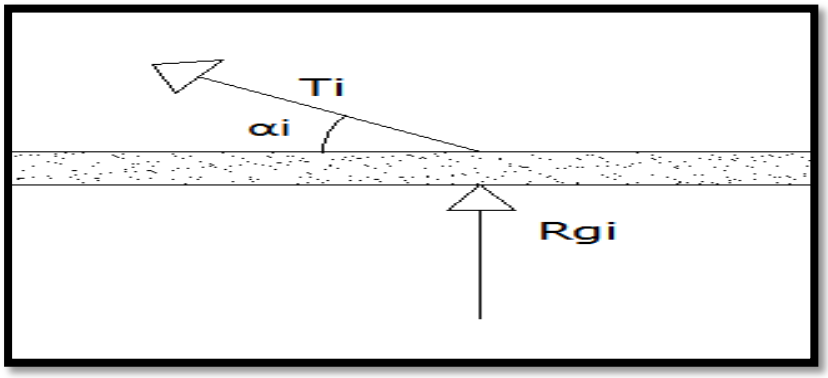


Figure V-2 : schéma des forces.

a) Calcul la tension au niveau des câbles :

$$\sin \alpha_i = \frac{R_{gi}}{T_i} \qquad \text{Alors :} \quad T_i = \frac{R_{gi}}{\sin \alpha_i}$$

Ti: La force du hauban i.

Rgi: La réaction du hauban i sous les charges permanentes et les surcharges.

αi: L'inclinaison du hauban i par rapport à l'horizontale.

b) Calcul Les sections des câbles :

On a: $$A_i = \frac{R_{gi}}{\sigma_g \sin \alpha_i}$$

Ai: La section du hauban.

σ_g : Contrainte admissible réduite dans les haubans sous le poids propre et les surcharges.

Pour déterminer la contrainte admissible réduite σ_g des haubans il faut définir le critère à prendre en compte :

Critère de fatigue $\longrightarrow$ $\sigma_g = \left(\frac{g}{q}\right).\Delta\sigma_{adm}$ Si $\frac{q}{g} > 0.3.$

Critère de résistance $\longrightarrow$ $\sigma_g = (1+\frac{q}{g})^{-1}.\sigma_{adm}$ Si $\frac{q}{g} \leq 0.3.$

$\sigma_{adm}=0,45\beta_z$

σ_{adm} : Contrainte admissible maximale des haubans

β_z : la contrainte de rupture de l'acier égale à 1770 N/mm²

$\sigma_{adm}=0,45x1770=796,5$ N/mm²

g : la charge permanente g=385.051 Kn/ml

q : surcharge **q = q_t**= 42 KN/m D'où :

q/g= 0,109 $\Longrightarrow$ $\sigma_g = (1+0,109)^{-1}x796,5=718,165$N/mm²

Ki=E.Ai/Li

E: le module d'élasticité du câble.

Ai : La section du câble i.

Li : la longueur du câble i.

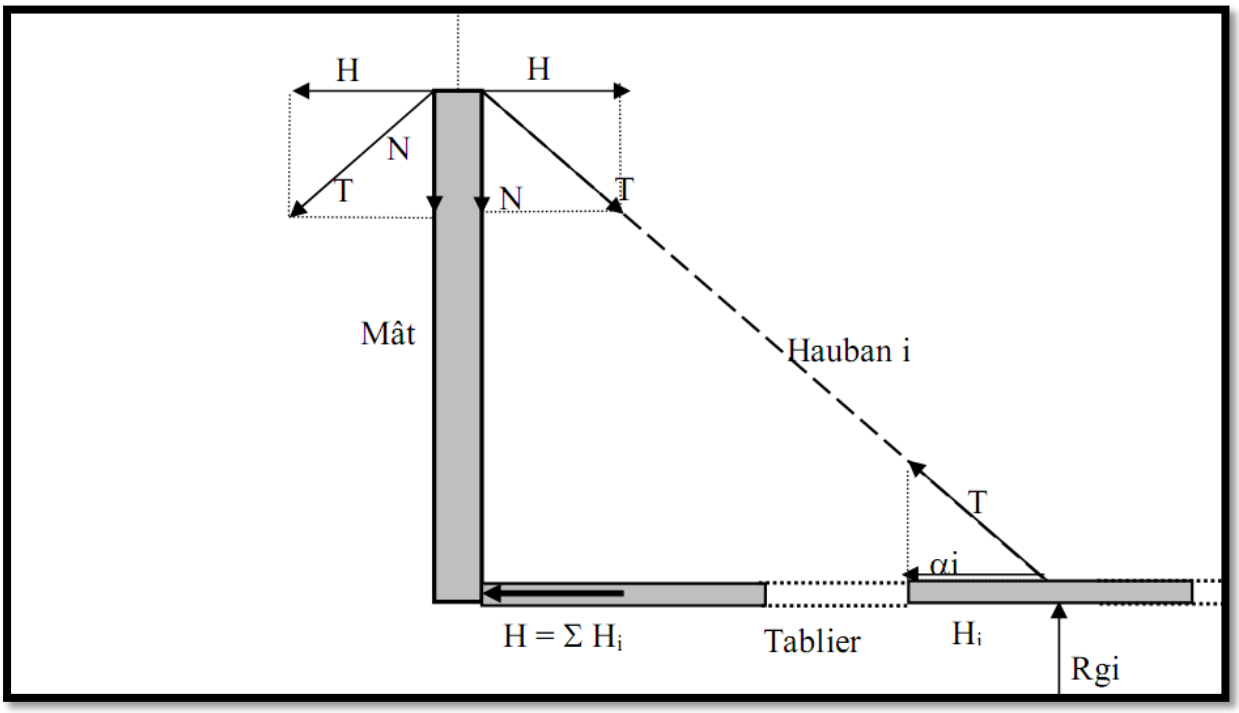


Figure V-3 : Schéma d'équilibre des forces.

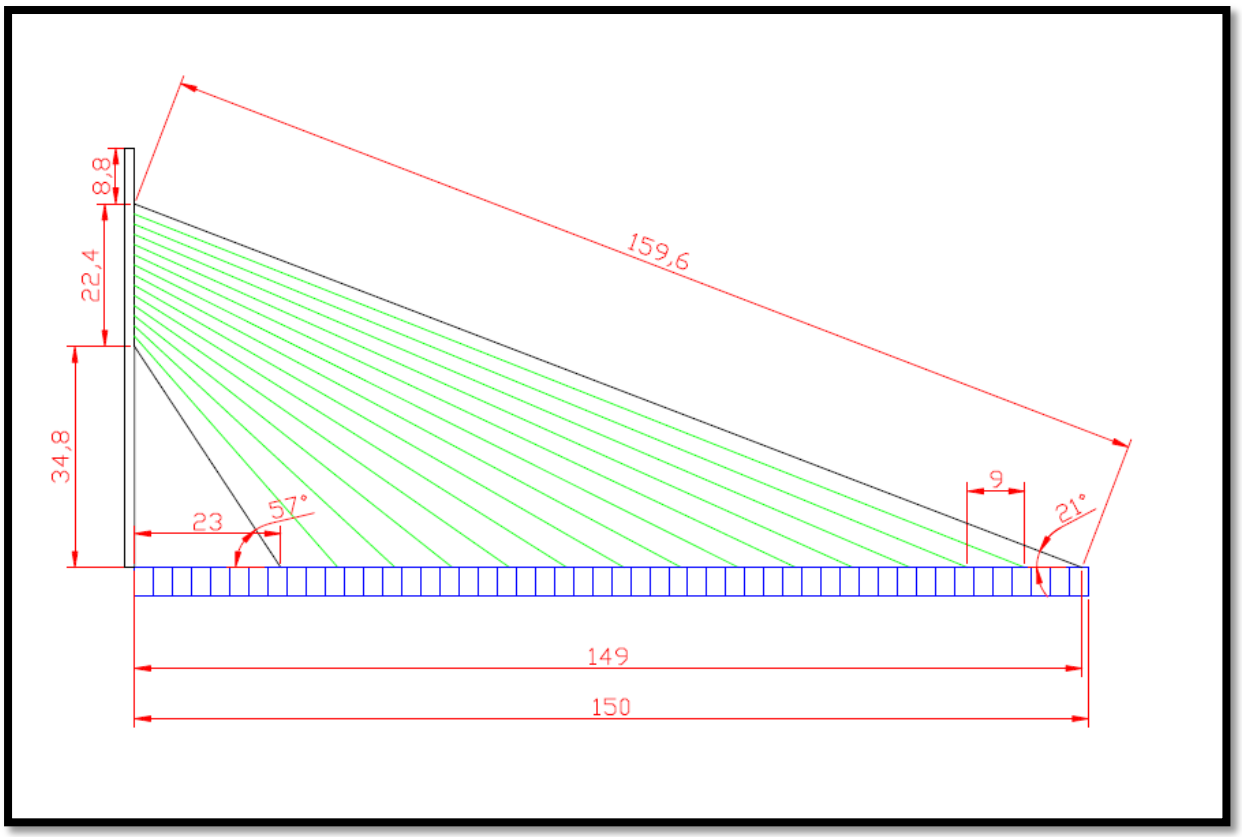


Figure V-4 : Disposition des câbles.

Tableau **V-1 :** calcul des sections des haubans**.**

N° Hauban	Xi(m)	Zi(m)	ai(°)	Longueur des haubans (m)	Réaction Rgi(Kn)	Force Ti(Kn)	Section Si(mm2)	Type d'hauban	Rigidité (Kn/m)
1	23	34,8	56,5385048	41,7137867	4484,04	5374,89334	7484,20396	55T15S	38566,386
2	32	36,4	48,6806222	48,4660706	3843,46	5117,51109	7125,81523	55T15S	33193,3243
3	41	38	42,8252559	55,9016994	3843,46	5654,10383	7872,98718	55T15S	28778,1949
4	50	39,6	38,3792239	63,7821292	3843,46	6190,50662	8619,89462	73T15S	33477,2456
5	59	41,2	34,9267928	71,9613785	3843,46	6713,1233	9347,60577	73T15S	29672,1664
6	68	42,8	32,186794	80,348242	3843,46	7215,30968	10046,869	73T15S	26574,9436
7	77	44,4	29,9687543	88,8839693	3843,46	7694,18875	10713,6783	75T15S	24681,0535
8	86	46	28,1416012	97,5294827	3843,46	8148,92751	11346,8736	91T15S	27291,7473
9	95	47,6	26,6132799	106,257988	3843,46	8579,79677	11946,8322	91T15S	25049,8814
10	104	49,2	25,3177507	115,050598	3843,46	8987,64979	12514,7421	91T15S	23135,4731
11	113	50,8	24,206659	123,893664	3843,46	9373,62878	13052,1938	91T15S	21484,1495
12	122	52,4	23,2439194	132,777106	3843,46	9738,99805	13560,9478	109T15S	24012,0461
13	131	54	22,4021296	141,693331	3843,46	10085,0491	14042,8022	109T15S	22501,059
14	140	55,6	21,660148	150,636516	3843,46	10413,0472	14499,5192	109T15S	21165,1868
15	149	57,2	21,0014273	159,60213	2989,36	8341,05287	11614,3962	91T15S	16677,409

V-2-2-Les câbles de retenue :

Détermination de la force des câbles de retenue :

Les câbles de retenue sont dimensionnés pour équilibrer l'effort horizontal crée par les haubans au niveau du mât.

L'effort horizontal à équilibrer **H=(ΣTi)/Cos(αi)**

Pour avoir l'équilibre, il faut que **H'= -H**.

Donc la force des câbles de retenue T' doit avoir une composante horizontale égale à H'.

D'où **T'=H'/Cos (αi)**

Tableau **V-2 :** calcul des sections des câbles de retenu.

N° Câble de retenu	Xi	Zi	ai(°)	Longueur des haubans	Force Ti	Force H	Section Si(mm2)	Type d'hauban	Rigidité(Kn)
1	23	34,8	56,5385048	41,713787	5374,8933	2963,5897	19601,4627	55T15S	38566,386
2	32	36,4	48,6806222	48,466071	5117,5111	3378,8659	7125,81523	55T15S	33193,3243
3	41	38	42,8252559	55,901699	5654,1038	4146,8911	7872,98718	55T15S	28778,1949
4	50	39,6	38,3792239	63,782129	6190,5066	4852,8535	8619,89462	73T15S	33477,2456
5	59	41,2	34,9267928	71,961379	6713,1233	5503,984	9347,60577	73T15S	29672,1664
6	68	42,8	32,186794	80,348242	7215,3097	6106,4318	10046,869	73T15S	26574,9436
7	77	44,4	29,9687543	88,883969	7694,1888	6665,4599	10713,6783	75T15S	24681,0535
8	86	46	28,1416012	97,529483	8148,9275	7185,5991	11346,8736	91T15S	27291,7473
9	95	47,6	26,6132799	106,25799	8579,7968	7670,771	11946,8322	91T15S	25049,8814
10	104	49,2	25,3177507	115,0506	8987,6498	8124,387	12514,7421	91T15S	23135,4731
11	113	50,8	24,206659	123,89366	9373,6288	8549,4287	13052,1938	91T15S	21484,1495
12	122	52,4	23,2439194	132,77711	9738,998	8948,5137	13560,9478	109T15S	24012,0461
13	131	54	22,4021296	141,69333	10085,049	9323,9493	14042,8022	109T15S	22501,059
14	140	55,6	21,660148	150,63652	10413,047	9677,777	14499,5192	109T15S	21165,1868
15	149	57,2	21,0014273	159,60213	6553,6778	6118,3268	9125,58594	73T15S	13378,5808

V-2-3-La compression dans le mât :

On calcul la contrainte de compression due à l'effort normal induit d'une part par Les haubans (N) et d'autre part par les câbles de retenue (N') :

$\sigma_c = (N+N')/A$ A : la section du mât.

Tableau **V-3**: calcul de la compression dans le mât.

		FORCE Ti(Kn)		Force perpendiculaire au mât H (Kn)		Force de compression sur le mât N(Kn)		Contrainte de compression δc(N/mm2)	
N° Câble de retenu	N° Hauban	Câble de retenue	Câble d'hauban	Force H' Retenu	Force H hauban	N' Retenu	N hauban	Retenu	hauban
1	1	5374,8933	5374,8933	2963,58966	2963,58966	4484,04	4484,04	0,410626	0,41062596
2	2	5117,5111	5117,5111	3378,86593	3378,86593	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
3	3	5654,1038	5654,1038	4146,89105	4146,89105	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
4	4	6190,5066	6190,5066	4852,85354	4852,85354	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
5	5	6713,1233	6713,1233	5503,98398	5503,98398	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
6	6	7215,3097	7215,3097	6106,43178	6106,43178	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
7	7	7694,1888	7694,1888	6665,45991	6665,45991	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
8	8	8148,9275	8148,9275	7185,59913	7185,59913	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
9	9	8579,7968	8579,7968	7670,77101	7670,77101	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
10	10	8987,6498	8987,6498	8124,38699	8124,38699	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
11	11	9373,6288	9373,6288	8549,42874	8549,42874	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
12	12	9738,998	9738,998	8948,51374	8948,51374	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
13	13	10085,049	10085,049	9323,94926	9323,94926	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
14	14	10413,047	10413,047	9677,77698	9677,77698	3843,46	3843,46	0,3519648	0,35196485
15	15	6553,6778	8341,0529	6118,32683	7786,96923	2348,78	2989,36	0,2150896	0,27375064
								5,2012586	5,25991965
Total								10,461178	

Vérification de l'écrasement du béton :

$\sigma_{c} \leq \sigma_{bc}$ avec :

σ_c : contrainte de compression dans le mât.

σ_{bc} : contrainte de compression admissible du béton.

$\sigma_{bc} = (0,85 \times 50) / 1,5 = 28,33 N/mm^2$

$\sigma_c = 10,46 N/mm^2 \prec \sigma_{bc=28,33} N/mm^2$

La condition est vérifiée.

V-2-4-La compression dans le tablier :

On calcul la contrainte de compression due à l'effort normal induit par les haubans (Cu) :

D'où : $\sigma_c = C_d/A$ (A : section du tablier).

$C_d = 1{,}2C_u$

Tableau V-4 : calcul de la compression dans le tablier.

	Calcul de la compression dans le tablier				
N° Hauban	αi(rad)	Force Ti	Force de compression Cu	Force de compression Cd	contrainte de compression σc(N/mm²)
1	0,98678306	5374,89334	2963,589655	3556,307586	0,257217059
2	0,84963714	5117,51109	3378,865934	4054,639121	0,293259884
3	0,74744172	5654,10383	4146,891053	4976,269263	0,359918627
4	0,66984382	6190,50662	4852,853535	5823,424242	0,421190805
5	0,60958753	6713,1233	5503,983981	6604,780777	0,477703979
6	0,56176553	7215,30968	6106,431776	7327,718131	0,529991869
7	0,52305343	7694,18875	6665,45991	7998,551892	0,578511263
8	0,4911636	8148,92751	7185,59913	8622,718957	0,623655394
9	0,46448936	8579,79677	7670,771008	9204,92521	0,665764626
10	0,44187811	8987,64979	8124,386992	9749,26439	0,705135046
11	0,4224859	9373,62878	8549,42874	10259,31449	0,742025439
12	0,40568293	9738,99805	8948,51374	10738,21649	0,776662984
13	0,39099092	10085,0491	9323,949259	11188,73911	0,809247934
14	0,3780409	10413,0472	9677,776978	11613,33237	0,839957491
15	0,36654405	8341,05287	7786,969232	9344,363078	0,675849748
Total					8,756092147

$\sigma_{c} \leq \sigma_{bc}$ avec :

σ_c : contrainte de compression dans le mât.

σ_{bc} : contrainte de compression admissible du béton.

$\sigma_{bc} = (0{,}85 \times 50)/1{,}5 = 28{,}33 N/mm^2$.

$\sigma_c = 8{,}75 N/mm^2 \prec \sigma_{bc=28,33} N/mm^2$.

La condition est vérifiée.

V-3-Dimensionnement Définitif des haubans

D'après les résultats obtenus auprès le logiciel **SAP2000** on va pouvoir dimensionner les haubans d'une façon définitive selon les efforts max qui sollicitent les câbles.

Tableau **V-5** : calcul des sections définitives des haubans.

N° Hauban	ai(°)	Force Ti après l'analyse(Kn)	Type d'hauban	Section nominale (mm^2)	Effort de rupture KN	Effort de service 0,45Fpk	Gaine ϕext/Eparoi	La rigidité (Kn/m)
1	56,5385048	1458,226	27T15S	4050	7160	3226	160/6	18932,5895
2	48,6806222	4767,237	55T15S	8250	14602	6571	200/6	33193,32432
3	42,8252559	7296,557	73T15S	10950	19381	8722	250/8	38196,51319
4	38,3792239	9223,142	127T15S	19050	33718	15173	315/10	58241,23542
5	34,9267928	10732,294	127T15S	19050	33718	15173	315/10	51621,44022
6	32,186794	11937,109	127T15S	19050	33718	15173	315/10	46233,12104
7	29,9687543	12889,247	127T15S	19050	33718	15173	315/10	41793,25056
8	28,1416012	13600,802	127T15S	19050	33718	15173	315/10	38088,48254
9	26,6132799	14061,217	127T15S	19050	33718	15173	315/10	34959,72465
10	25,3177507	14248,591	127T15S	19050	33718	15173	315/10	32287,96789
11	24,206659	14137,179	127T15S	19050	33718	15173	315/10	29983,37346
12	23,2439194	13702,62	127T15S	19050	33718	15173	315/10	27977,3381
13	22,4021296	12875,065	127T15S	19050	33718	15173	315/10	26216,83024
14	21,660148	11782,078	127T15S	19050	33718	15173	315/10	24660,35524
15	21,0014273	10476,647	127T15S	19050	33718	15173	315/10	23275,06527

Tableau **V-6**: Calcul des sections définitives des câbles de retenu.

N° câble de retenue	ai(°)	Force Ti après l'analyse(Kn)	Type d'hauban	Section nominale (mm^2)	Effort de rupture (KN)	Effort de service 0,45Fpk	Gaine ϕext/Eparoi(mm)	La rigidité (Kn/m)
1	56,5385048	7548,652	91T15S	13650	24160	10872	280/9	63809,83869
2	48,6806222	8797,733	91T15S	13650	24160	10872	280/9	54919,86387
3	42,8252559	9559,761	91T15S	13650	24160	10872	280/9	47614,83151
4	38,3792239	10115,9	127T15S	19050	33718	15173	315/10	58241,23542
5	34,9267928	10553,05	127T15S	19050	33718	15173	315/10	51621,44022
6	32,186794	10884,59	127T15S	19050	33718	15173	315/10	46233,12104
7	29,9687543	11102,16	127T15S	19050	33718	15173	315/10	41793,25056
8	28,1416012	11195,58	127T15S	19050	33718	15173	315/10	38088,48254
9	26,6132799	11160,3	127T15S	19050	33718	15173	315/10	34959,72465
10	25,3177507	11000	127T15S	19050	33718	15173	315/10	32287,96789
11	24,206659	10727,58	127T15S	19050	33718	15173	315/10	29983,37346
12	23,2439194	10365,36	127T15S	19050	33718	15173	315/10	27977,3381
13	22,4021296	9910,285	91T15S	13650	24160	10872	280/9	18785,28781
14	21,660148	9503,733	91T15S	13650	24160	10872	280/9	17670,01832
15	21,0014273	9235,124	91T15S	13650	24160	10872	280/9	16677,40897

Tableau V-7: Calcul de la compression dans le mât.

		Calcul de la compression dans le mât							
		FORCE Ti(Kn)		force perpendiculaire au mât H (Kn)		Force de compression sur le mât N(Kn)		Contrainte de compression δc(N/mm2)	
N° Câble de retenu	N° Hauban	Câble retenue	Câble hauban	Force H' Retenu	Force H hauban	N' Retenu	N hauban	Retenu	hauban
1	1	7548,652	1458,226	4162,14901	804,031488	6297,51242	1216,5346	0,5766947	0,111404156
2	2	8797,733	4767,237	5808,75347	3147,59546	6607,45708	3580,38984	0,60507788	0,3278742
3	3	9559,761	7296,557	7011,41835	5351,51596	6498,38774	4959,94163	0,59508986	0,454206654
4	4	10115,904	9223,142	7930,04571	7230,19294	6280,59621	5726,31281	0,5751456	0,524387096
5	5	10553,048	10732,294	8652,27772	8799,23869	6041,92952	6144,55312	0,5532897	0,562687452
6	6	10884,593	11937,109	9211,80483	10102,5659	5798,01833	6358,67385	0,53095353	0,582295557
7	7	11102,161	12889,247	9617,77926	11165,9282	5545,83636	6438,53522	0,50785996	0,589608863
8	8	11195,584	13600,802	9872,09403	11992,9783	5280,42239	6414,84887	0,48355468	0,587439785
9	9	11160,298	14061,217	9977,86925	12571,4371	4999,43764	6298,95166	0,4578235	0,576826498
10	10	11000,001	14248,591	9943,45208	12880,0154	4704,01772	6093,23804	0,43077042	0,557988273
11	11	10727,576	14137,179	9784,32672	12894,1317	4398,61768	5796,65392	0,40280341	0,530828582
12	12	10365,361	13702,62	9524,03675	12590,4208	4090,65185	5407,68892	0,37460144	0,495209113
13	13	9910,285	12875,065	9162,37432	11903,4079	3776,85659	4906,7483	0,34586564	0,449335475
14	14	9503,733	11782,078	8832,66989	10950,1399	3507,83175	4348,76983	0,32122969	0,398238597
15	15	9235,124	10476,647	8621,64855	9780,69904	3309,78723	3754,73816	0,30309377	0,343840147
								7,06385379	7,092170449
Total								14,1560242	

σ_c=14,16N/mm² $\prec$ $\sigma_{bc=28,33}$ N/mm².

La condition est vérifiée.

Tableau **V-8** : calcul de la compression dans le tablier.

	Calcul de la compression dans le tablier				
N° Hauban	αi(rad)	Force Ti	Force de compression Cu	Force de compression Cd	Contrainte de compression δc(N/mm2)
1	0,98678306	1458,226	804,0314884	964,8377861	0,069783823
2	0,84963714	4767,237	3147,595464	3777,114557	0,273187365
3	0,74744172	7296,557	5351,515965	6421,819158	0,464470914
4	0,66984382	9223,142	7230,192941	8676,231529	0,627525798
5	0,60958753	10732,294	8799,238688	10559,08643	0,763707044
6	0,56176553	11937,109	10102,56592	12123,07911	0,876825943
7	0,52305343	12889,247	11165,9282	13399,11383	0,969117706
8	0,4911636	13600,802	11992,97832	14391,57399	1,040899372
9	0,46448936	14061,217	12571,43713	15085,72456	1,0911052
10	0,44187811	14248,591	12880,01536	15456,01843	1,117887445
11	0,4224859	14137,179	12894,13174	15472,95809	1,11911264
12	0,40568293	13702,62	12590,42078	15108,50493	1,092752836
13	0,39099092	12875,065	11903,40791	14284,08949	1,033125341
14	0,3780409	11782,078	10950,13986	13140,16783	0,950388919
15	0,36654405	10476,647	9780,699042	11736,83885	0,848890344
Total					12,33878069

$\boldsymbol{\sigma_c}$=12,34N/mm² $\prec$ $\boldsymbol{\sigma_{bc=28,33}}$ N/mm²

La condition est vérifiée.

V-4-Vérification des haubans :

V-4-1-Le module d'élasticité idéalisée Ei :

En raison des faibles rigidités à la flexion, un hauban ne peut équilibrer son poids propre qu'en prenant la forme d'une chaînette tendue. Nous allons analyser l'allongement supplémentaire de la corde de cette chaînette lorsqu'elle est soumise à une force de traction additionnelle. Considérons, d'une part un câble de module E =∞ dont l'appui supérieur à rouleau est situé d'une distance S de l'appui inférieur fixe. En faisant tendre la force N vers l'infini, la forme du câble s'approche d'une ligne droite, parcourant un chemin $\Delta S = l1 - S$.

Si la force s'accroît de la valeur N à la valeur N1= N + Δ N, le chemin devient $\Delta\Delta S = \Delta S - \Delta S1$. Ce déplacement correspond à un allongement ΔΔS du câble soumis à un allongement spécifique apparent $\varepsilon f = \Delta\Delta S / S$ et, pour les calculs pratiques, un module d'élasticité apparent $Ef = \sigma/\varepsilon f$.

D'autre part, la relation contrainte déformation spécifique d'un câble dont la flèche serait empêchée par une série d'appuis sans frottement, est caractérisée par son module d'élasticité E, que l'on appellera Ee.

On peut calculer un module d'élasticité idéalisé Ei qui tient compte simultanément des deux phénomènes décrits précédemment.

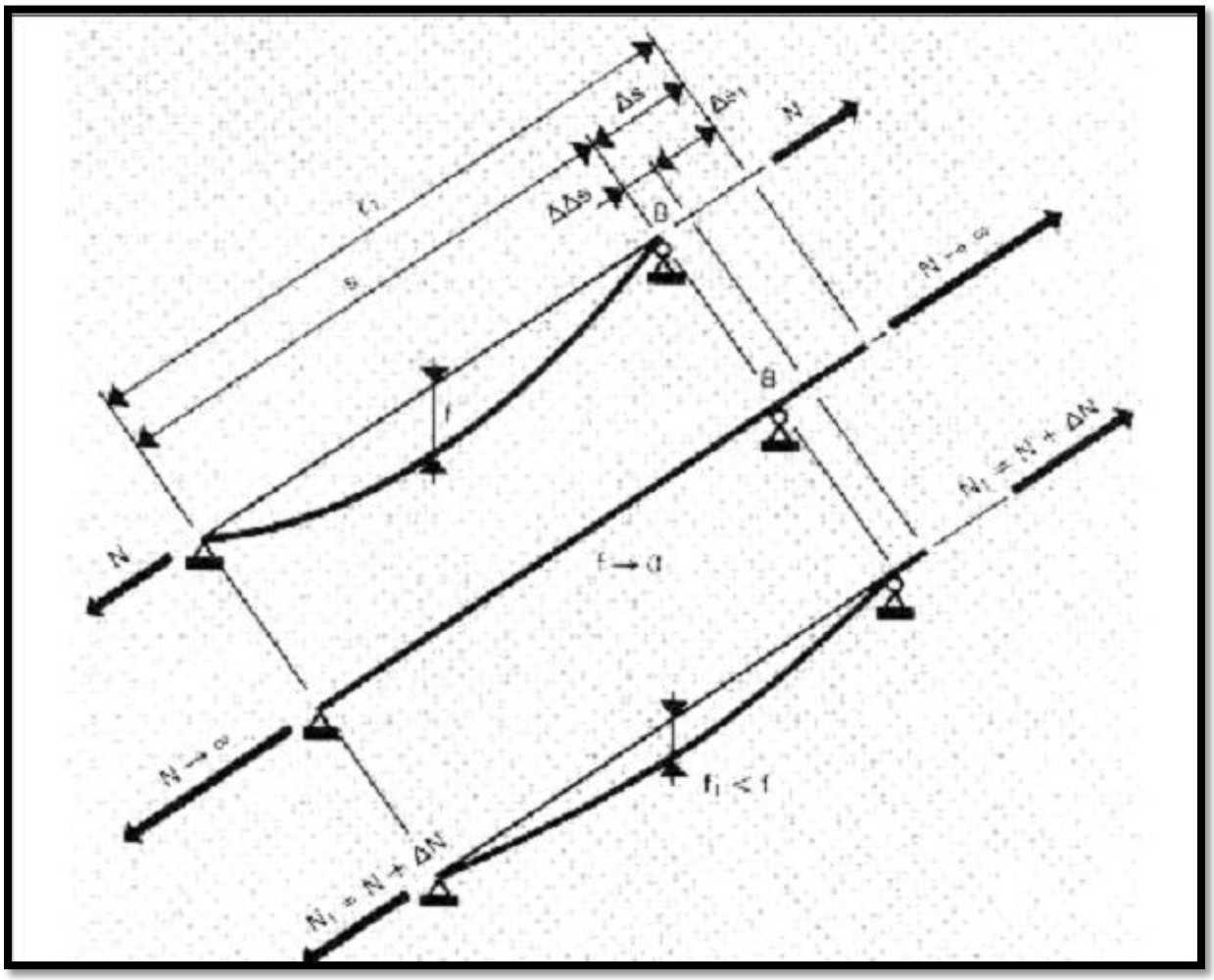


Figure V-5 : Comportement géométrique d'un câble de module d'élasticité E=∞.

Le module d'élasticité efficace E des haubans Freyssinet est donné par la figure ci-après : elle indique le réseau de courbes représentatives du rapport E/E_o en fonction de la longueur de la projection horizontale du hauban, pour différentes valeurs de contrainte de traction. Les courbes se déduisent de la **formule d'Ernst** :

$$E = E_o \frac{1}{1 + \frac{\gamma^2 \ell^2 E_o}{12 \sigma^3} 10^{-12}}$$

Dans laquelle

E : est le module d'élasticité efficace, en kN/mm2 ;

E0 : est le module d'élasticité du câble droit égal à 195 kN/mm2 ;

γ : est le poids volumique du câble , 87'000 N/m3 ;

l : est la projection horizontale du hauban, en m ;

σ : est la contrainte du toron, en N/mm2.

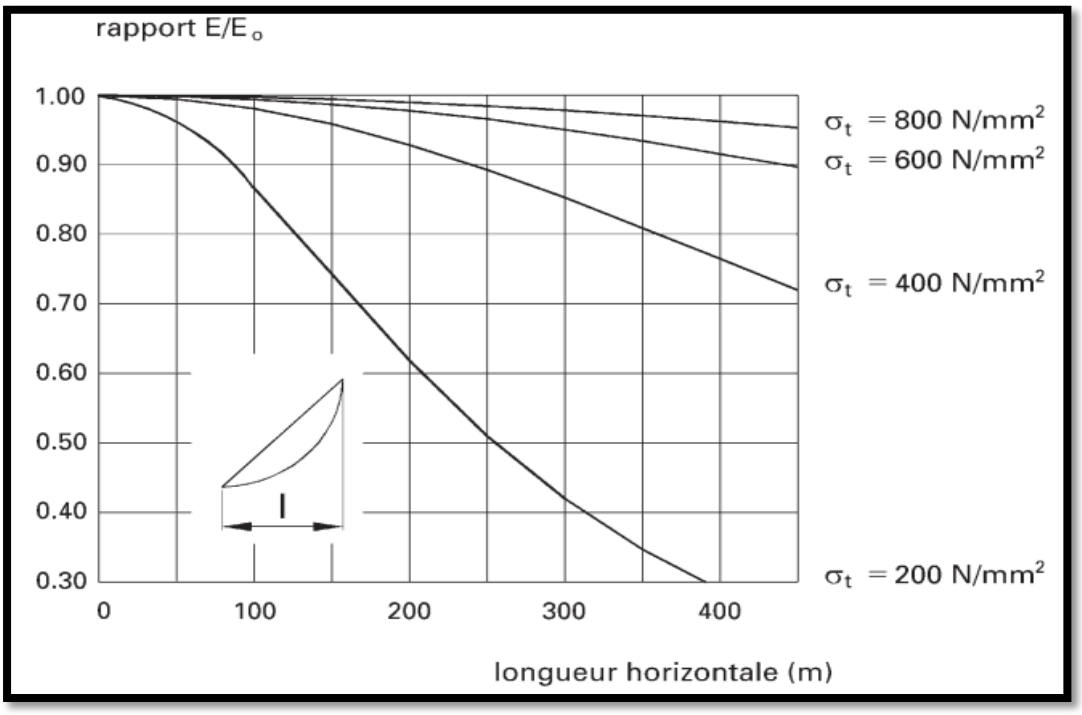


Figure V-6: Rapport E_i/E_0 indiquant l'influence de la flèche d'un hauban sur sa rigidité.

Les haubans de notre pont ont une contrainte admissible σ = 0.7Fprg et la longueur du plus long hauban est d'environ 160 m, ce qui nous donne d'après le diagramme un rapport Ei /Ee proche de 1 (Ei ≈ Ee).

Ce qui fait que nos haubans réagissent comme des barres et ne sont pas influencé par leur flèche initiale.

V-4-2-Vérification des haubans :

La flèche admissible pour les ponts routiers est de l/500 ou l est la portée de la travée considérée. La flèche maximale obtenue à l'aide de SAP2000 est de 0,52m qui est inferieur à la flèche admissible 0.62m.

Le calcul de l'allongement des câbles se fait sous aux états limites de service.

L'allongement admissible pour chaque câble est de l'ordre de 3,5%, ainsi que la contrainte admissible dans les câbles σ_g =796,5 N/mm^2 le tableau suivant montre l'allongement des haubans.

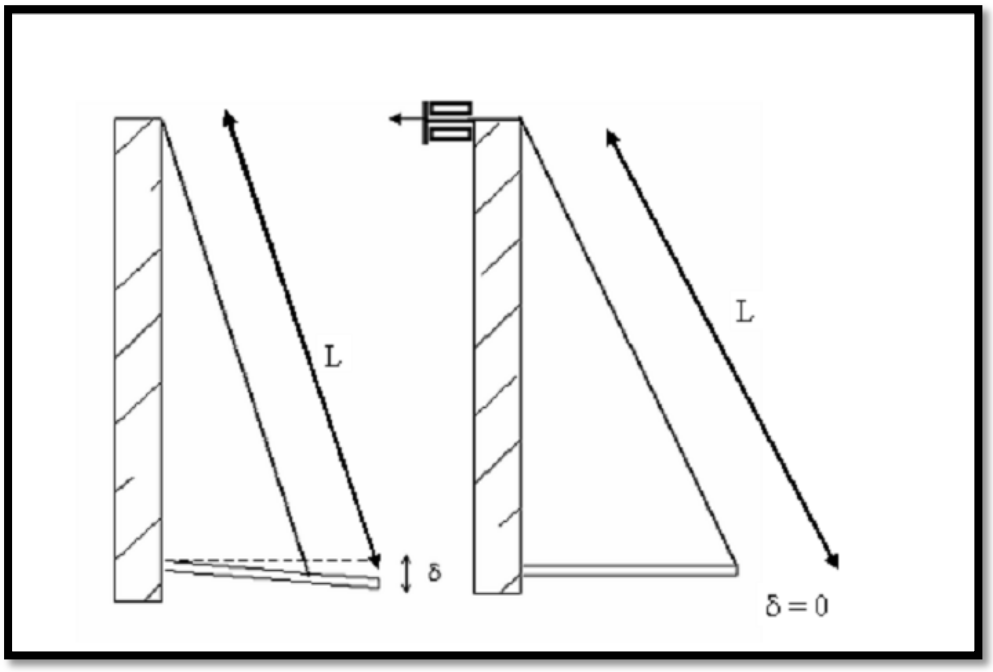


Figure V-7 : Allongement des câbles.

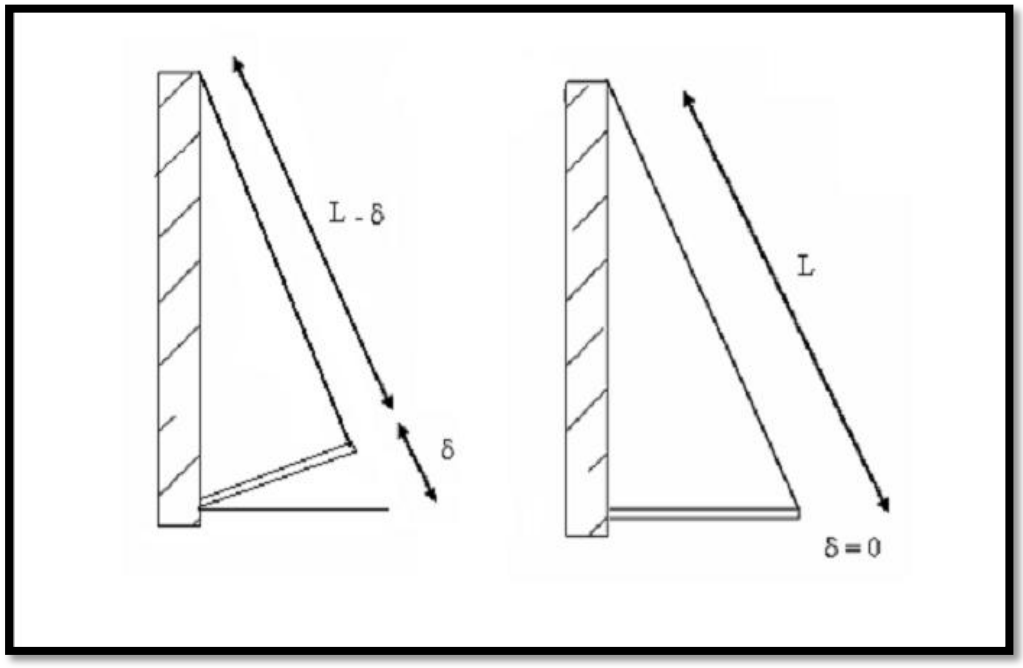


Figure V-8 : raccourcissement des câbles.

Tableau **V-9** : Vérification des allongements et des contraintes dans les câbles.

N° hauban	T (Kn)	S (mm^2)	σ (N/mm^2)	longueur (m)	L h(m)	E (Kn/mm^2)	Déplacement(m)	Δ L(%)
1	1458,226	4050	360,0558025	41,71378669	23	195	0,038	0,09109698
2	4767,237	8250	577,8469091	48,46607061	32	195	0,0632	0,130400503
3	7296,557	10950	666,3522374	55,90169944	41	195	0,0924	0,165290145
4	9223,142	19050	484,1544357	63,78212916	50	195	0,1251	0,196136444
5	10732,294	19050	563,3750131	71,96137853	59	195	0,1613	0,224148013
6	11937,109	19050	626,619895	80,34824205	68	195	0,2004	0,249414293
7	12889,247	19050	676,6008924	88,88396931	77	195	0,2421	0,272377575
8	13600,802	19050	713,9528609	97,52948272	86	195	0,2852	0,292424395
9	14061,217	19050	738,1216273	106,2579879	95	195	0,3286	0,309247339
10	14248,591	19050	747,9575328	115,0505976	104	195	0,3705	0,322032226
11	14137,179	19050	742,1091339	123,8936641	113	195	0,4091	0,330202519
12	13702,62	19050	719,2976378	132,7771065	122	195	0,4421	0,332964027
13	12875,065	19050	675,8564304	141,6933308	131	195	0,4667	0,3293733
14	11782,078	19050	618,4817848	150,6365162	140	195	0,4828	0,320506616
15	10476,647	19050	549,9552231	159,6021303	149	195	0,4898	0,306888134

D'après les résultats obtenus on constate que les deux conditions sont vérifiées.

V-5-Protection et mise en œuvre des haubans :

Les principales qualités requises pour un hauban sont :

- résistance mécanique
- résistance à la fatigue
- durabilité

Le développement des haubans Freyssinet s'est poursuivi en respectant ces impératifs.
La technologie des haubans Freyssinet est fondée sur l'indépendance totale de chaque toron, elle présente les caractéristiques suivantes :

• ancrages individuels ;

• possibilité de montage et de mise en tension individuels ;

• possibilité de remplacements individuels ;

• protection individuelle contre la corrosion ;

La simplicité et la rapidité de remplacement sans perturber le schéma statique de l'ouvrage, le contrôle et le réglage de la force dans chaque toron à l'aide de la méthode d'isotension sont autant d'avantages d'un système aujourd'hui éprouvé.

Résistance mécanique La gamme usuelle de capacité des haubans s'étend de 1'434 kN (12 torons) à 15'173 kN (127 torons) bien que des haubans plus puissants aient été mis en œuvre (205 torons / 24'490 kN pour la tour de Collserola à Barcelone en Espagne).

L'élément résistant des haubans Freyssinet consiste en un faisceau de torons de7 fils de 15,7 mm de diamètre à haute résistance, parallèles et protégés individuellement appelés Monostrands.
Chaque toron est ancré individuellement dans une tête d'ancrage afin que la résistance globale du faisceau ne soit pas diminuée.
Les caractéristiques du toron sont les suivantes :
Section nominale d'acier : 150 mm2
Résistance nominale à la traction : 1'770 N/mm2
Module d'élasticité : 195 kN/mm2
Masse nominale : 1,17 kg/m3
Charge de rupture caractéristique spécifiée : 265 kN
Allongement sous charge maximale : min. 3,5 %

V-5-1-Le Montage :

Le concept du hauban Freyssinet, fondé sur l'indépendance des torons les uns par rapport aux autres, conduit à une méthode de mise en œuvre à la fois simple et facile : les haubans sont montés sur le site toron par toron. Cette opération ne nécessite qu'un matériel léger.

V-5-2-L'Isotension :

Du fait de la souplesse de la structure, la tension individuelle des torons d'un hauban varie durant les opérations de mise en tension toron par toron puisque la distance entre les ancrages varie également durant ce processus. Pour garantir l'uniformité des forces dans l'ensemble des torons d'un hauban à l'issue de l'opération de mise en tension, Freyssinet a mis au point une méthode brevetée, appelée **Isotension**. La figure ci-dessous montre schématiquement le principe de l'**isotension**, le premier toron étant équipé d'un dispositif de mesure de force.

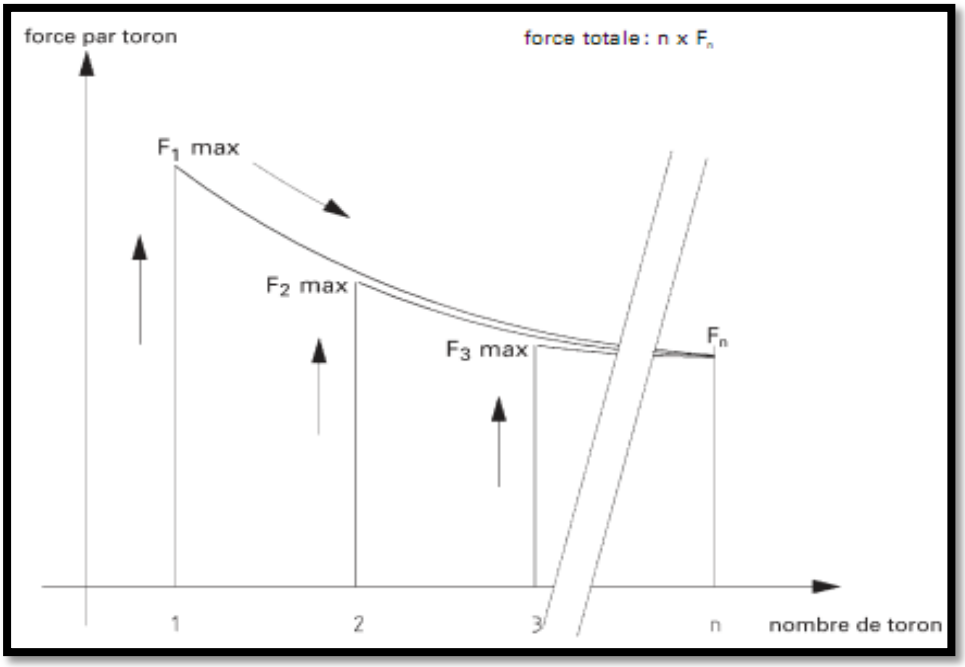


Figure V-10 : Principe d'isotension selon le nombre de toron.

V-5-3-Remplacement des câbles :

Comme il est impossible d'exclure un accident dû au trafic, chaque hauban doit être facilement remplaçable, sans sollicitation excessive de la structure, ni interruption de trafic. L'ancrage de hauban Freyssinet permet le remplacement individuel des torons et donc un entretien facile du hauban.

V-5-4- Réglage et vérification de la tension:

Le réglage de la force de traction des haubans peut, si nécessaire, s'effectuer toron par toron de la même manière que lors de la phase de mise en tension initiale, au moyen d'un vérin monotoron. Sur les ancrages réglables, cette opération peut également être menée à bien globalement à l'aide de vérins à faible course spécialement conçus et fabriqués par Freyssinet pour des réglages fins ou des ajustements ultérieurs durant l'exploitation de l'ouvrage.

Quant aux détensions, il est important de dégager la partie tendu des torons des morsures causées par des clavettes pour des raisons de la fatigue. D´où la nécessité d´effectuer ce type de réglage à l´aide d´un grand vérin nommé vérin creux. La possibilité d´ajuster et de mesurer les tensions des câbles nous permet de prendre l´hypothèse d´une tension constante lors de la construction des fléaux.

V-5-5-Protection anti-corrosion et finitions :

Les dernières opérations à entreprendre après le réglage de la tension concernent la finition des zones d'ancrage et de transition et la protection permanente des éléments exposés à la corrosion. Les haubans constitués de torons individuellement protégés ne nécessitent que des opérations de finition simples.

ETUDE ET VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE

<<L'expérience est le nom que chacun donne à ses erreurs.»

Wilde (Oscar Fingal O'Flahertie Wills).



CHAPITRE VI : « Etude et vérification de la précontrainte»

VI-1-La précontrainte:

Parfois, les sollicitations prévisibles sont telles que l'élasticité propre de l'acier ne suffit pas à assurer la sécurité de l'ouvrage. Aussi, a-t-on recours à des techniques spécifiques d'armature conduisant au béton précontraint. En effet, le béton possède des propriétés mécaniques intéressantes en compression alors que la résistance en traction est limitée et provoque rapidement sa fissuration et sa rupture. Il s'agit de techniques inventées par Eugène Freyssinet en 1928, qui consistent à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer, au repos, ce dernier. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà en partie comprimé.

Les familles de câblage :

Le câblage d'un pont construit en encorbellement comprend deux familles :

Le câblage de fléau et le câblage de continuité.

Comme son nom l'indique ,le câblage de fléau assure la reprise des sollicitations se développant au cours de la construction des fléaux, et ,en particulier ,de la majeure partie des moments négatifs totaux se développant au voisinage des appuis intermédiaires . Le câblage de continuité permet de solidariser les fléaux entre eux ainsi qu'aux parties coulées sur cintre, et confère au tablier sa résistance aux sollicitations principalement engendrées par le poids des superstructures et les actions variables, puis il est destiné à assurer la continuité entre les différents fléaux.

VI-2-Etude de la précontrainte de la console:

CHARGES APPLIQUEES AU FLEAU (PHASE DE CONSTRUCTION):

Les différentes phases de calcul correspondent aux phases de construction jusqu'à mise en service de l'ouvrage. La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une bi-console.

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

La stabilité du fléau est assurée par différentes méthodes, la plus courante et la plus économique est celle de l'encastrement provisoire, donc pour l'évaluation des efforts agissants sur chaque voussoir, on considère seulement le demi-fléau en raison de la symétrie par rapport à l'axe de la pile (La phase de construction de la console est une phase isostatique, le tablier travaillant en console).

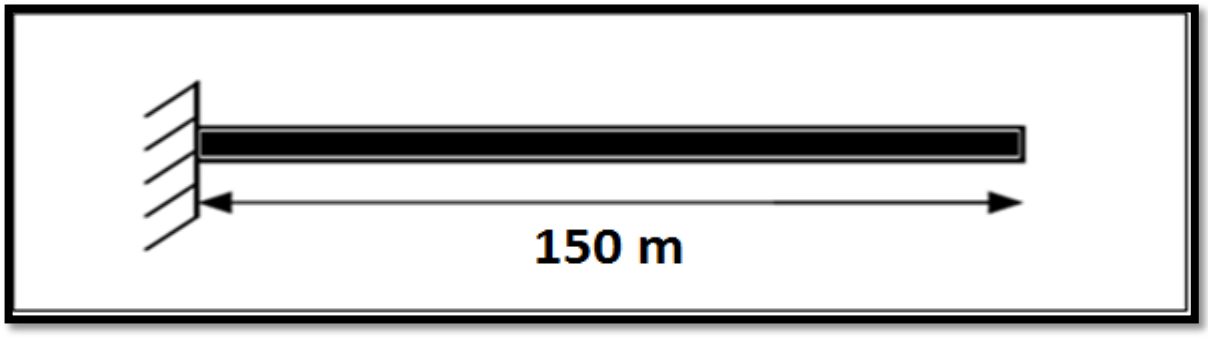


Figure VI-1 : Phase de construction de la console.

LES CHARGES INTERVENANT DANS LA PHASE DE CONSTRUCTION :

Les charges intervenant dans la phase de construction sont :

- La charge permanentes ‘’G’’ : c’est le poids propre des voussoirs.
- Les charges d’exécutions connues ‘’QPonc’’ : c’est le poids d’équipage mobile (dispositif complet) vaut 730 kn c’est une charge concentrée, appliquée en bout de fléau, à l’extrémité de dernier voussoir terminer.
- La charge sur chantier QRepartie=0,5Kn/m2.
- L’effet du vent ‘’Qvent‘’ : c’est une charge répartie sur un demi fléau Qvent=1,25Kn/m2
- La réaction verticale des haubans considérés a 60 % de la charge limite.

MODELISATION :

Pour déterminer les sollicitations auxquelles est soumis le fléau, nous avons utilisé le logiciel de calcul SAP2000, afin de modéliser les fléaux puis déterminer les sollicitations engendrées par les charges citées au dessus.
Etant donné le modèle de structure en élément barre utilisé pour notre ouvrage, les surcharges d’action seront transformées en charges uniformément réparties linéiques ou bien en charges concentres, seront représentées par un moment uniformément réparti sur toute la longueur chargée.

VI-2-1-Disposition des câbles:

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs(les goussets) et mis en place au fur et à mesure de l’avancement de construction.

La décroissance des moments à partir de l’encastrement permet d’arrêter les câbles dans chaque voussoir.

VI-2-2-Câblage :

Les câbles de fléau sont des câbles pratiquement rectilignes, enfilés dans les gaines à la dalle supérieure de la section, en phase de construction Ces câbles procurent deux effets, ces dernières créent des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir.

$$\text{Moments négatifs: } \sigma_{sup} = -\frac{|M|}{I} \times V \;, \sigma_{inf} = \frac{M \times V'}{I}$$

Traction dans les fibres supérieures, compression dans les fibres inférieures.

L’effort de précontrainte est pour reprendre le moment négatif maximal à l’encastrement.

$$\sigma_{psup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I}$$

$$\sigma_{pinf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I}$$

Avec :

$\sigma_{p\,\sup}$: Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

$\sigma_{p\,\inf}$: Contrainte de traction au niveau des fibres inférieure générée par l'application de l'effort de précontrainte.

Pour déterminer l'effort P de précontrainte il suffit d'équilibrer les contraintes dues aux surcharges avec celles dues à la précontraintes.

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e}{\frac{I}{V}} - \frac{M}{\frac{I}{V}} > 0 \quad \text{..... En fibre supérieure}$$

$$\frac{P}{S} - \frac{P \times e}{\frac{I}{V}} + \frac{M}{\frac{I}{V'}} > 0 \quad \text{..... En fibre inférieure}$$

P : effort de précontrainte.
M : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.
V : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.
V' : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.
E : distance de P au CDG de la section.
S : la section du voussoir sur l'axe de la pile.

A la limite on aura: $\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{M.V}{I} = 0$

Nombre de câbles en phase de construction : N=P /p_0

Avec:

P: force de précontrainte de N câble de console.

P0 : force utile d'un câble 19T15 estimé à 25 % de pertes d'où P0 =3783kN
N : nombre de câbles.

VI-2-3-Détermination de P :

Pour la détermination de P on utilise la formule précédente :

$$P = \frac{M.\frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.V}{I}}$$

Sur la section de l'encastrement on a :

M_{max}= 350651,92Kn.m	S =24.1542m2
I =61.0441m4	V =2.3366m
e = V- d	d = 1/10 H.

On prend d = 0,15m⇒ e =2.3366 -0.15 =2.1866m

⇨ P= 107292,064Kn

D'où le nombre des câbles N=107292,064 /3783=28,36163469.

On prend 30 câbles disposés dans les goussets supérieurs 15 câbles de chaque coté.

Le diamètre des gaines en acier pour les 19T15 égale 10cm.

a)La vérification de l'excentricité :

$15d_{moy}=9d0+6d1$

$15d_{moy}=9(0,15) + 6(0,4)=0,25$

$d_{moy}=0,25m$

$e = v - d_{moy}=2,086m$ ⇨ P= 110425,07Kn

Le nombre des câbles N=110425,07 /3783=29,189=30 câbles

Donc l'excentricité est vérifiée.

b) Etude des voussoirs :

On va chercher la valeur de précontrainte nécessaire pour soutenir le voussoir Vi sous l'effet des charges du reste de la console.

Chaque voussoir Vi doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir

Vi+1 avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent.

c)Méthode d'évaluation des câbles pour chaque voussoir :

On va déterminer le moment fléchissant du à l'exécution de chaque voussoirs, puis on calcul l'effort de précontrainte, et en faisant des itérations on estime le nombre de câbles arrêtés pour chaque voussoir.

$$N=\frac{P_i}{P_0} \quad \text{avec :} \quad P_i=\frac{Mi\frac{V_i}{I_i}}{\frac{1}{Si}+\frac{e_i V_1}{I_i}}$$

M : moment fléchissant du à l'exécution de chaque voussoir calculé à la section d'about S1 (encastrement).

I_i : moment d'inertie de voussoir i.

Si : l'aire de la section de voussoir i.

Vi : distance entre le CDG de voussoir i et la fibre supérieure.

d_i : distance entre le CDG des câbles et la fibre supérieure.

e_i : Vi-di l'excentricité de l'effort de précontrainte des câbles.

Tableau VI-1: calcul de la précontrainte de fléau.

N°Voussoir	X(m)	La section (m^2)	Inertie (m^4)	Moment (Kn.m)	Précontrainte	N bre câbles	N câbles arrêtés
1/2 Vsp	6	24,1542	61,0441	-331862,85	101543,006	28	2
V1	9	13,8263	43,7575	-313388,669	91878,9571	26	4
V2	12	13,8263	43,7575	-295229,382	86555,0366	24	6
V3	15	13,8263	43,7575	-277384,986	81323,4356	22	8
V4	18	13,8263	43,7575	-259855,482	76184,1542	22	8
V5	21	13,8263	43,7575	-242640,868	71137,1919	20	10
V6	24	13,8263	43,7575	-225741,127	66182,5438	18	12
V7	27	13,8263	43,7575	-209156,242	61320,2049	18	12
V8	30	13,8263	43,7575	-192886,248	56550,1853	16	14
V9	33	13,8263	43,7575	-176931,117	51872,4769	14	16
V10	36	13,8263	43,7575	-161290,822	47287,0719	14	16
V11	39	13,8263	43,7575	-145965,417	42793,9859	12	18
V12	42	13,8263	43,7575	-130954,867	38393,2088	12	18
V13	45	13,8263	43,7575	-116259,134	34084,7294	10	20
V14	48	13,8263	43,7575	-101878,292	29868,5694	8	22
V15	51	13,8263	43,7575	-90123,898	26422,4287	8	22
V16	54	13,8263	43,7575	-83307,506	24424,0061	8	22
V17	57	13,8263	43,7575	-76806,006	22517,9033	6	24
V18	60	13,8263	43,7575	-70619,345	20704,1046	6	24
V19	63	13,8263	43,7575	-64747,47	18982,5945	6	24
V20	66	13,8263	43,7575	-59190,487	17353,4041	6	24
V21	69	13,8263	43,7575	-53948,337	15816,5161	6	24
V22	72	13,8263	43,7575	-49020,962	14371,9136	4	26
V23	75	13,8263	43,7575	-44408,478	13019,6304	4	26
V24	78	13,8263	43,7575	-40205,438	11787,3876	4	26
V25	81	13,8263	43,7575	-36506,395	10702,9061	4	26
V26	84	13,8263	43,7575	-33122,243	9710,74402	4	26
V27	87	13,8263	43,7575	-30052,9148	8810,88164	4	26
V28	90	13,8263	43,7575	-27298,3422	8003,29897	4	26
V29	93	13,8263	43,7575	-24858,6608	7288,03577	2	28
V30	96	13,8263	43,7575	-22733,799	6665,07104	2	28
V31	99	13,8263	43,7575	-20923,6852	6134,3838	2	28
V32	102	13,8263	43,7575	-19428,4626	5696,01603	2	28
V33	105	13,8263	43,7575	-17945,0825	5261,12023	2	28
V34	108	13,8263	43,7575	-16170,4962	4740,8489	2	28
V35	111	13,8263	43,7575	-14710,8011	4312,89704	2	28
V36	114	13,8263	43,7575	-13258,2694	3887,04534	2	28
V37	117	13,8263	43,7575	-11505,1736	3373,07458	2	28

V38	120	13,8263	43,7575	-10066,9689	2951,42325	2	28
V39	123	13,8263	43,7575	-8656,05151	2537,77199	2	28
V40	126	13,8263	43,7575	-6984,81769	2047,80143	2	28
V41	129	13,8263	43,7575	-5628,47499	1650,15032	2	28
V42	132	13,8263	43,7575	-4334,68169	1270,83737	2	28
V43	135	13,8263	43,7575	-2851,09605	835,881311	2	28
V44	138	13,8263	43,7575	-1682,40154	493,244696	2	28
V45	141	13,8263	43,7575	-828,51339	242,902676	2	28
V46	144	13,8263	43,7575	-289,34683	84,8303963	2	28
V47	147	13,8263	43,7575	-65,07139	19,077561	2	28
V48	150	13,8263	43,7575	0	0	0	30

VI-2-4-Etude des câbles en élévation:

Tracé des câbles :

Le rayon de courbure selon le règlement Eurocode et pour 19 T15s R_{min}= 6,50m
$R = x^2/2y$
L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale :
$\text{Tan}\ \alpha = dy / dx = 2y / x$

Câble N°1 :

Le câble est arrêté dans la section de 6m c.-à-d. à la fin du ½ voussoir sur pile ;

x=6m, v=2.3366 m, d_0=0,15m

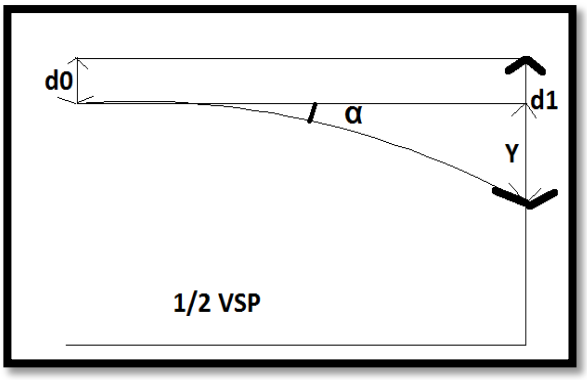
On prend V=d1

$R=X^2/ 2(d_1-d_0) =(6)2/ 2(2,3366– 0,5)=8,23m.$

$R \geq 6,50m \qquad X^2/2y \geq 6,50m \iff Y \leq X^2/13$

Prenons : Y =1,83m

$R=8,23 \geq R_{min}= 6,5m \Longrightarrow$ { $d1= d_0+ Y$; $d1=0,15 + 1,83$; $d1 =1,98m$



L'inclinaison de la courbure avec l'horizontale :

$\text{Tan}(\alpha) =2Y/X =2 \times 2,33/ 6$

$\text{Tan}(\alpha)=0,61$

$\alpha =31,38°$

Le câble suit une parabole de la forme :
$dx = d_0+ (d_1 – d_0)X^2/l^2$

$dx = d_0+ y\ X^2/l^2$

Donc :
Pour le câble N°1 : $dx = 0,15+0,051X^2$ (m)

Câble n°2 :

Le câble est arrêté dans la section de 3m c.-à-d. à la fin du ½ voussoir sur pile ;
x=9m, v= 1,7085m, d_0=0,15m
On prend $V=d_1$
Calcul de « y » :
$y=d_1 – d_0= 1,7085 – 0,5 =1,2$ m
$R=X^2/ 2(d_1-d_0) =(9)^2/ 2(1,7085– 0,5)=25,98$m.
$R \geq R_{min}=6,50$m
L'inclinaison de la courbure avec l'horizontale :
$Tan(\alpha) =2Y/X =2 \times 1,2/ 9$
$Tan(\alpha)=0,27$ $\alpha 2 =14,93°$
Le câble suit une parabole de la forme :
$dx = d_0+ (d_1 – d_0) X^2/l^2$
$dx = d^0+ y\ X^2/l^2$ donc :
Pour le câble N°2 : $dx = 0,15+0,014X^2$ (m)
$Tan(\alpha 1)=2Y(6)/X$
Avec :
Y(6)=0,654m
$Tan(\alpha 1)=0,229 \Longrightarrow \alpha 1=8,63°$
Voila le tableau ci-dessous qui résume le tracé de chaque câble :

Tableau VI-2: Caractéristiques géométriques du tracé en élévation des câbles.

N° câble	N° voussoir	X(m)	d0(m)	Y retenu(m)	R(m)	a (rad)	a i+1(rad)	Equation de courbure
C1	1/VSP	6	0,15	1,83	8,231958	0,54774	-------	$0,15+0,051X^2$
C2	V1	9	0,15	1,2	25,98653	0,2606024	0,150701	$0,15+0,014X^2$
C3	V2	12	0,15	1,2	46,19827	0,1973956	0,136643	$0,15+0,0083X^2$
C4	V3	15	0,15	1,35	72,18479	0,1780929	0,134385	$0,15+0,006X^2$
C5	V5	21	0,15	1,35	141,4822	0,1278699	0,079714	$0,15+0,003X^2$
C6	V6	24	0,15	1,35	184,7931	0,112029	0,098315	$0,15+0,0023\ X^2$
C7	V8	30	0,15	1,35	288,7392	0,0897582	0,067497	$0,15+0,0015\ X^2$
C8	V9	33	0,15	1,35	349,3744	0,0816363	0,076559	$0,15+0,0012\ X^2$
C9	V11	39	0,15	1,35	487,9692	0,0691205	0,057197	$0,15+0,00089\ X^2$
C10	V13	45	0,4	1,2	773,7868	0,0532829	0,057773	$0,4+0,00059\ X^2$
C11	V14	48	0,4	1,2	880,3974	0,0499584	0,060538	$0,4+0,00052\ X^2$
C12	V17	57	0,4	1,2	1241,498	0,0420804	0,043866	$0,4+0,00037\ X^2$
C13	V22	72	0,4	1,2	1980,894	0,033321	0,031991	$0,4+0,00023\ X^2$
C14	V29	93	0,4	1,2	3304,929	0,0258007	0,024065	$0,4+0,00014\ X^2$
C15	V48	150	0,4	1,2	8597,631	0,0159986	0,011483	$0,4+0,000053\ X^2$

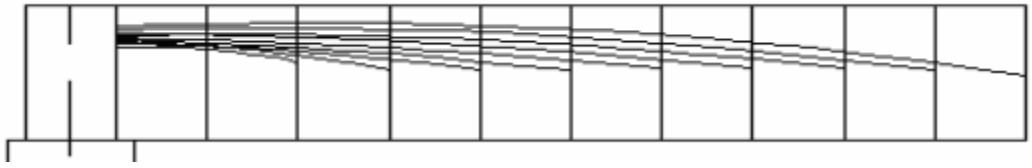


Figure VI-2 : Disposition des câbles de fléau en élévation.

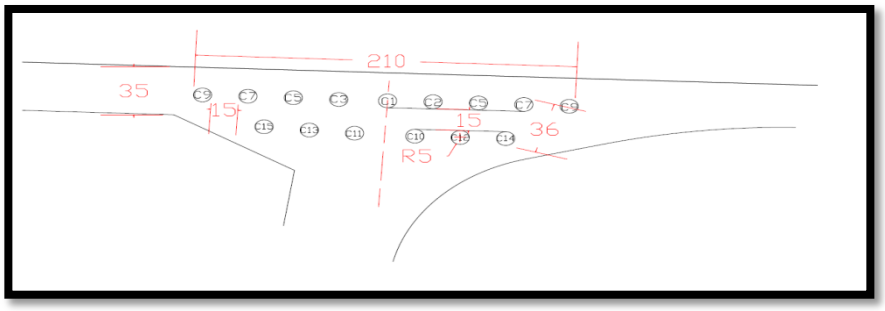
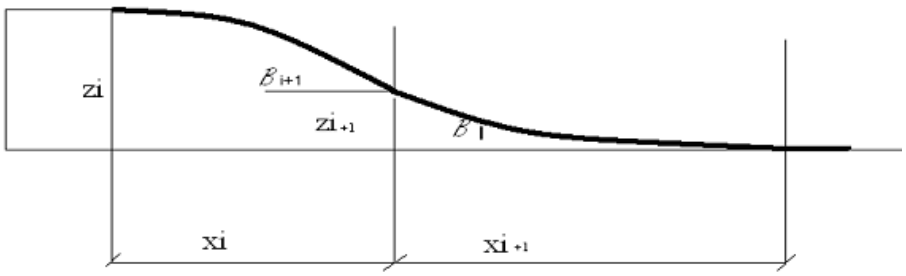


Figure VI-3 : Disposition des câbles de fléau au niveau du gousset.

VI-2-5-Tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage. Mais avec une variation très lente, car le câble subit en même temps deux courbures ; en plan et en élévation, ce qui pose des problèmes au niveau de l'exécution bien que théoriquement il est conseillé de donner au câble une forme en S plus ou moins prononcée pour diminuer au maximum la composante V de la précontrainte dans le plan, il est difficile de le réaliser en pratique.

Par hypothèse on considère que la courbure commence à la section du voussoir qui précède celle de l'ancrage et la déviation en plan se fait le long d'un seul voussoir.



Equation de la 1ere courbure :

$Z(x)=Z_0+ (Z_1-Z_0) (X/L)^2$

Equation de la courbure 2ème courbure :

$Z(x)=Z_1+ (Z_1) (X/L)^2$

Le rayon de courbure :

$Ri(x)=L^2 /2(Z_0-Z_1)$; $Ri+1=L^2/2(Z_1)$

L'inclination β :

$\text{Tan } \beta i =2(Z_0-Z_1)/L$; $\text{Tan } \beta i+1=2Z_1/L$

Exemple de calcul : câble C3 du voussoir V3:

$Z_0 = 0.25m$; $Z_1 =0.125m$

$Ri(x)=L2 /2(Z_0-Z_1) = 576m$

Tan $\beta i = 2(Z_0 - Z_1)/L = 0{,}021$, Tan $\beta i+1 = 2Z_1/L = 0{,}021$

$\beta i = \beta i+1 = 1{,}19°$

$Zi(x) = 0{,}25 + 0{,}010\ X^2$

$Zi+1(x) = 0{,}075 - 0{,}00087\ X^2$

Le reste des calculs pour les câbles est mentionné dans le tableau qui suit :

Tableau VI-3: Caractéristiques géométriques du tracé en plan des câbles.

N° câble	X(m)	Z0 (m)	Z1(m)	Ri(m)	Ri+1(m)	Bi(rad)	Bi+1(rad)	Equation 1ere courbure	Equation 2ième courbure
C1	6	0	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
C2	9	-0,25	-0,125	324	324	0,027771	0,02777064	$-0{,}25+0{,}014\ X^2$	$-0{,}075+0{,}0015\ X^2$
C3	12	0,25	0,125	576	576	0,02083	0,02083032	$0{,}25+0{,}010\ X^2$	$0{,}075-0{,}00087\ X^2$
C4	15	-0,5	-0,25	450	450	0,033321	0,033321	$-0{,}5+0{,}016\ X^2$	$-0{,}05+0{,}0011\ X^2$
C5	21	0,5	0,25	882	882	0,023805	0,02380503	$0{,}5+0{,}012\ X^2$	$0{,}05-0{,}00056\ X^2$
C6	24	-0,75	-0,375	768	768	0,03124	0,03123983	$-0{,}75+0{,}016\ X^2$	$-0{,}125+0{,}00065\ X^2$
C7	30	0,75	0,375	1200	1200	0,024995	0,02499479	$0{,}75+0{,}013\ X^2$	$0{,}125-0{,}00042\ X^2$
C8	33	-1	-0,5	1089	1089	0,030294	0,03029376	$-1+0{,}015\ X^2$	$-0{,}2+0{,}00046\ X^2$
C9	39	1	0,5	1521	1521	0,025635	0,02563541	$1+0{,}013\ X^2$	$0{,}2-0{,}00033\ X^2$
C10	45	-0,15	-0,075	13500	13500	0,003333	0,00333332	$-0{,}15+0{,}0016\ X^2$	$-0{,}05+0{,}000037\ X^2$
C11	48	0,15	0,075	15360	15360	0,003125	0,00312499	$0{,}15+0{,}0016\ X^2$	$0{,}05-0{,}000032\ X^2$
C12	57	-0,4	-0,2	8122,5	8122,5	0,007017	0,00701743	$-0{,}4+0{,}0035\ X^2$	$-0{,}125+0{,}000062\ X^2$
C13	72	0,4	0,2	12960	12960	0,005555	0,0055555	$0{,}4+0{,}0027\ X^2$	$0{,}125-0{,}000039\ X^2$
C14	93	-0,65	-0,325	13306	13306,2	0,006989	0,00698913	$-0{,}65+0{,}0035\ X^2$	$-0{,}2+0{,}000037\ X^2$
C15	150	0,65	0,325	34615	34615,4	0,004333	0,00433331	$0{,}65+0{,}0021\ X^2$	$0{,}2-0{,}000014\ X^2$

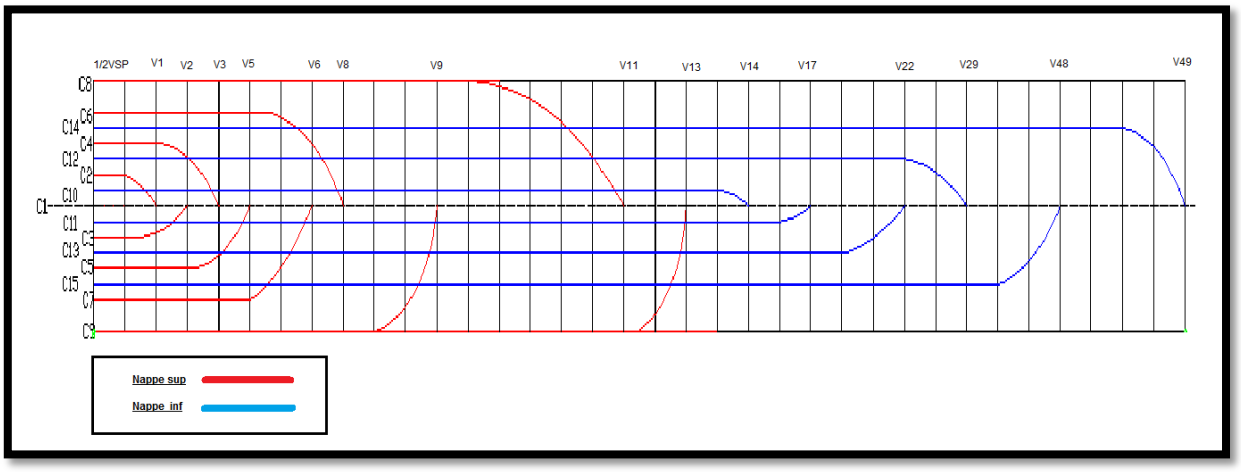


Figure VI-4 : Disposition des câbles en plan.

VI-3- Les câbles de continuité :

Le dimensionnement de la précontrainte suppose que l'on connaisse l'enveloppe des sollicitations dans les sections, or ces sollicitations contiennent les effets hyperstatiques de la précontrainte, qui ne sont pas connues puisqu'ils dépendent de l'effort que l'on doit déterminer, il convient de procéder à des estimations.

Nous ferons donc une première détermination de la précontrainte, en supposant que les effets hyperstatiques de la précontrainte sont nuls. Après avoir déterminé les forces des nécessaires, on détermine les moments hyperstatiques dus à la précontrainte. L'ensemble des câbles de la précontrainte ne devra pas être surdimensionné, car en absence de surcharge ou en état de repos (de fermeture éventuellement) de l'ouvrage, on risque d'obtenir des moments négatifs à mi-travée.

Les câbles de continuité sont divisés en deux groupes :

- Câbles disposés au niveau de la membrure inférieure (généralement les plus nombreux). Ils sont soit relevés dans les âmes ou bien ancrés dans l'hourdis inférieur.
- câbles disposés au niveau de la membrure supérieure des voussoirs pour prolonger les câbles de fléaux les plus long.

Calcul de la précontrainte de continuité :

Selon le BPEL 91 on prend la combinaison suivante qui donne le moment max :

$G+1.2\ Q +0.5\Delta T +M_{fluage}$

Avec :

G : Poids propre du tablier.

ΔT: L'effet de la température.

Q : l'effet de la surcharge A(L) ou les charges roulantes +les surcharges des deux trottoirs.

M_{fluage} : moment de fluage pour la travée centrale qui vaut $Mf = I/V \times \sigma$ avec σ=1.5MPa pour les caissons coulés en place et 1MPa pour les caissons préfabriqués.

Sachant que le moment est nulle au niveau des culées on peut facilement déterminer le moment de fluage pour les travées de rive.

On s'intéresse aux moments positifs pour la détermination des câbles de continuité.

$$P = \frac{M\frac{V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V'}{I}}$$

Avec :

V': La distance du centre de gravité de la section considérée a la fibre inferieure.

e : L'excentricité des câbles de continuité par rapport au centre de gravité.

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

P : Effort de la précontrainte.

M : Valeur du moment positif.

Le nombre de câble est $N=P/P_0$

$P_0 = \sigma P_0 \times S \times 0.8 = 1416 \times 1800 \times 0.75 = 203.90t$ on considère 25% de pertes pour un câble 19T15s.

Les câbles de la précontrainte de continuité se déterminent pour chaque travée.

Or nous allons nous intéresser uniquement pour la travée centrale.

Tableau VI-4: Nombre de câbles nécessaires pour la travée centrale.

N°Voussoir	X(m)	La section (m2)	Inertie (m4)	Moment total	Précontrainte(Kn)	Nombre de câbles
1/2 Vsp	6	24,1542	61,0441	-391187,773	-------	-------
V1	9	13,8263	43,7575	-161868,601	------	------
V2	12	13,8263	43,7575	-88195,4675	------	------
V3	15	13,8263	43,7575	-57450,5629	------	------
V4	18	13,8263	43,7575	-30762,2679	------	------
V5	21	13,8263	43,7575	-8130,58263	------	------
V6	24	13,8263	43,7575	10444,4929	2863,58347	2
V7	27	13,8263	43,7575	24962,9587	6844,13468	2
V8	30	13,8263	43,7575	36544,8787	10019,5684	4
V9	33	13,8263	43,7575	45685,1844	12525,5808	4
V10	36	13,8263	43,7575	50768,8803	13919,3859	4
V11	39	13,8263	43,7575	55331,0795	15170,2114	6
V12	42	13,8263	43,7575	60350,4608	16546,3833	6
V13	45	13,8263	43,7575	61313,2323	16810,3479	6
V14	48	13,8263	43,7575	63447,5173	17395,5082	6
V15	51	13,8263	43,7575	67447,1261	18492,0874	6
V16	54	13,8263	43,7575	67390,1252	18476,4594	6
V17	57	13,8263	43,7575	68519,8917	18786,2093	6
V18	60	13,8263	43,7575	73781,1155	20228,6875	6
V19	63	13,8263	43,7575	75238,4107	20628,2365	6
V20	66	13,8263	43,7575	77391,7741	21218,6276	6
V21	69	13,8263	43,7575	84330,3137	23120,9783	8
V22	72	13,8263	43,7575	87430,7534	23971,0308	8
V23	75	13,8263	43,7575	91749,2242	25155,0329	8
V24	78	13,8263	43,7575	100872,567	27656,3945	8
V25	81	13,8263	43,7575	106097,473	29088,9155	8
V26	84	13,8263	43,7575	112932,264	30962,8212	10
V27	87	13,8263	43,7575	124461,622	34123,844	10

V28	90	13,8263	43,7575	131990,511	36188,0516	10	
V29	93	13,8263	43,7575	141388,976	38764,8439	12	
V30	96	13,8263	43,7575	155316,78	42583,4522	12	
V31	99	13,8263	43,7575	165096,397	45264,7457	12	
V32	102	13,8263	43,7575	176868,61	48492,3523	14	
V33	105	13,8263	43,7575	190134,419	52129,4606	14	
V34	108	13,8263	43,7575	202715,545	55578,8483	16	
V35	111	13,8263	43,7575	216267,31	59294,3575	16	
V36	114	13,8263	43,7575	233195,261	63935,5213	18	
V37	117	13,8263	43,7575	247304,129	67803,7723	18	
V38	120	13,8263	43,7575	262329,843	71923,3966	20	
V39	123	13,8263	43,7575	280374,944	76870,851	22	
V40	126	13,8263	43,7575	295344,832	80975,1694	22	
V41	129	13,8263	43,7575	306540,239	84044,6324	24	
V42	132	13,8263	43,7575	313114,97	85847,2368	24	
V43	135	13,8263	43,7575	315915,171	86614,9726	24	
V44	138	13,8263	43,7575	318824,956	87412,7528	24	
V45	141	13,8263	43,7575	324410,127	88944,0484	24	
V46	144	13,8263	43,7575	326070,849	89399,3711	24	
V47	147	13,8263	43,7575	327552,731	89805,661	24	
V48	150	13,8263	43,7575	330863,967	90713,508	24	
V49	153	13,8263	43,7575	330130,88	90512,5164	24	
V50	151,5	13,8263	43,7575	328908,526	90177,3817	24	La clé
V50	151,5	13,8263	43,7575	328908,526	90177,3817	24	La clé
V51	156	13,8263	43,7575	330130,88	90512,5164	24	
V52	159	13,8263	43,7575	330863,967	90713,508	24	
V53	162	13,8263	43,7575	327552,731	89805,661	24	
V54	165	13,8263	43,7575	326070,849	89399,3711	24	
V55	168	13,8263	43,7575	324410,127	88944,0484	24	
V56	171	13,8263	43,7575	318824,956	87412,7528	24	
V57	174	13,8263	43,7575	315915,171	86614,9726	24	
V58	177	13,8263	43,7575	313114,97	85847,2368	24	
V59	180	13,8263	43,7575	306540,239	84044,6324	24	
V60	183	13,8263	43,7575	295344,832	80975,1694	22	
V61	186	13,8263	43,7575	280374,944	76870,851	22	
V62	189	13,8263	43,7575	262329,843	71923,3966	20	
V63	192	13,8263	43,7575	247304,129	67803,7723	18	
V64	195	13,8263	43,7575	233195,261	63935,5213	18	
V65	198	13,8263	43,7575	216267,31	59294,3575	16	
V66	201	13,8263	43,7575	202715,545	55578,8483	16	
V67	204	13,8263	43,7575	190134,419	52129,4606	14	
V68	207	13,8263	43,7575	176868,61	48492,3523	14	
V69	210	13,8263	43,7575	165096,397	45264,7457	12	
V70	213	13,8263	43,7575	155316,78	42583,4522	12	

V71	216	13,8263	43,7575	141388,976	38764,8439	12
V72	219	13,8263	43,7575	131990,511	36188,0516	10
V73	222	13,8263	43,7575	124461,622	34123,844	10
V74	225	13,8263	43,7575	112932,264	30962,8212	10
V75	228	13,8263	43,7575	106097,473	29088,9155	8
V76	231	13,8263	43,7575	100872,567	27656,3945	8
V77	234	13,8263	43,7575	91749,2242	25155,0329	8
V78	237	13,8263	43,7575	87430,7534	23971,0308	8
V79	240	13,8263	43,7575	84330,3137	23120,9783	8
V80	243	13,8263	43,7575	77391,7741	21218,6276	6
V81	246	13,8263	43,7575	75238,4107	20628,2365	6
V82	249	13,8263	43,7575	73781,1155	20228,6875	6
V83	252	13,8263	43,7575	68519,8917	18786,2093	6
V84	255	13,8263	43,7575	67390,1252	18476,4594	6
V85	258	13,8263	43,7575	67447,1261	18492,0874	6
V86	261	13,8263	43,7575	63447,5173	17395,5082	6
V87	264	13,8263	43,7575	61313,2323	16810,3479	6
V88	267	13,8263	43,7575	60350,4608	16546,3833	6
V89	270	13,8263	43,7575	55331,0795	15170,2114	6
V90	273	13,8263	43,7575	50768,8803	13919,3859	4
V91	276	13,8263	43,7575	45685,1844	12525,5808	4
V92	279	13,8263	43,7575	36544,8787	10019,5684	4
V93	282	13,8263	43,7575	24962,9587	6844,13468	2
V94	285	13,8263	43,7575	10444,4929	2863,58347	2
V95	288	13,8263	43,7575	-8130,58263	------	------
V96	291	13,8263	43,7575	-30762,2679	------	------
V97	294	13,8263	43,7575	-57450,5629	------	------
V98	297	13,8263	43,7575	-88195,4675	------	------
V99	300	13,8263	43,7575	-161868,601	------	------
1/2 Vsp	303	24,1542	61,0441	-391187,773	-------	-------

Conclusion

On remarque bien que après clavage le moment au niveau de la pile1 est important que celui calculer pour déterminer les câbles de fléau alors d'après Henri THONIER, on préconise d'ajouter des câbles au niveau de la fibre supérieure qui viennent s'ajouter aux câbles de fléau.

Les câbles qui viennent s'ajouter aux câbles de fléau se déterminent comme suit :

$$P = \frac{M\frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times V}{I}}$$

Avec M= (moment de fléau – moment trouvé après clavage des travées)

Apres avoir effectué le calcul on a trouvé qu'on aura besoin de 20 câbles (6 pour 1/2VSP et 6 pour V2 et 6 pour V4 et 2 câbles pour le voussoir 5)

Ces câbles seront disposés dans la table supérieure du caisson.

VI-4-Calcul des pertes :

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par les câbles. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.
La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

VI-4-1-Pertes de tensions instantanées :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

a) Pertes de tensions dues au frottement :

Elles sont provoquées par le frottement des câbles sur les gaines lors de leurs mises en tension .Les augmentations des pertes par frottement sont essentiellement dues aux irrégularités au niveau des joints de voussoirs.
Toute force de contacte entre armature et gaine donne lieu par suite du frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement et même dans les parties linéaires il y'a des frottements car le trace réel des câbles présente des déviations parasites.
Selon les règles BPEL91, la tension $\sigma p_0(x)$ (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtiens, compte tenu des frottements, à partir de la tension σp_0 à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\Delta \sigma p_0(x) = \Delta \sigma p_0 \times (1 - e^{-(f\theta + \varphi x)})$$

Avec :
-X(m) : Est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.
- e : La base des logarithmes népériens.
- θ (rad) : La déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe en considérant son tracé dans l'espace.
- f (rad-1) = 0. 2 : Le coefficient de frottement en courbe.
- φ (m-1) = 0,003 : Le coefficient de perte de tension par unité de longueur.

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : θ = α + β
Si les déviations ont lieu simultanément on aura la formule approchée :

$$\tan\theta = \sqrt{\tan\alpha^2 + \tan\beta^2}$$

Pour calculer les pertes pour chaque câble, on donne le tableau suivant :

Tableau VI-5: Perte de tensions dues aux frottements.

N° câble	X(m)	α (rad)	β (rad)	θ (rad)	$1-e^{-(0.2\theta+0.003x)}$	$\sigma p_0(1-e^{-(0.2\theta+0.003x)})$
C1	6	0,54774001	-------	0,54774001	0,11974884	211,955446
C2	9	0,26060239	0,01666512	0,14722222	0,05488101	97,1393883
C3	12	0,19739556	0,01249935	0,11041667	0,05642869	99,8787756
C4	15	0,17809294	0,00666657	0,10666667	0,06418113	113,600595
C5	21	0,12786992	0,00476187	0,07619048	0,07525578	133,202725
C6	24	0,11202896	0,01041629	0,071875	0,0827498	146,46715
C7	30	0,08975817	0,00833314	0,0575	0,09651882	170,838313
C8	33	0,08163634	0,01212062	0,05606061	0,10435587	184,70989
C9	39	0,06912048	0,01025605	0,0474359	0,11881455	210,301759
C10	45	0,06656816	0,00222222	0,02833333	0,13122114	232,261424
C11	48	0,06241881	0,00208333	0,0265625	0,13870008	245,499148
C12	57	0,05258306	0,00438594	0,0245614	0,16130845	285,515957
C13	72	0,04164258	0,00347221	0,01944444	0,19739203	349,38389
C14	93	0,03224688	0,00430105	0,01639785	0,24593716	435,30877
C15	150	0,01999733	0,00266666	0,01016667	0,36366704	643,690664
Total						3559,7539

Donc la somme des pertes dus aux frottements est : $\sum \Delta\sigma p_0 = 3559{,}75 MPa$

b) Pertes de tensions dues au recul des ancrages :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fil dans les clavettes et ces dernières dans les plaques d'ancrage lors de détention du vérin et du blocage des clavettes :

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σ_{p0} : contrainte initiale.

σ_{p0}' : contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_0$: la perte de tension.

g : l'intensité du recul d'encrage. $$g = \frac{1}{Ep} \int \Delta\sigma 0 dx .$$

Avec Ep : module d'élasticité des aciers = 190000MPa selon BPEL91

Dans la pratique, on préfère souvent raisonner de la façon suivante :

La qualité gEp représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur d, dans la mesure ou l'armature de longueur l est tendue par une seule extrémité et ou sa déviation angulaire totale sur la longueur l et α, ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne.

(αf/L) sur la longueur d, on trouve :

$$d = \sqrt{\frac{gE_P}{\sigma p_0 k}} \Rightarrow \begin{cases} D<x \text{ les pertes existes.} \\ D>x \text{ les perte nul} \end{cases}$$

Tel que $k = \frac{\alpha f}{l} + \phi$

g=6mm

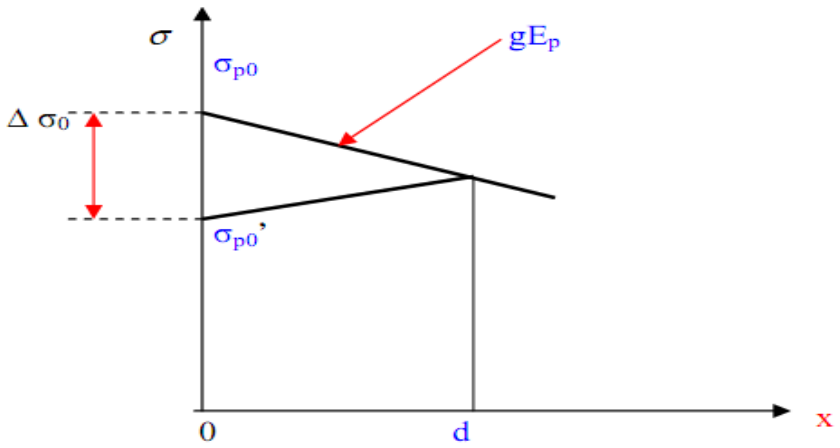


Figure VI-5 : diagramme des tensions**.**

Les pertes dues au recul de l'ancrage sont : $\Delta\sigma_0 = 2kd$, qui sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-6: Perte de tensions dues aux reculs d'ancrages.

N° Câble	X(m)	α (rad)	k	D(m)	Δ σ_0 (MPa)
C1	6	0,54774001	0,021258	5,48692193	0,23328198
C2	9	0,26060239	0,00879116	8,53231321	0,15001793
C3	12	0,19739556	0,00628993	10,0871207	0,12689449
C4	15	0,17809294	0,00537457	10,9123434	0,11729836
C5	21	0,12786992	0,00421781	12,31818	0,10391145
C6	24	0,11202896	0,00393357	12,7554647	0,10034915
C7	30	0,08975817	0,00359839	13,3363198	0,0959785
C8	33	0,08163634	0,00349477	13,5325909	0,09458647
C9	39	0,06912048	0,00335446	13,8126949	0,09266838
C10	45	0,05328285	0,00323681	14,0614855	0,09102879
C11	48	0,0499584	0,00320816	14,1241389	0,09062499
C12	57	0,04208041	0,00314765	14,2592516	0,08976628
C13	72	0,033321	0,00309256	14,3857013	0,08897724
C14	93	0,02580073	0,00305549	14,4727106	0,08844231
C15	150	0,01599863	0,00302133	14,5542824	0,08794662
Total					1,65177295

Les pertes dues aux reculs d'ancrages égales à 1,65MPa

c) Pertes de tensions dues au raccourcissement élastique du béton :

Les pertes de précontrainte engendrées par le raccourcissement instantané de l'ouvrage, dues à l'action de l'effort transmis par les câbles de précontrainte et aux autres actions permanentes, sont de faible importance. Elles peuvent être assimilées à une perte moyenne agissant sur chaque armature dans une section donnée, est égale selon le BPEL91 à :

$$E_p = \sum \frac{k\Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

σ_{bj} : Désignant la variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.

En pratique .quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue en la prenant égale à 6 Kσb , tel que σb désignant la contrainte finale de béton.

$$K = \frac{(n-1)}{2n}$$, n : nombre des câbles.

On a 15 câbles : EP = 6× ((15-1)/(2× 15))× 50=140MPa.

Les pertes instantanées sont égales à :

3559,75+1,65+140=3701,4 MPa

VI-4-2-Pertes de tensions différées :

a) Pertes de tension dues au retrait de béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et a des réactions chimiques, ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Selon le B.P.E.L. 91, les pertes par le retrait et le fluage à temps infini se calculent suivant la formule :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r E_p$$

εr : Le retrait final du béton il diffère selon le climat, pour un climat humide tel que le nord algérien il vaut 2.10-4 (Climat humide).

Ce qui donne $\Delta\sigma r = 2.10^{-4}$ X$1{,}9.10^{5}$ =38 MPa.

b) Pertes de tension dues au fluage du béton :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton sous l'effet des contraintes de compression.

La perte final de tension, due au fluage du béton, dans le cas des conditions thermo-hygrométriques constante, est fonction de la contrainte maximale et de la contrainte finale, supportées par le béton dans la section considérée, de l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte, est :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_b + \sigma_{max})$$

Avec :

E_p: Module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.

$\boldsymbol{\sigma}_{max}$ et $\boldsymbol{\sigma}_b$ étant, respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte.

Comme $\sigma_{max} \leq 1{,}5\sigma b$ et Ep/Eij= 6, nous avons : $\Delta\sigma_{fl} = 2{,}5\times \sigma b\times$ Ep/Eij

$\Delta\sigma_{fl}$=2,5X50X6=750 Mpa

c) Perte par relaxation des aciers :

Une armature en acier tendue en permanence et maintenue, après sa mise en tension, à une longueur constante, subit une perte de contrainte de traction. La valeur finale de la perte de tension due à la relaxation est fonction du temps d'application de la force de précontrainte, de la valeur garantie de la relaxation à 1000 h, et de la valeur de tension initiale de l'armature, Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma pi(x)}{fprg} - \mu_0\right) \times \sigma pi(x)$$

$$\sigma pi(x) = \sigma p0 - \Delta\sigma_0.$$

Avec :

-ρ_{1000}: Valeur garantie de la relaxation à 1000 h.

-σ pi (x): Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

-F_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie = 1770 MPa.

-μ_0: Est égal à 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

- $\Delta\sigma_0$: Valeur des pertes instantanées.

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI-7: Perte de tensions dues aux relaxations des câbles.

N° Câble	X(m)	$\Delta\sigma_0$ (MPa)	σ_0 (MPa)	σ_{pi} (x)	$\Delta\sigma_{pi}$ (x) (MPa)
C1	6	0,23328198	1770	1769,76672	151,2800667
C2	9	0,15001793	1770	1769,84998	151,2996727
C3	12	0,12689449	1770	1769,87311	151,3051177
C4	15	0,11729836	1770	1769,8827	151,3073774
C5	21	0,10391145	1770	1769,89609	151,3105298
C6	24	0,10034915	1770	1769,89965	151,3113686
C7	30	0,0959785	1770	1769,90402	151,3123978
C8	33	0,09458647	1770	1769,90541	151,3127256
C9	39	0,09266838	1770	1769,90733	151,3131773
C10	45	0,09102879	1770	1769,90897	151,3135634
C11	48	0,09062499	1770	1769,90938	151,3136585
C12	57	0,08976628	1770	1769,91023	151,3138607
C13	72	0,08897724	1770	1769,91102	151,3140465
C14	93	0,08844231	1770	1769,91156	151,3141725
C15	150	0,08794662	1770	1769,91205	151,3142892
Total					2269,636025

Donc la somme des pertes dues aux relaxations est : 2269,63 MPA

Pertes différées total :

Il faut tenir compte de l'interaction de tous les phénomènes précédents.

Pour tenir compte de cette interaction, BPEL propose de minorer forfaitairement la relaxation par le coefficient 5/6.

La perte différée finale devient ainsi :

$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + (5/6)\times \Delta\sigma p_{relaxation}$

$\Delta\sigma_d$=38+750+(5/6)x(2269,63)= 2678,60MPa

VI-4-3- Conclusion:

La perte totale due aux pertes instantanées et pertes différées égale à :

2678,60+3701,4=6380 MPa

Donc on a un pourcentage de perte égal à : 100 x (6380/15X1770)=24,04%

Donc, on maintient le nombre de câbles précédent 15 câbles 19T15.

VI-5-Vérification des contraintes:

Cette partie regroupe tous les résultats précédents, afin de justifier toute section et pièce du tablier, les diverses vérifications entreprises sont la vérification des contraintes normales dans les fibres supérieures ainsi que dans les fibres inférieures en phase de construction comme en phase de service Ce qui nous conduit à vérifier que Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{M \times V}{I} + \frac{P \times e \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{M \times V'}{I} - \frac{P \times e \times V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{ts}$$

Avec :

- σ_{sup} : Contrainte crée dans la fibre supérieure de la section par l'effort de précontrainte.
- σ_{inf} : Contrainte crée dans la fibre inférieure de la section par l'effort de précontrainte.
- P : Effort de précontrainte.
- S : Section transversale du voussoir.
- M : Moment généré par application de l'effort de précontrainte excentré de e par rapport au centre de gravité.
- V' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.
- V : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.
- $\overline{\sigma}_{TS}$: Contrainte admissible de traction, elle est nulle dans le cas de précontrainte de classe I.
- $\overline{\sigma}_{CI}$: Contrainte admissible de compression.

$$\bar{\sigma}_{CI} = \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad = 30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{TS} = \bar{\sigma}_{bt} = 0MPa \text{ (Classe I)}$$

VI-5-1-Vérification des contraintes normales :

a)Vérification des contraintes pour le demi-fléau :

Les résultats sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-8 : Valeurs des contraintes inferieures et supérieures du demi fléau.

Ci	N° voussoir	V	V'	Inertie (m^4)	Section (m^2)	e(m)	P (Kn)	M (kn m)	σ_{sup}	σ_{inf}
C1	1/VSP	2,3366	2,0634	61,0441	24,1542	2,1866	101543,01	331862,9	0	7,916362
C2	V1	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	91878,957	313388,7	0	17,11385
C3	V2	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	86555,037	295229,4	0	16,12219
C4	V3	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	81323,436	277385	0	15,14773
C5	V5	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	71137,192	242640,9	0	13,25038
C6	V6	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	66182,544	225741,1	0	12,3275
C7	V8	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	56550,185	192886,2	0	10,53333
C8	V9	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	51872,477	176931,1	0	9,662037
C9	V11	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	42793,986	145965,4	0	7,97103
C10	V13	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	34084,729	116259,1	0	6,348799
C11	V14	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	29868,569	101878,3	0	5,563475
C12	V17	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	22517,903	76806,01	0	4,194302
C13	V22	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	14371,914	49020,96	0	2,676987
C14	V29	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	7288,0358	24858,66	0	1,357507
C15	V48	1,7085	2,6915	43,7575	13,8263	1,5585	19,955124	65,07139	0	0,003533

Remarque :

Nous remarquons d'après le tableau ci-dessus que les contraintes sont admissibles

b) Vérification des contraintes en phase de service :

Fibre supérieures : $$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{M \times V}{I} \leq \sigma_c$$

Fibre inférieure : $$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e \times V'}{I} - \frac{M \times V'}{I} \leq \sigma_t$$

Tel que :

$\sigma_c = 0.6 \times f_{c28} =$ 30 MPa

$\sigma_t = 0$ (Précontrainte de classe I)

Les contraintes sont calculées pour la travée la plus sollicitée (travée centrale).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-9: Valeurs des contraintes inferieures et supérieures en phase de service.

N°Voussoir	X(m)	section (m^2)	Inertie (m^4)	V(m)	V'(m)	Moment service(Kn m)	Précontrainte(Kn)	e (m)	σ_{sup}(MPa)	σ_{inf}(MPa)
1/2 Vsp	6	24,1542	61,0441	2,3366	2,0634	0	0	2,1866	0	0
V6	24	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	10444,5	2863,583	1,5585	0,4406612	0
V8	30	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	36544,9	10019,57	1,5585	1,5418567	0
V11	39	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	55331,1	15170,21	1,5585	2,3344611	0
V21	69	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	84330,3	23120,98	1,5585	3,5579613	0
V26	84	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	112932	30962,82	1,5585	4,7646997	0
V29	93	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	141389	38764,84	1,5585	5,9653105	0
V32	102	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	176869	48492,35	1,5585	7,4622237	0
V34	108	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	202716	55578,85	1,5585	8,5527259	0
V36	114	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	233195	63935,52	1,5585	9,8386888	0
V38	120	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	262330	71923,4	1,5585	11,067899	0
V39	123	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	280375	76870,85	1,5585	11,829236	0
V41	129	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	306540	84044,63	1,5585	12,93317	0
V48	150	13,8263	43,7575	1,7085	2,6915	330864	90713,51	1,5585	13,959407	0

D'après les deux tableaux précédents on constate que les contraintes à la phase de construction, ainsi qu'à la phase d'exploitation, sont vérifiée. Alors notre ouvrage travaille en sécurité.

VI-5-2- Vérification de l'effort tranchant :

L'âme est la partie la plus sollicitée en effort tranchant, les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments résistants à la flexion.

Du fait de la précontrainte, la contrainte au centre de gravité de la section n'est plus nulle mais elle vaut $\sigma_G = \frac{p}{s}$.

a) Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte :

Sous l'effort de la précontrainte, deux effets sont à prendre en compte:

1) Effet isostatique :

Les actions s'exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués.

- un effort tranchant positif.

- une composante verticale de la précontrainte - ./0 1 qui vienne se retrancher à l'effort tranchant total.

On aura : $\boldsymbol{V = P \sin \alpha}$

2) Effet hyperstatique:

A cette action, on doit ajouter l'effort tranchant du moment hyperstatique de précontrainte, et il vaut :

$$V = \frac{dM}{dx}$$

b) Calcul de l'effort tranchant :

Selon les combinaisons à l'état limite de service on détermine l'effort tranchant :

$$V_R = V_G + V_Q - P \sin \alpha$$

$$P \sin \alpha = 0$$

$$\sigma_i = \sigma_X + \frac{M}{I}(V' - \frac{\varepsilon}{2})$$

$$\mathrm{M} = M_{ELS} + P_{sup}(V' - d) - P_{inf}(V' - d)$$

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_r}{Zb_n}$$

Avec :
Vr : effort de tranchant calculé selon la combinaison de L'ELS.
Z : bras de levier il vaut Z=I/μ .
I : étant le moment d'inertie et μ est le moment statique.
b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme.

c) *Détermination du cisaillement admissible :*

Le cisaillement admissible vaut $\bar{\tau} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$

Avec : $\bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times \left(f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x\right) et\ \sigma_x = \frac{P}{S}$

$$\bar{\tau}_2^2 = \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \frac{2}{3} \times \sigma_t)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{((\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}) + \tau^2)} \quad et \quad \sigma_y \geq \frac{\tau^2}{\sigma_x}$$

Le tableau des contraintes

Tableau VI-10: Valeurs de l'effort tranchant dans chaque section.

X(m)	Vr(Kn)	τ (Mpa)	σx(Mpa)	σy(Mpa)	σt(Mpa)	τ1(Mpa)	τ2(Mpa)	τ_{adm}(Mpa)
6	51829,565	9,5659766	4,20394797	21,7671363	29,1141568	11,2376851	21,4580193	11,2376851
9	50490,741	9,97461933	6,64516176	14,9722512	25,5165672	14,7530329	17,4007464	14,7530329
12	49151,917	9,71013005	6,26017083	15,0613503	25,0808313	14,198646	17,4380832	14,198646
15	47813,093	9,44564077	5,88176157	15,168947	24,6676035	13,6537367	17,4756558	13,6537367
21	45135,445	8,91666221	5,14504965	15,4530802	23,921752	12,5928715	17,5623255	12,5928715
24	44609,311	8,81272263	4,78667467	16,2250593	24,2185371	12,0768115	17,996039	12,0768115
30	41931,663	8,28374407	4,09003132	16,7774793	23,7560549	11,0736451	18,2042415	11,0736451
33	41628,341	8,22382177	3,75169062	18,0268714	24,5350747	10,5864345	18,935163	10,5864345
39	38950,693	7,69484321	3,0950435	19,1307851	24,6298472	9,64086265	19,4703614	9,64086265
45	37674,054	7,44263879	2,46515698	22,4703224	26,9879809	8,73382606	21,4923244	8,73382606
48	36335,23	7,17814951	2,16023086	23,8520018	27,861583	8,29473244	22,3169542	8,29473244
57	33471,074	6,61232565	1,62856296	26,847504	29,9365827	7,52913066	24,1631124	7,52913066
72	28982,369	5,72556656	1,03939593	31,5395812	33,5559169	6,68073014	27,1931012	6,68073014
93	21579,477	4,26309981	0,52711137	34,4785199	35,5173258	5,94304038	29,0684586	5,94304038
150	552,324	0,1091135	0,52711137	0,0225868	0,57056479	5,94304038	4,22529293	4,22529293

Conclusion :

D'après les tableaux de vérifications précédents on remarque que les contraintes normales en phase de construction et en phase de service ainsi que les contraintes de cisaillement, sont vérifiées.

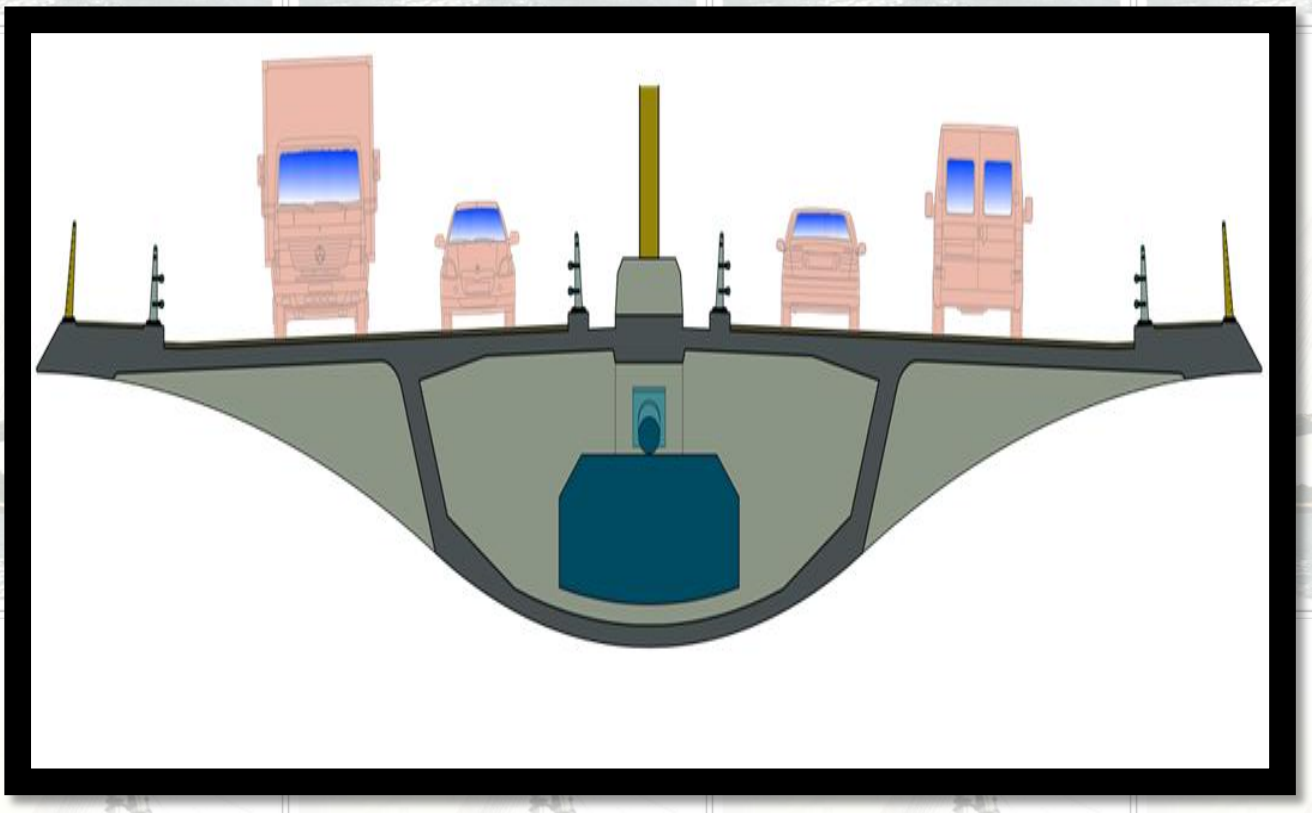
ETUDE TRANSVERSALE

ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS

<<Les maîtres sont ceux qui nous montrent ce qui est possible

dans l'ordre de l'impossible. »

Valéry (Paul)



CHAPITRE VII : « Etude transversale et ferraillage des éléments »

VII-1- Introduction :

L'objet de ce chapitre, c'est principalement la détermination de l'analyse transversale ainsi que le ferraillage transversale et les cadres (armature de couture) en armature passive. Avec l'aide de l'outil numérique.

Cependant, il y a lieu aussi de déterminer les armatures transversales : dans les âmes, le hourdi inférieur et le hourdi supérieur ainsi que de considérer les efforts qui n'apparaissent pas dans l'étude longitudinale du tablier.

Pour l'analyse transversale nous avons choisi la section **sur pylône comme un calcul type**.

VIII-2- Modélisation :

La section en caisson de notre ouvrage sera représentée par un ensemble de barres, avec les dimensions de ses éléments. Il sera traité au niveau des appuis par un portique fermé appuyé au niveau de la partie inférieur des âmes. Pour l'analyse transversale on choisit une section au niveau du pylône.

Les calculs des sollicitations se feront à l'aide du logiciel SAP2000.

On va dimensionner le ferraillage en fonction du moment de la combinaison la plus défavorable développée par les différents chargements.

- La figure (VII-1) représente le modèle numérique de la section de notre ouvrage au niveau du pylône. Le modèle numérique est pris par mètre linéaire de longueur :

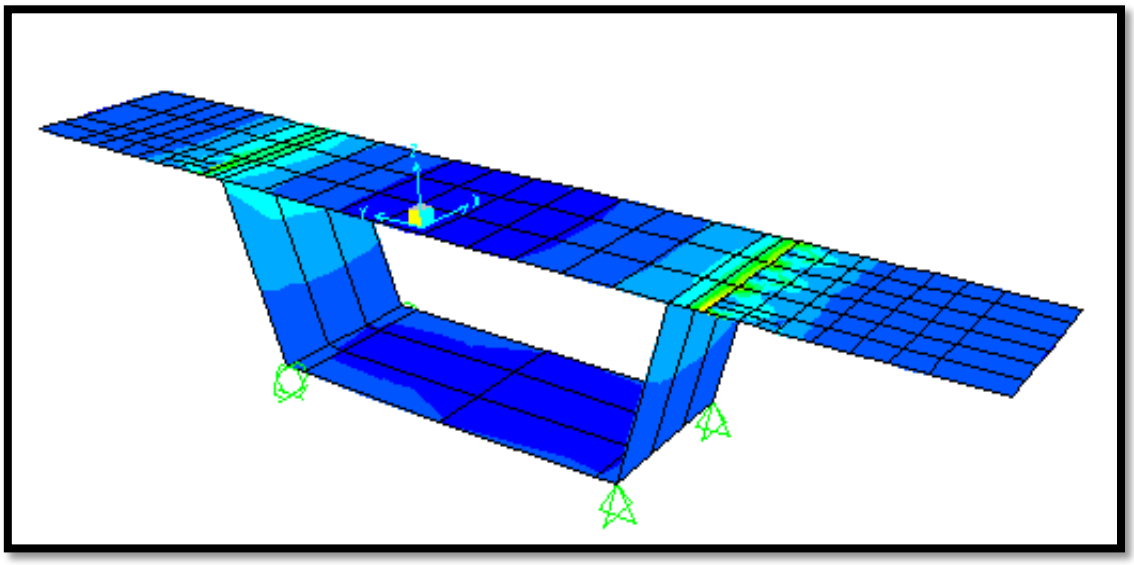


Figure VII-1 : Modèle numérique de la section au niveau du pylône.

VII-3-Définition des charges :

VII-3-1-charges permanentes :

- poids propre du tablier

  G1 = 327.601 KN/ml

- revêtement et chape:

  Gr=24.64 KN/ml.

- garde corps:

  Représenté par des forces concentrées aux extrémités, qui ont pour valeur :

  P_g=1KN/ml

- Poids trottoirs :

  $P_{trottoir}$ = 13,175 KN/m trottoir

- Glissières de sécurité:

  P_{gl} = 0,6 KN/m

  P_{GBA}=1,63 Kn/m

VII-3-2-Surcharges d'exploitation:

- système de charge A(L):

  A(l)=42,84 Kn/ml

- Système de charge B :

  Charges ponctuelles les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ = 1,0074 dynamique et un cœfficient de pondération b_c=0,8.

- Charges militaires :

  Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 61 titre II de 110t sur une largeur 4,3m multipliée par un coefficient de majoration dynamique δ = 1,060

- Charges exceptionnelles :

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 61 titre II de 240 t sur une largeur de 3,2 m.

- Surcharges de trottoirs :

  La charge est uniformément répartie et vaut selon le fascicule 1,5Kn/m^2 par trottoir.

Tableau VII-1 : les moments max et min sous la combinaison la plus défavorable.

	Moment Max (Kn.m)	Moment Min (Kn.m)
Table supérieure	341,69	-835,53
Table inférieure	390,9	-420,56
Ame droite	324,6	-277,35
Ame gauche	324,6	-277,35

VII-4-Ferraillage de Voussoir:

Ferraillage de la table supérieure ; fibre supérieure

La fibre supérieure se calcule à partir de la valeur du moment min

Fissurations préjudiciable

b= 1m Le ferraillage se calcule par un mètre linéaire (/ml).

h=0.35 m, c=0.05m

$$A_{S1} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_{st}}}$$ Tel que M_{ser} =835,53 Kn.m

Avec :

$$\overline{\sigma_{st}} = \max(0.5\ fe\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$$

Tel que η =1.6 pour les barres HA ; ftj =3.6MPa.

$\overline{\sigma_{st}}$ =264 MPa , $Z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$

d= h-c=0.35-0.05=0.30m.

$\sigma_{bc}=0,6xf_{cj}=0,6x50=30$ MPa

$$\alpha = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} = 0,63$$

Z=0,23 m

Donc :

As1= 132,4 cm^2 soit As1= 17Φ32

Dans le sens longitudinal nous aurons :

As1'= As1/3= 44,13 cm^2 soit As1'=9 Φ32

Condition de non-fragilité

Aser≥Asmin= $0.23\times\frac{f_{tj}}{fe}\times bd$=10,96 cm^2 (Vérifié).

Nous ne tenons pas compte de la section d'armature comprimée puisqu'il nous reste à calculer la section d'armature au niveau de la fibre inférieure avec le moment max.

Le reste du calcul est donné dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 : les sections d'aciers et le choix des barres pour chaque élément.

		Table supérieure		Table inférieure		Ame droite		Ame gauche	
Sens Transversal	Désignation	A_{s1}	A_{s2}	A_{s3}	A_{s4}	A_{s5}	A_{s6}	A_{s7}	A_{s8}
	Section (cm^2)	132,4	51,9	64,9	59,8	26,4	31,1	26,4	31,1
	Choix des barres	17Φ32	11Φ25	8Φ32	8Φ32	6Φ25	7Φ25	6Φ25	7Φ25
Sens longitudinal	Désignation	A'_{s1}	A'_{s2}	A'_{s3}	A'_{s4}	A'_{s5}	A'_{s6}	A'_{s7}	A'_{s8}
	Section (cm^2)	44,13	17,3	21,63	19,93	10,9	10,9	10,9	10,9
	Choix des barres	9 Φ25	6Φ20	7Φ20	7Φ20	7Φ14	7Φ14	7Φ14	7Φ14

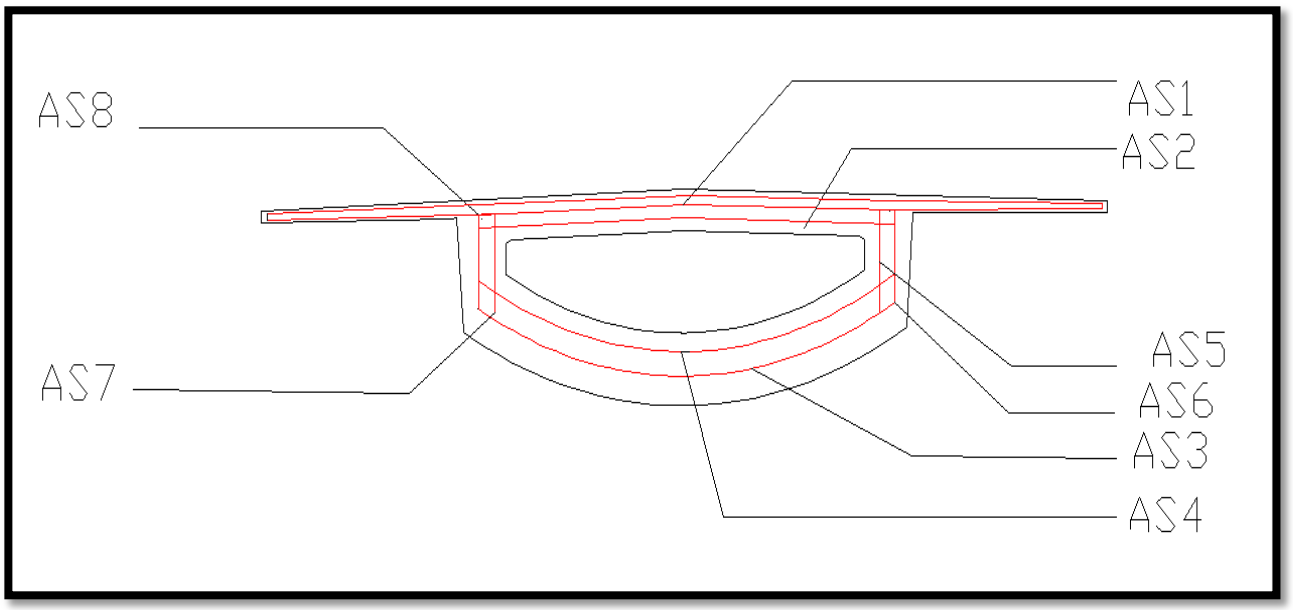


Figure VII-2 : Ferraillage du voussoir.

Effet d'éclatement d'ancrage des haubans :

A l'intérieur de chaque prisme symétrique, la contrainte de traction de béton est donnée par la formule suivante **:**

$$\sigma_{ti} = 0.5\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right)\frac{F_j}{bd_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{ci} = \frac{F_{j0}}{bd_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :

- aj : dimension de la plaque d'ancrage dans le sens considéré (aj=100cm) ;
- dj : dimension de prisme dans le sens considéré (dj=81cm) ;
- b : L'épaisseur de l'ancrage (b=48cm) ;

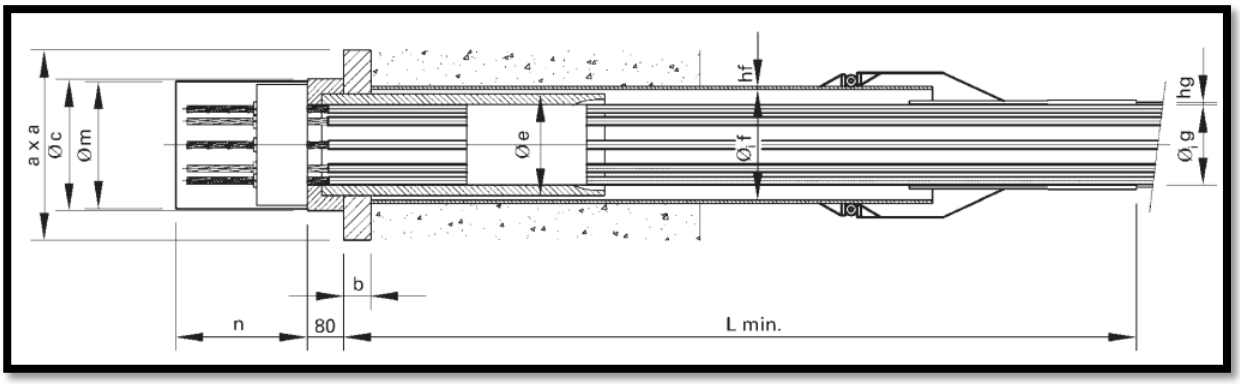


Fig. VIII : Ancrage type

Donc :

σ_{ti}=3,4 MPa < 1,25x 3,6 = 4,5 MPa

σ_{ci}=23,54 MPa < 2/3 x 50= 33,33 MPa

$$A_e = \max\left(A_{ej}; \frac{0.15 \times F_{j0}}{\frac{2}{3} f_e}\right) = \max(5.78\text{cm}^2 ; 14.33\text{cm}^2) \Rightarrow A_e = 14.33\text{cm}^2$$

$$A_{ej} = \frac{0.25 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times F_j}{K_j \times \frac{2}{3} f_e} ; K_j = 1.5$$

Ces aciers seront repartis sur une longueur Dj

VII-5-Le mât:

VII-5-1-Vérification du déplacement élastique :

Les déplacements les plus importants sont celles provoquées par les surcharges A(L), on a un déplacement en tête du mât de 11,05 cm suivant l'axe longitudinal du pont et de 0,81 cm verticalement, ces déplacements provoquent un déplacement du tablier, ce déplacement vertical correspond à une déformation

ε= Ux/ H=0,11/66=0,16% < 0,3% (limite de déformation élastique dans le génie civil).

VII-5-2- Calcul les contraintes dus au fluage :

On peut déterminer les déformations résultants au fluage de béton en multipliant les déformations élastique par un facteur de proportionnalité fonction de temps, appelé le coefficient de fluage.

ε = φ (t,t0). εel

Où :

εel : déformation élastique de béton

φ (t,t0) : coefficient de fluage

φ (t,t0)=ϕ1Ψτ0f(t,t0)

ϕ1 : Facteur dépendant de l'humidité relative de l'air ambiant et de la consistance du béton.

Ψτ0 : Facteur dépendant de l'âge de mise en charge de béton.

t : L'âge de béton.

t0: Âge du béton lors de la mise en charge.

f(t- t0): Fonction définissant l'évolution du fluage dans le temps.

On a :

ϕ1=2,5 , Ψτ0 =1(t0=28jours), f(t,t0)=1 , $\varepsilon el=\frac{\sigma c}{Eb}$

σc : Contrainte de compression dans le mât.

Eb : Module d'élasticité du béton.

$Eb=11000\sqrt[3]{Fc28}=40524,34$ N/mm2

D'où :

$\varepsilon=\frac{2,5x14,156}{40524,34}=0,0008733<0,2\%$

VII-5-3-Dimensionnement des armatures du mât :

Le mât est soumis à un effort normal(N), deux moments de flexion autour des axes X(M22) et Y(M33). D'où la nécessité de ferrailler le mât à la flexion oblique.

- L'effort de compression maximum est N=145 085,522 KN
- moment de flexion est M22= 17 935,67 KN.m
- moment de flexion est M33= 492 519,03 KN.m
- L'effort tranchant V23= 14 366,55 KN

a) Les armatures longitudinales

Pour le calcule des armatures à la flexion oblique, nous avons utilisé les abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé section creuses de RENE WALTHER.

B=2,7m , H=4,2m

Orientation de la section:

Condition d'orientation : Ty/H≤Tx/B

Ty/H=0,08 ,Ty=35cm

Tx/B =0,24 ,Tx=70cm

⇒ Les abaques

Sollicitations:

Nr=145085,522 x1.2 = 174 102,62 Kn

Myr= 17935.67 x1.2 = 21 522,80 Kn.m

Mxr= 492 519.03 x1.2 =591 022,836 Kn.m

Bw=50 N/mm^2

σf =460 N/mm^2

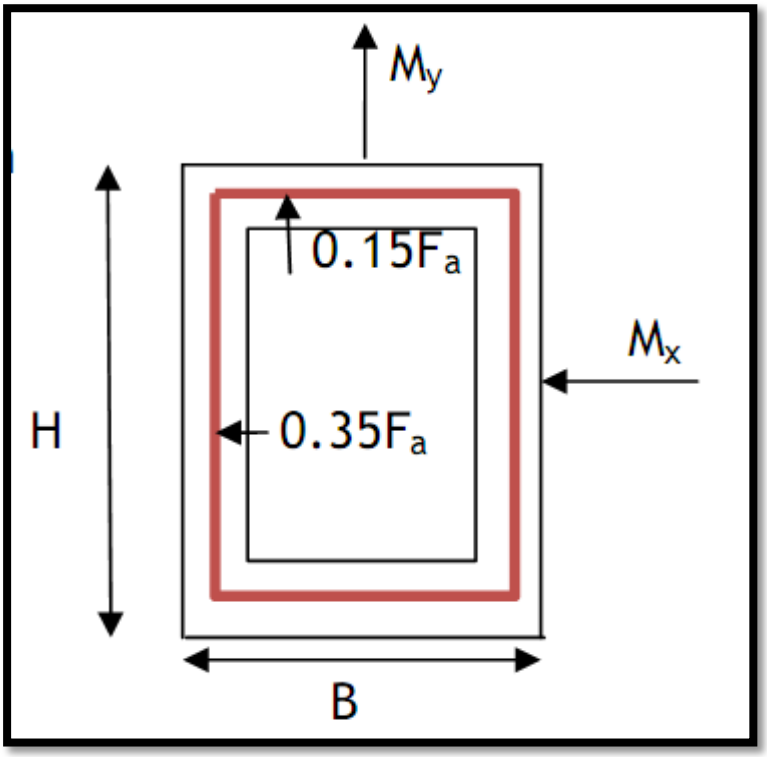


Figure VII-3 : répartition des armatures du mât.

n=$\frac{Nr}{bhBw}$=$\frac{174\ 102,62}{2,7x4,2x50}$=0,3

mx=$\frac{Mxr}{bh^2Bw}$=0,009

my=$\frac{Myr}{bh^2Bw}$=0,024

η=$\frac{my}{mx}$=27,02

Le rapport η=27 est compris entre les valeurs η_i =2 et η_s =∞. Pour réaliser l'interpolation, on inverse les rapports et l'on interprète l'abaque (m_x-n; η=0,5) Comme abaque (0.5 m_y-n ; 1/η).

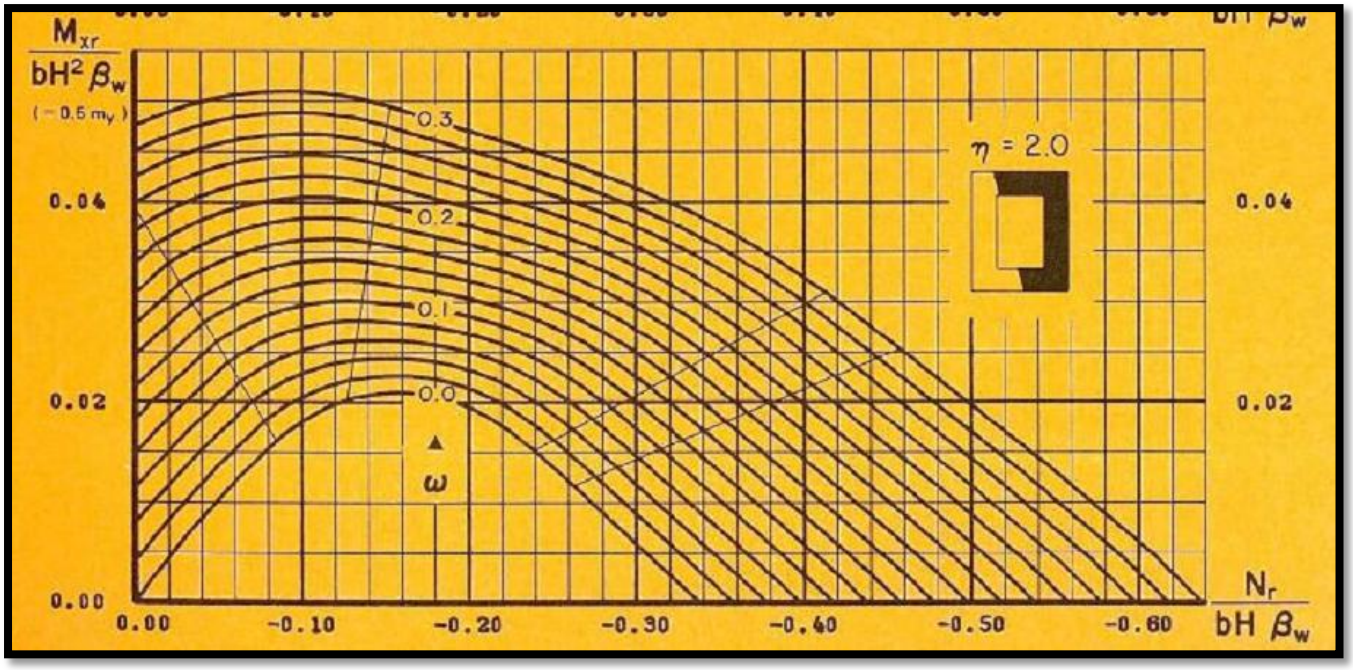


Figure VII-4 : abaque de la flexion oblique pour η=2 .

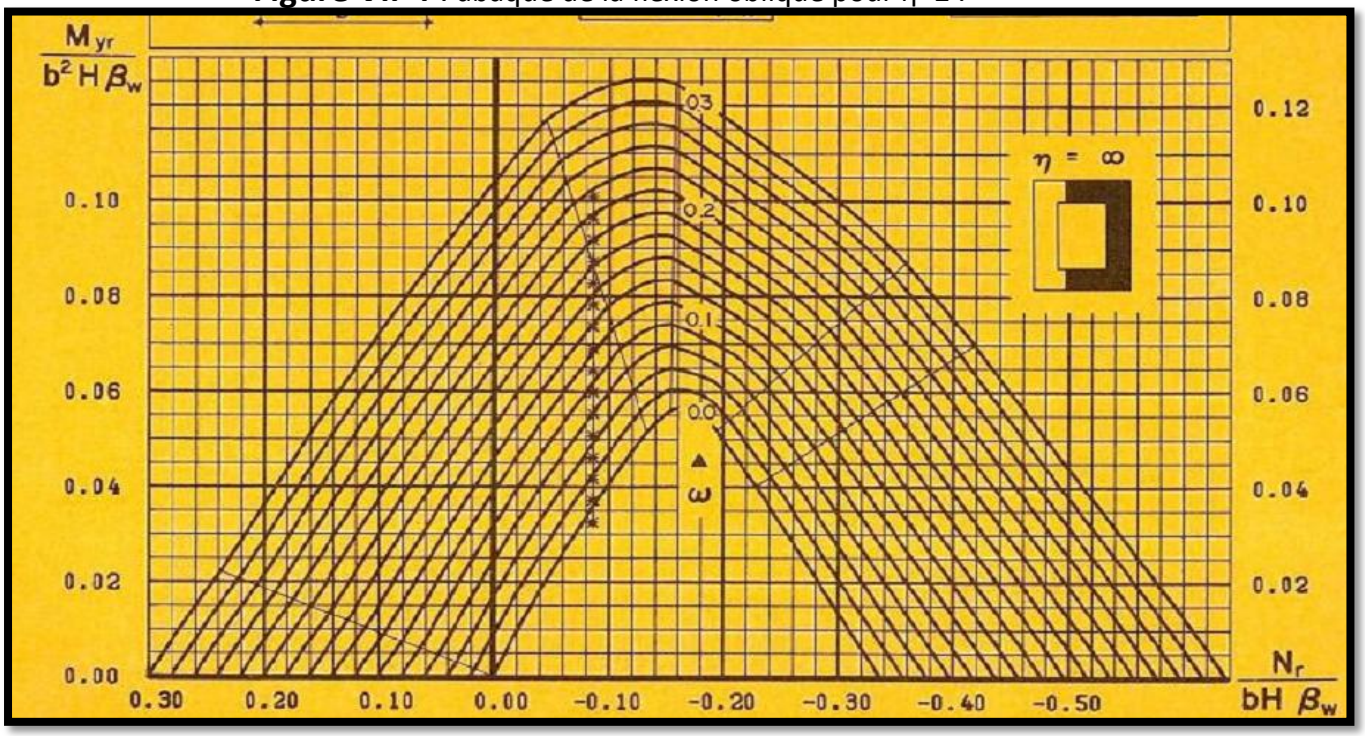


Figure VII-5 : abaque de la flexion oblique pour η=∞.

W = 0.13 après l'interpolation (formule générale).

Armatures :

$W=\mu\frac{\sigma f}{Bw}=\frac{Fa\ tot}{bH}\frac{\sigma f}{Bw}$ ⇨ $Fa\ tot=W\ b\ H\ \frac{Bw}{\sigma f}$

Fa tot= 1602 cm^2

0,15 Fa tot= 240,3 cm^2 on choisit 30 HAϕ32

0,35 Fa tot= 560,7 cm^2 on choisit 70 HAϕ32

$\mu=\frac{Fa\ tot}{2,7x4,2}$= 1,41 %

b) Les armatures transversales :

L'aire des étriers nécessaire par mètre de longueur 2 âmes résistant à l'effort tranchant : (Ast/S)néc=(Vd/fs.Z).tan(α)

- Ast : la section d'acier des étriers nécessaire.
- S : l'espacement entre les étriers.
- Vd : l'effort tranchant de dimensionnement.
- fs : vaut 0.46 KN/mm²
- Z = 4,2 – 2x (0,05+0.014+0.04) = 3.992 m
- α : vaut 45°

(Ast/S)néc = (14 366,55 / 0.46x 3,992) = 7823.55 mm^2/ml

En choisissant un espacement S = 0,15m on trouve :

As= 5,215 cm², ce qui nous donne 4 HAϕ14

c) Vérification de flambement du mât:

Du fait de la grande hauteur des pylônes, il est essentiel de faire des vérifications au flambement. Dans le cas de ce projet le mât est encastrée-libre (encastrée à une extrémité (la base) et libre à l'autre (la tête), on sait que la pente et le déplacement latéral sont nuls, à l'encastrement, de même que le moment agissant à l'extrémité libre. Pour vérifier le flambement il faut assurer la condition suivante :

$Nu \leq Ncr$, $Nu = Kn$

On prend en compte une déformée initiale pour la vérification de la sécurité structurale des pièces comprimées. Cette déformée sera admise affine à la déformée de flambage et la valeur maximale de la flèche initiale sera admise égale à :

$W_{0max}=\frac{L}{300}$

W_{0max} : Valeur maximale de la flèche initiale.

Les pièces comprimées sont considérées comme élancées et devrons être calculées en tant compte des déformations du 2eme ordre.

L'expression de l'élancement est une fonction de la longueur de flambement (Lo), du moment d'inertie (Ix) et de l'aire de la section considérée. La longueur de flambement des piles, étant encastrées à la fondation et au tablier, est égale à la hauteur.

$\lambda_{cr} \geq 30$, Condition 1

$e1 \leq 5 \frac{\varepsilon y \, I^2 cr}{hs}$, Condition 2

<u>Plan XZ</u> :

$Ic=25{,}08\ m^4$

$Ac=5{,}74\ m^2$

$ic=\sqrt{\frac{Ic}{Ac}}=2{,}09$

$L_{cr}=2l_0$

l_0: La hauteur du mât (encastrée-libre).

$L_{cr}=66x2=132$

$\lambda_{cr}=\frac{Lcr}{ic}=63{,}14$ La condition 1 est vérifiée

λ_{cr} : L'élancement.

L_{cr} : Longueur de flambage.

i_c : Rayon de giration de la section.

Ic :Inertie de la section.

Ac : Aire de la section.

ε_y : allongement spécifique correspondant à l'écoulement de l'acier.

hs : e bras de levier entre les nappes d'armatures les plus proches des parements.

hs= hauteur de la section- 2(enrobage+diamètre des étriers+diamètres des armatures longitudinales).

hs=3,992m

$\varepsilon y=10^{-3}$

$e_1=\frac{Md}{Nd}=3,39< 5\frac{10^{-3}x132^2}{3,992}=21,82$

$Ne=\frac{\pi^2 EI}{Lcr^2}$

Ne : Effort normal correspondant à la charge critique d'Euler.

EI: Rigidité flexionnelle.

E=40524,34 N/mm^2

Ne=583304,98 Kn

Donc la condition $Nu< Ne$ est vérifiée.

Les deux conditions précédentes sont vérifiées, alors notre mât peut être considéré comme une pièce élancée.

<u>Plan YZ</u> :

Ic=5,88 m^4

Ac=5,74 m^2

$ic=\sqrt{\frac{Ic}{Ac}}=1,01$

$\lambda_{cr}=\frac{Lcr}{ic}=130,41$ La condition 1 est vérifiée

hs=2,492m

$e_1=\frac{Md}{Nd}=0,124< 5\frac{10^{-3}x132^2}{2,492}=34,95$

$Ne=\frac{\pi^2 EI}{Lcr^2}$

Ne : Effort normal correspondant à la charge critique d'Euler.

EI: Rigidité flexionnelle.

E=40524,34 N/mm^2

Ne=583304,98 Kn

Donc la condition Nu< Ne est vérifiée.

Les deux conditions précédentes sont vérifiées, alors notre mât peut être considéré comme une pièce élancée.

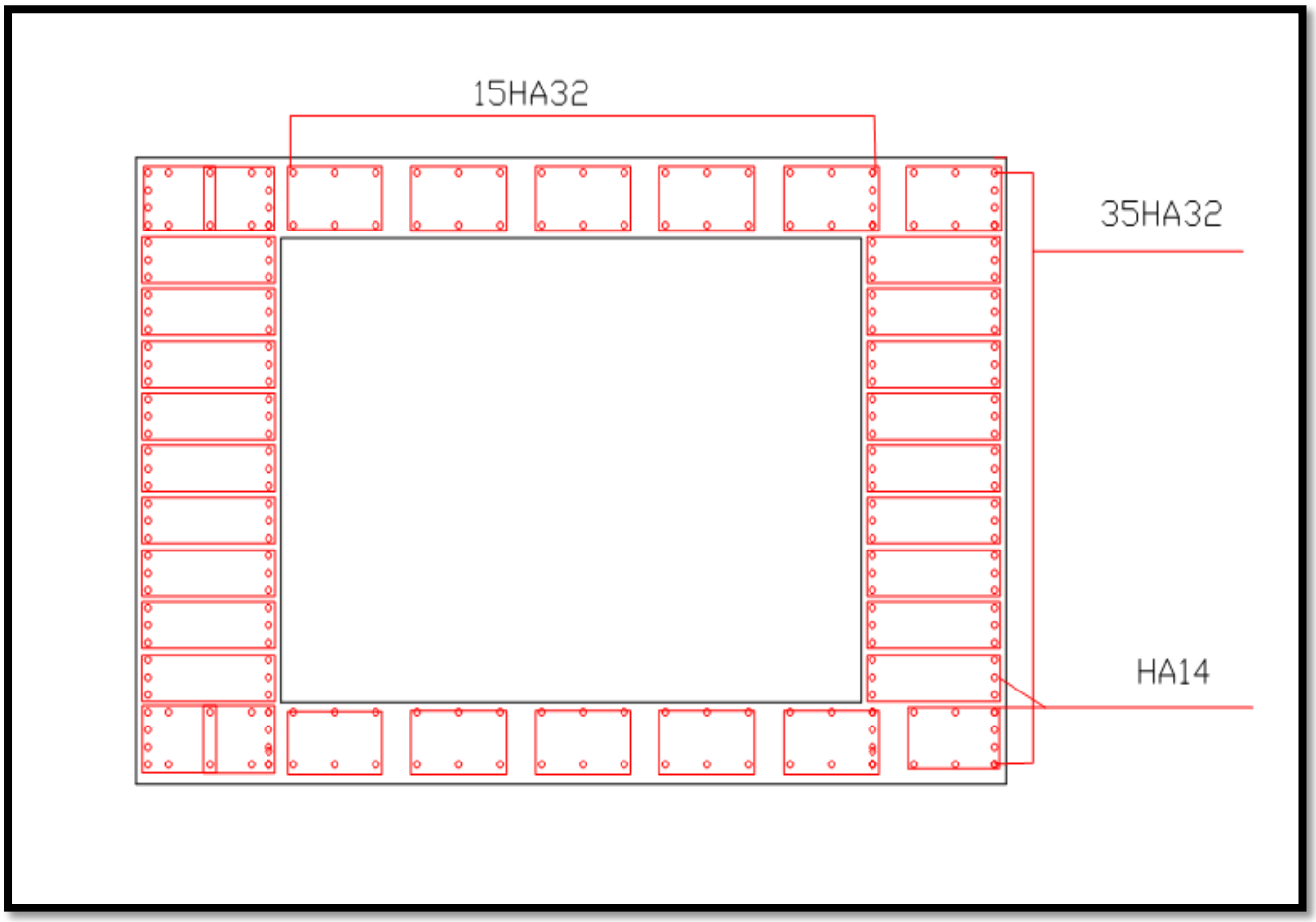


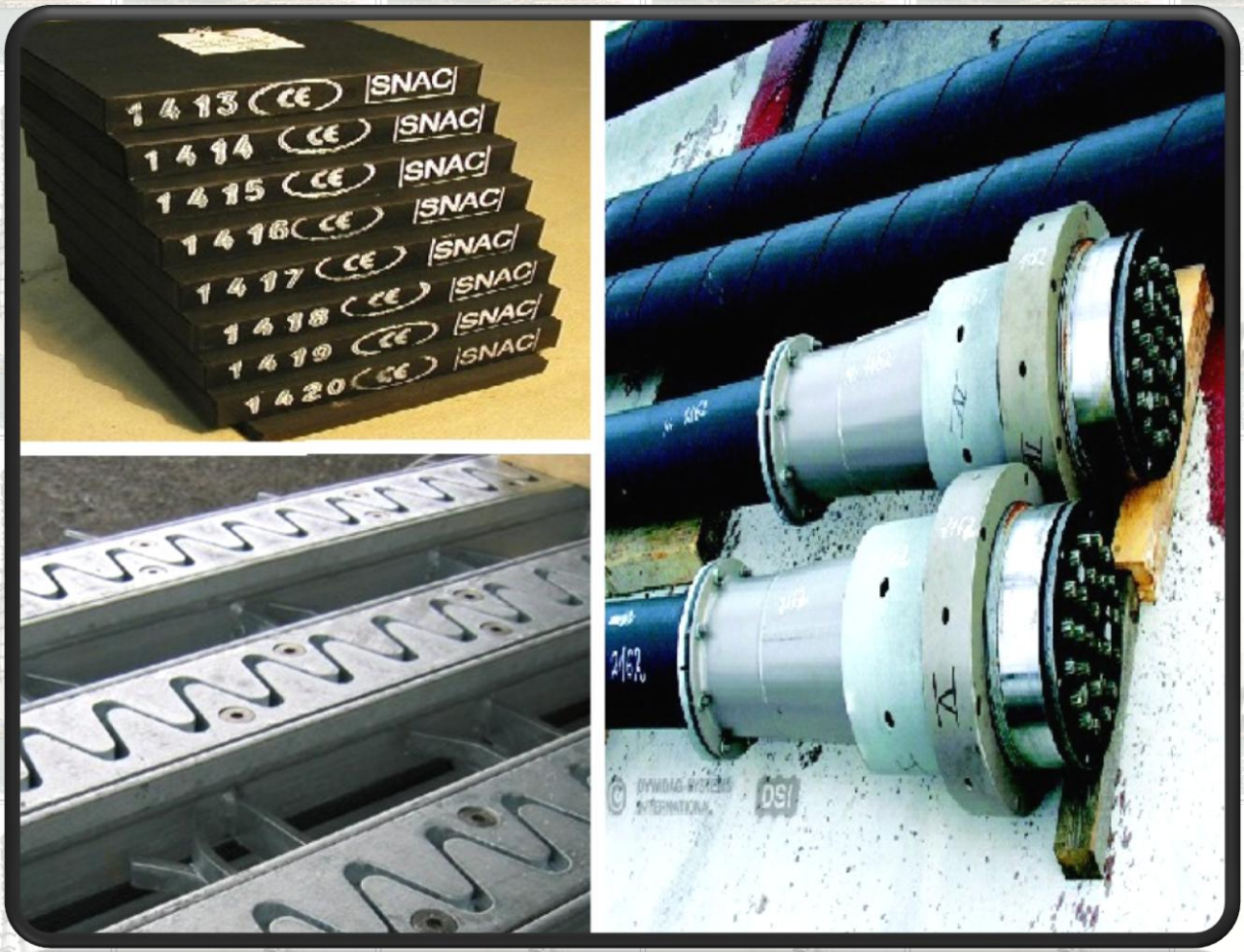
Figure VII-6 : Ferraillage du mât.

LES EQUIPEMENTS

<< Pour réussir, il ne suffit pas de prévoir.

Il faut aussi savoir improviser.>>

Isaac Asimov



CHAPITRE VIII: « Les équipements »

VIII-1- Appareil d'appui :



Figure VIII-1 : Appareil d'appui.

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire.

- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va mentionner :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Son coût est relativement modéré.

VIII-1-1-Dimensionnement de l'appareil d'appui :

- ✓ Les réactions dues aux combinaisons du poids propre et surcharges :

- Combinaisons de charges :

La réaction est calculée à l'ELS en utilisant les combinaisons suivantes :
1. G+ 1.2 (A(L) +ST).
2. G+ 1.2 (B_c+ST).
3. G+ 1.2 Mc_{120}.
4. G+ D_{240}.

On s'intéresse seulement aux combinaisons (1,2) car elles nous donnent la valeur maximale.
Le tableau suivant récapitule les valeurs des réactions d'appuis sous différentes combinaisons.

Tableau VIII-1: Réactions d'appuis sous différentes combinaison.

$R_{max(KN)}$ / Combinaison	C1	P1	P2	P3	P4	C2
G+ 1.2 (A(L) +ST).	8535,15	17410,21	17869,96	17869,96	17410,21	8535,15
G+ 1.2 (BC +ST).	9000,32	18395,87	20116,93	20116,93	18395,87	9000,32

D'après le tableau on constate que la réaction maximale est obtenue sous la combinaison G+ 1.2 (A(l) +ST), avec une valeur de 14493,97 C'est la valeur prise pour le dimensionnement de l'appareil d'appui.

Si on prend 2 appareils d'appui on aura :

R_{max}= 20116,93 KN alors $N_{max} = R_{max}/2$= 10058,46 Kn

N_{max} = 10,05 MN

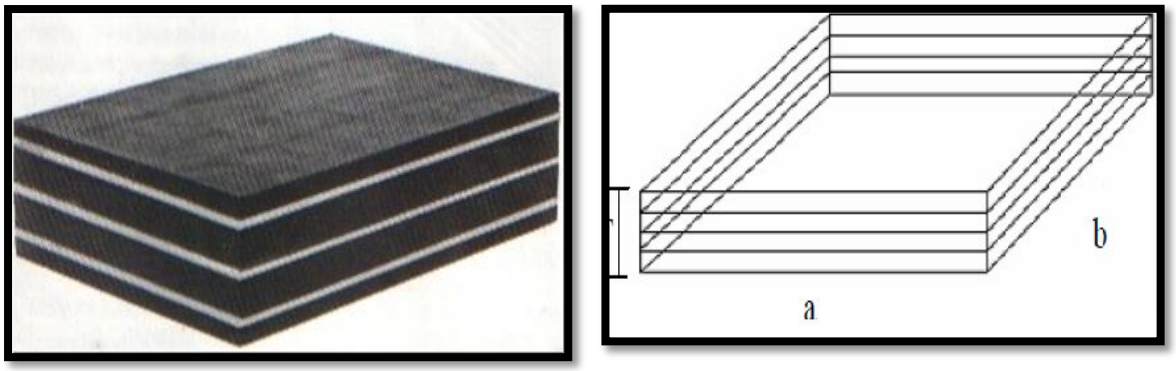


Figure VIII-2 : Appareil d'appuis en élastomère fretté.

VIII-1-2- Caractéristiques de l'appareil d'appui :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

Le module de déformation transversale G est de 0,8MPa pour les ponts routes, nous considérons que l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes (T = n×t).

n : est le nombre de feuillets élémentaires et
t : épaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère = 10mm
t_S : épaisseur d'une frette

D'après SETRA BT N°4/1974 :

- ✓ t= 10 mm.
- ✓ t_S= 3mm.

VIII-1-3- Vérifications des contraintes :

a) Compression sous réaction verticale :

$$2MPa \leq \sigma'_m = \frac{N_{max}}{a.b} \leq 15MPa$$

La contrainte de cisaillement correspondante vaut :

$$\tau_r = \frac{3t(a+b)N_{max}}{a^2b^2}$$

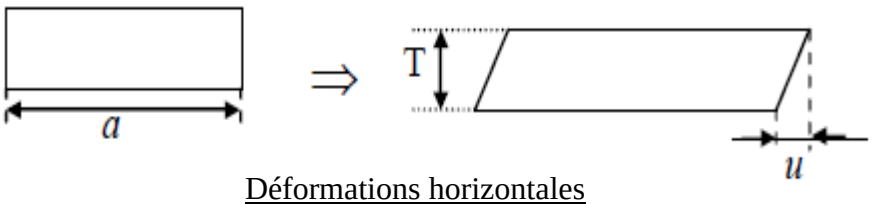
On prend a=b=1000mm et t=10mm

Donc $\tau_r = \frac{3X0{,}01\times(1+1)10{,}05}{1\ X\ 1}$ = 0.301 Mpa.

$\sigma'_m = \frac{10{,}05}{1\times1}$ = 10,05 MPa. ≤15MPa

b) Sous force horizontale H :

Sous l'effet des forces horizontales apparaît une distorsion u



Déformations horizontales

La contrainte de cisaillement correspondante vaut :

1) **Sous déformation lente u_1 (effort horizontal H_1 de dilatation, retrait, fluage) :**

$$\tau_{H_1}=\frac{H_1}{a\times b}=\frac{G\times u_1}{T}$$

Tel que :

G : module de cisaillement transversal d'élastomère qui vaut 0,8 MPa.

u_1 = 70.35mm (pour les dilatations thermiques).

Si on prend 15 élastomères, donc T=15 x 10 = 150 mm.

$$\tau_{H_1}=\frac{0.8\times 70.35}{150}=0.375\text{MPa}$$

2) **Sous effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge) engendre la distorsion u_2 :**

Selon le fascicule 61 titre II

✓ **Freinage de A(L) :**

Les forces de freinages seront appliquées au niveau de la chaussée et considérées comme uniformément répartie pour le système A(l).

$$f_A=\frac{S}{20+0.0035\times S}\,.A(l)$$ **S=** 303X14= 4242 m2

Fa= 121,732 X 0,34 = **41,38 t**

✓ **Freinage de B_c :**

D'après le fascicule 61 titre II, parmi les camions que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé de freiner :

Donc : H_2=30 t

$$\tau_{H_2}=\frac{H_2}{ab}=\frac{2G\times u_2}{T}=\frac{\mathbf{41,38}}{1000\times 1000}=0.413\text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de :

$$\tau_H=\tau_{H_1}+\frac{\tau_{H_2}}{2}=0.375+(\frac{0.494}{2})=0{,}622\text{ MPa.}$$

L'effort dynamique (freinage) vaut la moitié de l'effort statique

4) Sous rotation α_T :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$\tau_{\alpha_T}=\frac{G}{2}(\frac{a}{T})^2\alpha_T$ Avec : $\alpha_T=\alpha+\alpha_0$

α_0 : la rotation permise et elle est égale à 0,02 rad.

α: égale à 0.0097 rad.

$\tau_{\alpha_T}=\frac{0.8}{2}\left(\frac{1000}{150}\right)^2(0.0097+0.02)=0.515MPa.$

Sous réaction verticale R	$\tau_r = 0.301$
Sous déformation lente u_1	τ_H=0,622
Sous rotation α_T :	τ_{α_T}=0.515

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{\alpha T} \leq 5G \\ \tau_{H1} \leq 0.5G \\ \tau_H \leq 0.8G \end{cases}$$

1ère condition : 0. 301+ 0,622+ 0.515= 1,438 MPa ≤ 5 x 0,8 = 4 MPa. Vérifiée.

2ème condition : 0.375≤ 5 x 0,8 = 0,4 MPa,. Vérifiée.

3ème condition : 0,622≤ 0,8 x 0,8 = 0.64 MPa. Vérifiée.

VIII-1-4-Vérification de l'appareil d'appui :

a) Vérification de condition de non-flambement :

On doit vérifier la condition : $\sigma'_m \leq k \times G \times \frac{a^2}{T^2}$

L'ignorance des valeurs du coefficient k nous conduit à vérifier la condition suivante afin de satisfaire la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 100 \leq 150 \leq 200$$

la condition de **non-flambement** est **vérifiée**.

b) Vérification de condition de non-soulèvement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha_T \leq \frac{3}{\beta} \times \frac{T^2}{a^2} \times \frac{\sigma'_m}{G} \qquad \beta = \frac{ab}{2t\times(a+b)} = \frac{1000\times1000}{2\times10\times(1000+1000)} = 25$$

$\alpha_T = \alpha + \alpha_0 = 0.0097 + 0.02 = 0{,}029$

Donc : $\frac{3}{25} \times \frac{150^2}{1000^2} \times \frac{10{,}05}{0.8} = 0{,}033 \geq 0.029$

Donc la condition de **non-soulèvement** est **vérifiée.**

VIII-1-5- Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma'_m}{\sigma_e}$; Tel que : $t_s \geq 2$ mm

$\sigma_e = 245$ MPa pour l'acier inox.

$t_s = \frac{1000}{25} \times \frac{10{,}05}{245} = 1.64$ mm.

On prend $\mathbf{t_s = 3\ mm}$.

épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui e= t/2 =5mm

Tb = n (t + ts) + ts + 2 e

Tb = 15(10+3)+3+10 =**208**

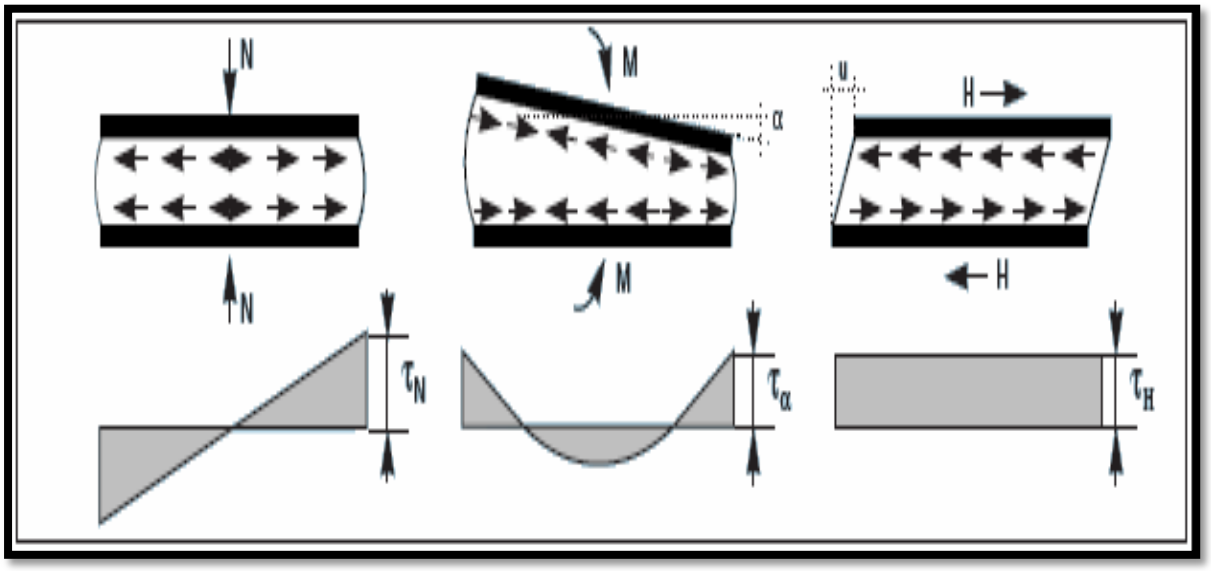


Figure VIII-3 : Déformation d'appareil d'appuis.

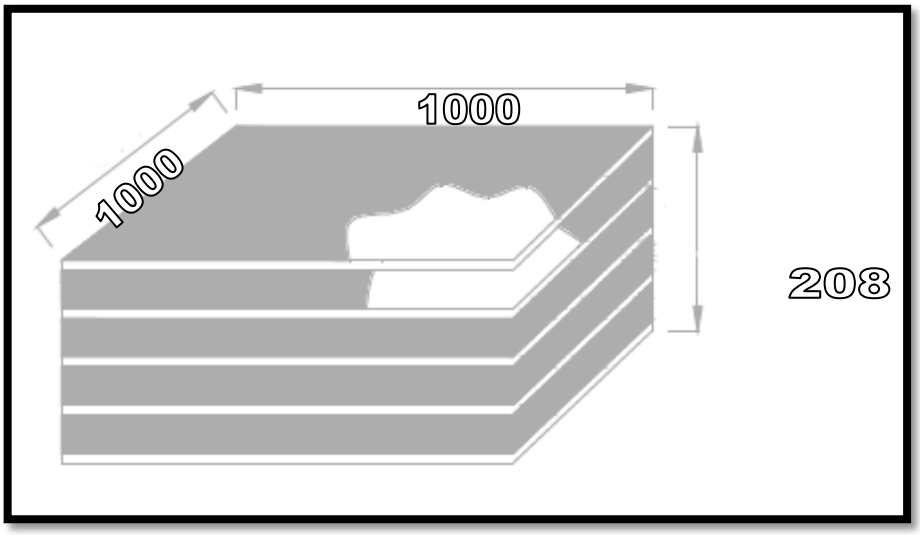


Figure VIII-4 : Dimensions de l'appareil d'appui.

VIII-2- Les dés d'appuis :

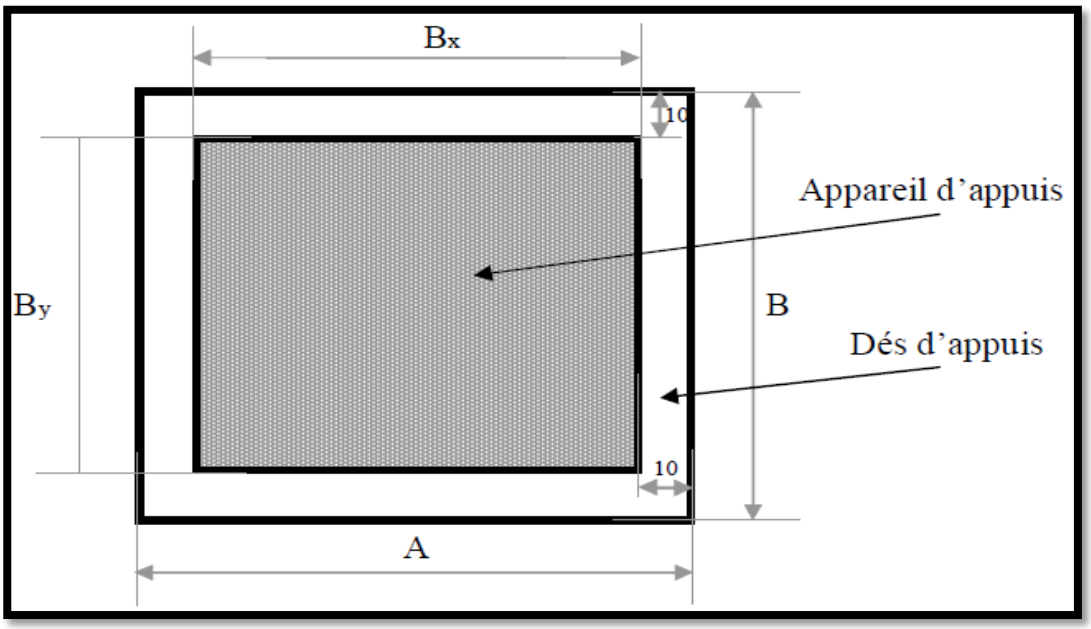


Figure VIII-5 : Dimensions de dés d'appuis.

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

VIII-2-1- Les dimensions de dés d'appuis :

$A = B_x + 200 = 1000 + 200 = 1200mm.$

$B = B_y + 200 = 1000 + 200 = 1200mm.$

$B_0 = A \times B = 1.2 \times 1.2 = 1.44\ m^2$

$P_0 = 2\ (A + B) = 2(1.2+1.2) = 4.8\ m$

On pose H=0,6 m

VIII-2-2- Ferraillage des dés d'appuis :

- ✓ **Armature de chaînage :**

10 ,05 MN Les armatures doivent vérifier à 25 % de R_{max}.

R = 0,25 ×10 ,05 = 2,512 MN

$$A_u = \frac{R_{max}}{\sigma_e} = \frac{3,623}{348} = 72,19 \text{ cm}^2$$

Soit : **16HA25.** ***(78,54 cm²)***

- ✓ ***Armatures de profondeur :***

On met des armatures de profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de 0,125 Nmax.

ASP =0.125 Nmax / σs =36,09 cm² soit **12Ø20** (37,70cm²) (disposées dans les deux sens).

- ✓ ***Armature de diffusion :***

Ces armatures sont des frettes ; on distingue :

a) *Ferraillage de surface (frette sup) :*

Ces armatures sont capables de reprendre 4% Nmax.
AS= 0.04 Nmax / σs =11,55 cm² soit **8Ø14 (12,32 cm²)** (disposées dans les deux sens).

b) *Ferraillage inferieur ou d'éclatement (frette inf) :*

Ces armatures sont disposées sur une profondeur Z tel que : b0/3≤ Z ≤ b0
R = 0,1Nmax

AS= 0.1 Nmax / σs =28,87 cm² soit **16Ø16 (32,17 cm²)** (disposées dans les deux sens).

VIII-3-Joint de chaussée :

VIII-3-1- Définition :

Le rôle primordial des joints de chaussée est d'assurer une continuité mécanique au droit d'une coupure du tablier lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre, afin d'assurer la continuité de la circulation sur le tablier du pont. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, efforts sismiques, fluage et le retrait ainsi que des déformations d'exploitation.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules par jour.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules par jour.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Pour le cas de notre projet, on a un trafic de 13000 véhicules par jour, alors on utilise des joints de chaussée lourds.

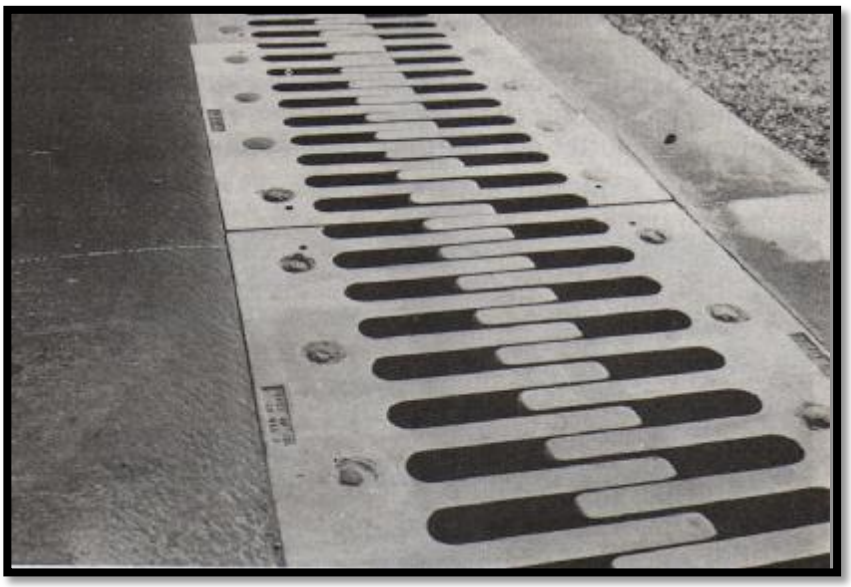


Figure VIII-6 : Joint de chaussée.

VIII-3-2- Calcul du souffle des joints :

Le souffle d'un joint est la variation maximale d'ouverture que peut atteindre ce dernier noté Δl. Il est la somme algébrique de plusieurs facteurs : le souffle sismique, le souffle thermique, le retrait et le fluage.

On dimensionne les joints de chaussées selon le RPOA (2008) avec la combinaison suivant :

$$W=W_D+0.4W_T+\frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint,
W_D : souffle des déformations différées (retrait+fluage),
W_T : souffle thermique,
W_S : souffle sismique.

a) Souffle sismique :

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :
On a : $F=K\times x \Rightarrow x=\frac{F}{K}$
F : la force sismique,
K : la rigidité des appuis du tablier,
x: le déplacement.

On tire du RPOA(2008) le T_1 et T_2 et le coefficient S en fonction de la zone sismique et le site.

Pour faciliter le calcul, on prend la valeur max du spectre (0.485)

Donc : $F=0.485\times 133459,67=$ 64727,93 t

D'après le calcul automatique fait par le logiciel CSIbridge le déplacement max du au séisme X= 11,13cm

b) Le souffle thermique :

L'action de la température est considérée comme étant une action de courte durée. Dans le cas de notre ouvrage un raccourcissement relatif

$$\frac{\Delta l}{l/2}=3\times 10^{-4}$$

l : la longueur du tablier.

Application au projet :

l = 747 m => Δl = 11,205 cm.

c) Retrait :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation : $\frac{\Delta l}{l/2}=3.5\times 10^{-5}$

Alors : Δl = 1,307 cm.

d) Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation : $\frac{\Delta l}{l} = k_{ft} \times 10^{-4}$

K_{ft} : coefficient du fluage qui vaut à t =0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

Donc : $\frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4}$ => Δl = 11,205 cm.

Donc : le souffle total sous les phénomènes précédents égal à :

$$W = (1{,}307 + 11{,}205) + (0.4 \times 11{,}205) + \left(\frac{11.13}{3}\right) = \mathbf{20{,}704} \text{ cm}$$

20,704 < 20,8 cm (hauteur de l'appareil d'appui)

Condition de non cisaillements vérifiés.

VIII-3-3-Choix de type de joint :

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC distribué en cours, on constate que pour un souffle de **20,704** cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens). Ces joints sont de la famille à dents en console. Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle. La figure ci-dessous montre la forme de ce joint.



Figure VIII-7 : Joint du type Wd (souffle moyen).

Le modèle pris est fonction du souffle et du biais de l'ouvrage, qui vaut zéro degré

Tableau VIII-2 : Différents modèles des joints Wd.

Type	Droit (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tableau VIII-3 : Caractéristiques physiques des joints Wd.

Type	A_{min}	A_{max}	B_{min}	B_{max}	C_{min}	C_{max}	D_{min}	D_{max}	H	E	L	F	P(KN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	**240**	**470**	**540**	**770**	**420**	**650**	**70**	**300**	**123**	**350**	**280**	**170**	**190**	**5**

Suivant le souffle total, on choisit le joint **Wd230**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 70 à 300 mm.



Figure VIII-7 : Mise en place du joint.

VIII-4-Ancrages des haubans FREYSSINET :

Chaque toron est ancré individuellement dans un bloc d'ancrage en acier à hautes performances.



Figure VIII-8 : Ancrage type.

L'ancrage peut être utilisé en tant qu'ancrage actif ou passif. L'ancrage fixe de base est désigné par **n HD 2 000 F** Si l'effort du hauban doit être ajusté sans démonter un seul élément de la tête d'ancrage on peut également utiliser un ancrage réglable : le réglage est réalisé par l'ajustement d'un écrou sur un tube fileté.

Cet ancrage est désigné par **n HD 2 000 R.** La longueur de réglage est adaptée en fonction des spécifications du projet. Il est recommandé d'utiliser la combinaison d'ancrage suivante pour les haubans de ponts : n HD 2 000 F à une extrémité et n HD 2 000 R à l'autre extrémité.

Les deux types d'ancrage peuvent être placés dans le pylône ou sur le tablier en fonction des considérations pratiques du projet.

La mise en tension initiale du câble peut être effectuée à partir de l'un ou l'autre des ancrages. Les détails des dimensions extérieures du hauban Freyssinet standard donnés ci-après correspondent aux ancrages des structures en béton

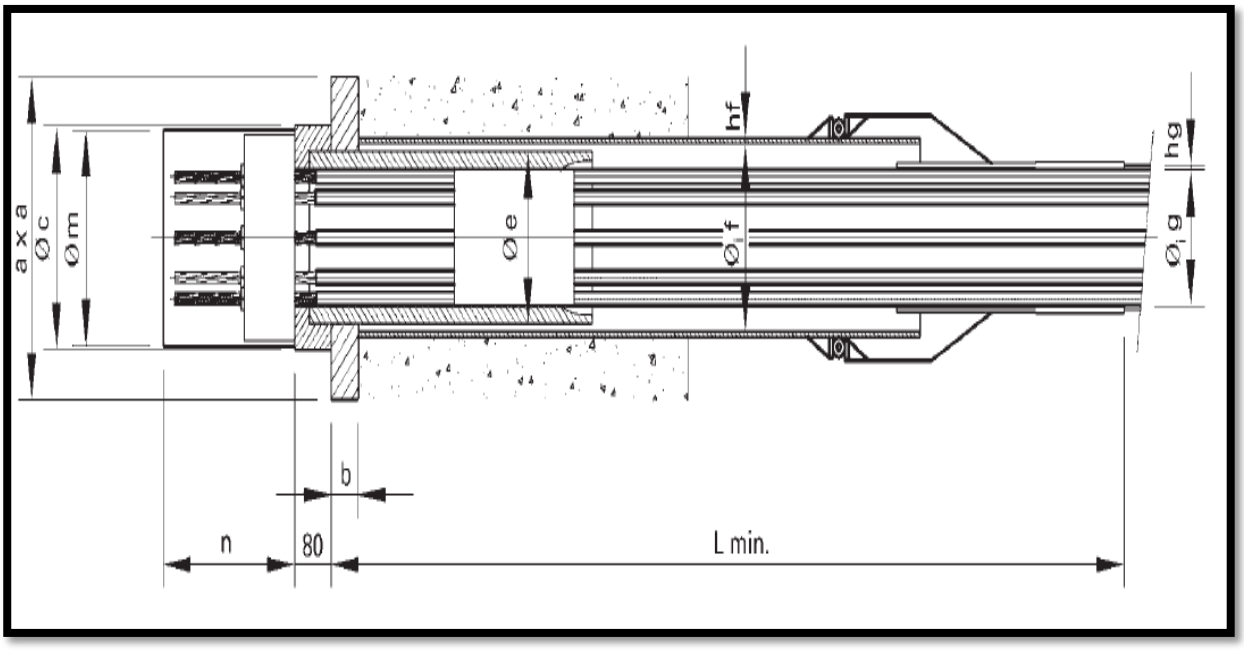


Figure VIII-9 : Ancrage de type **n HD 2 000 F (fixe).**

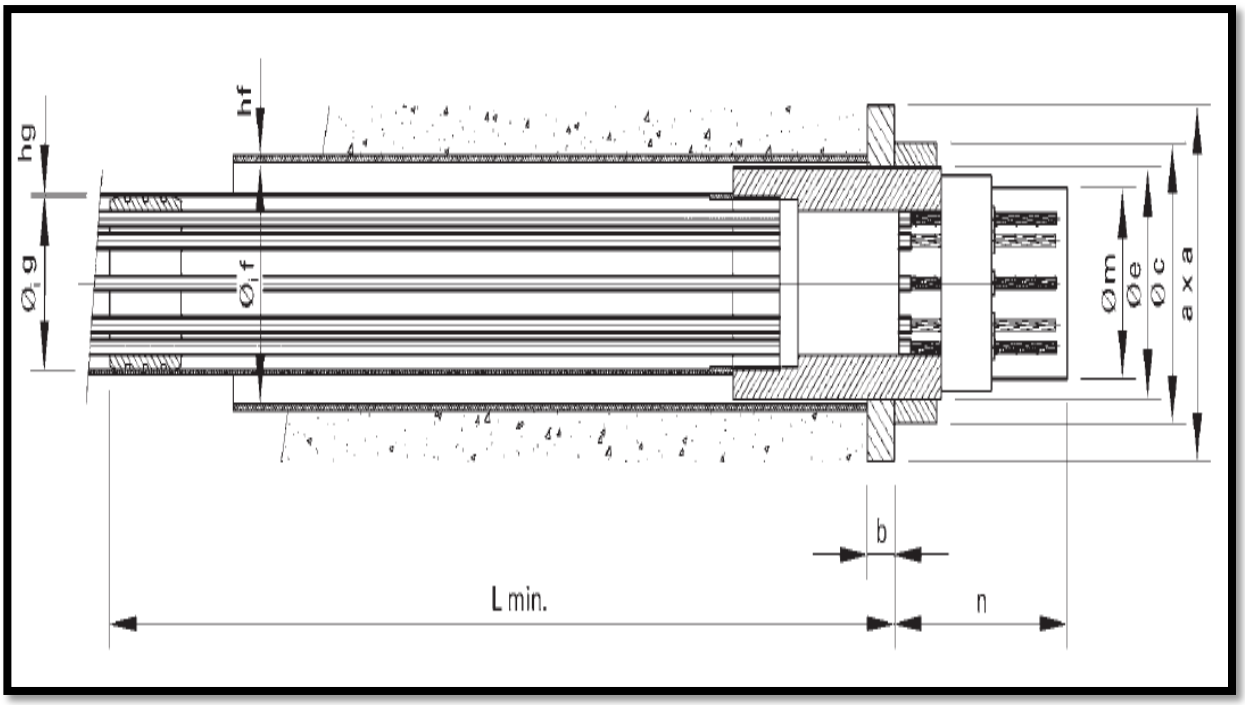
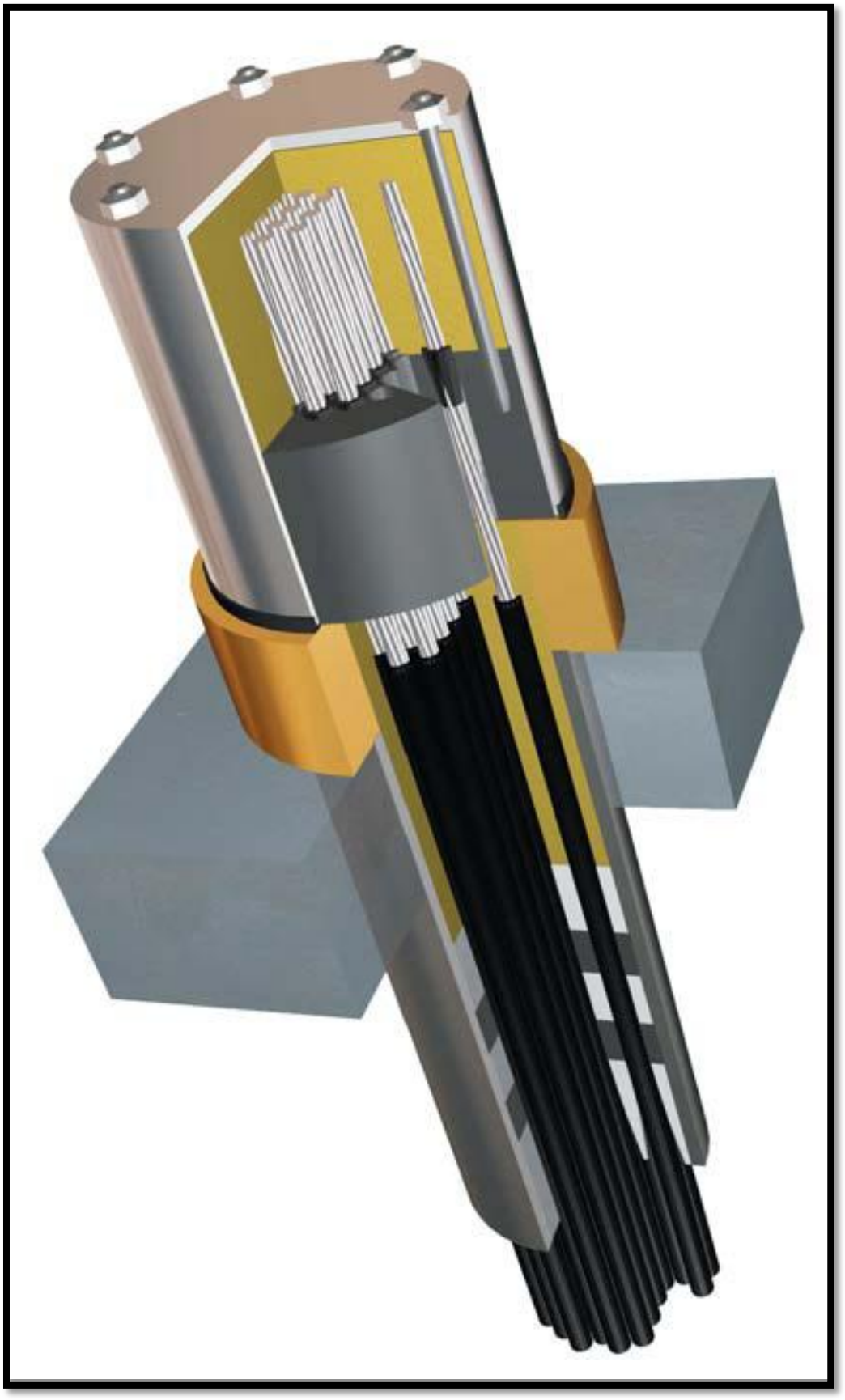


Figure VIII-10 : Ancrage de type **n HD 2 000 R (réglable).**

Tableau VIII-4 : Tableau dimensions externes de l'ancrage hauban (en mm).

	TYPE	12	19	27	31	37	55	61	73	75	91	109	127
TUBE COFFRANT	Ø BF	178	219	245	245	273	324	356	368	368	419	432	457
	e BF	6	6	6	6	6	8	9	9	9	10	10	10
	Ø BR	219	245	299	299	324	368	406	445	445	483	530	559
	e BR	6	6	8	8	8	8	9	10	10	11	13	13
CÔNE	Ø Cf	235	286	311	311	339	390	422	434	434	485	498	524
	Ø Cr	286	311	365	365	390	434	473	511	511	549	596	625
BRIDE / ECROU	Ø D	210	250	280	290	320	370	405	433	433	480	500	545
	Ø E	235	284	336	346	368	438	460	506	506	546	600	640
GAINES	Ø F	160	180	200	200	225	250	280	315	315	355	400	400
	e F	6	6	6	6	7	8	9	10	10	11	12	12
	Ø G	125	140	160	160	180	200	225	250	250	280	315	315
	e G	6	6	6	6	6	6	7	8	8	9	10	10
PLAQUE D'APPUI (condition d'appui pour un béton de classe B35)	HF	275	340	400	420	460	550	600	640	640	720	770	810
	HR	300	350	420	440	470	570	610	670	670	750	815	850
	e H	50	50	60	60	70	80	90	100	100	110	120	130
	Ø IF	151	186	212	221	239	285	318	342	342	374	386	424
	Ø IR	192	230	260	270	290	350	375	405	405	450	480	525
CAPOT D'INJECTION	Ø JF	200	240	280	280	300	360	395	423	423	470	490	535
	Ø JR	160	194	222	233	252	304	336	368	368	410	435	478
	LFo	275	275	285	290	305	320	330	340	340	360	380	400
	LRo	346	356	376	386	411	446	466	481	481	524	560	600

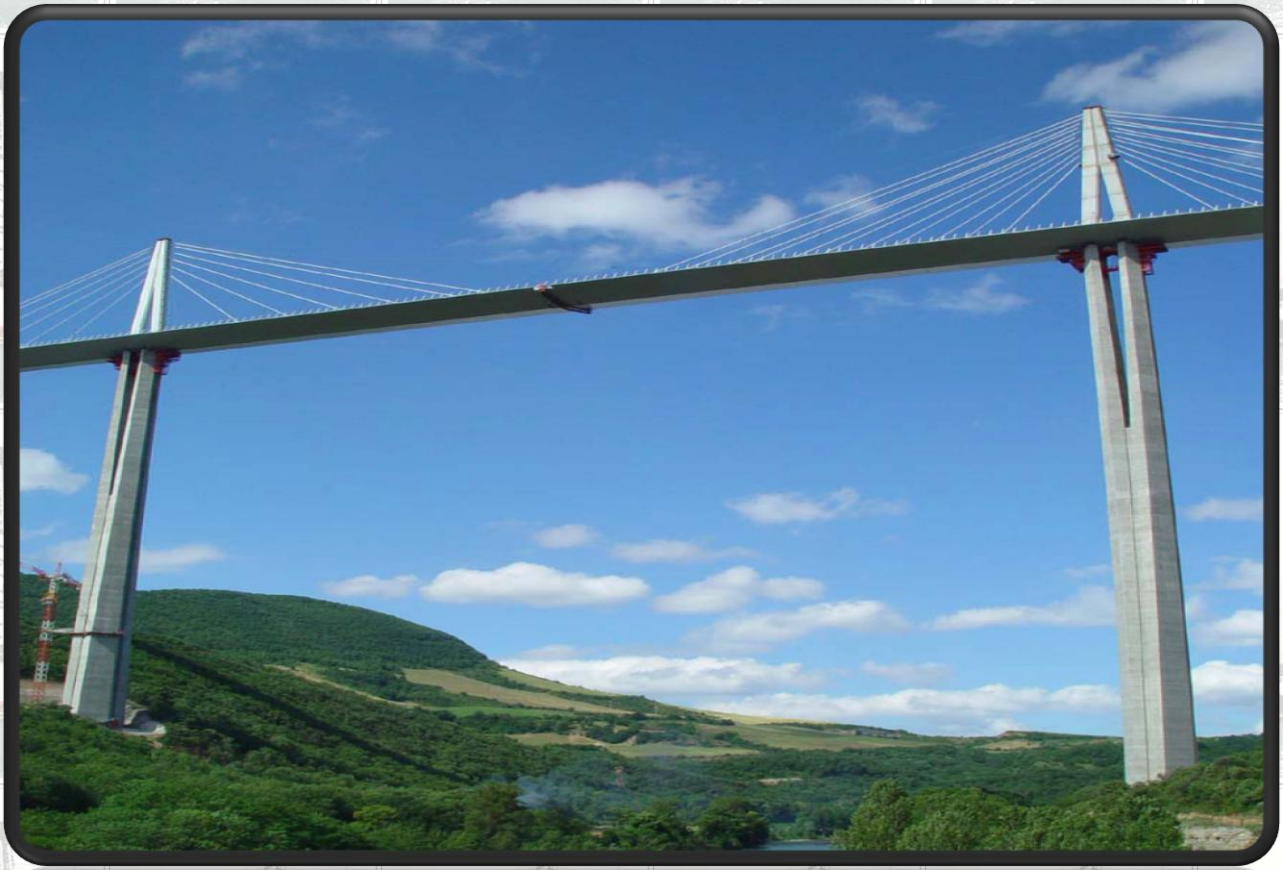
Ancrage type HD2 000 R



ETUDE DU PYLONE

<<Il n'y a pas de grandeur pour qui veut grandir. Il n'y a pas de modèle pour qui cherche ce qu'il n'a jamais vu. »

Eluard (Eugène Grindel)



CHAPITRE IX : « Etude du pylône »

IX-1-Généralité :

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier ;
- Les contraintes naturelles du site ;
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

L'ouvrage comporte un total de six pilles que l'on peut classifier selon deux groupes de caractéristiques bien différentes. Les deux pylônes centraux (PY1 et PY2) sont les plus importants, ils supportent la quasi-totalité du poids du tablier ainsi que les mâts et les câbles. Quatre piles considérablement plus petites (P 1, P2, P3, et P4) se trouvent aux extrémités du pont, entre les piles à grande hauteur et les culées.

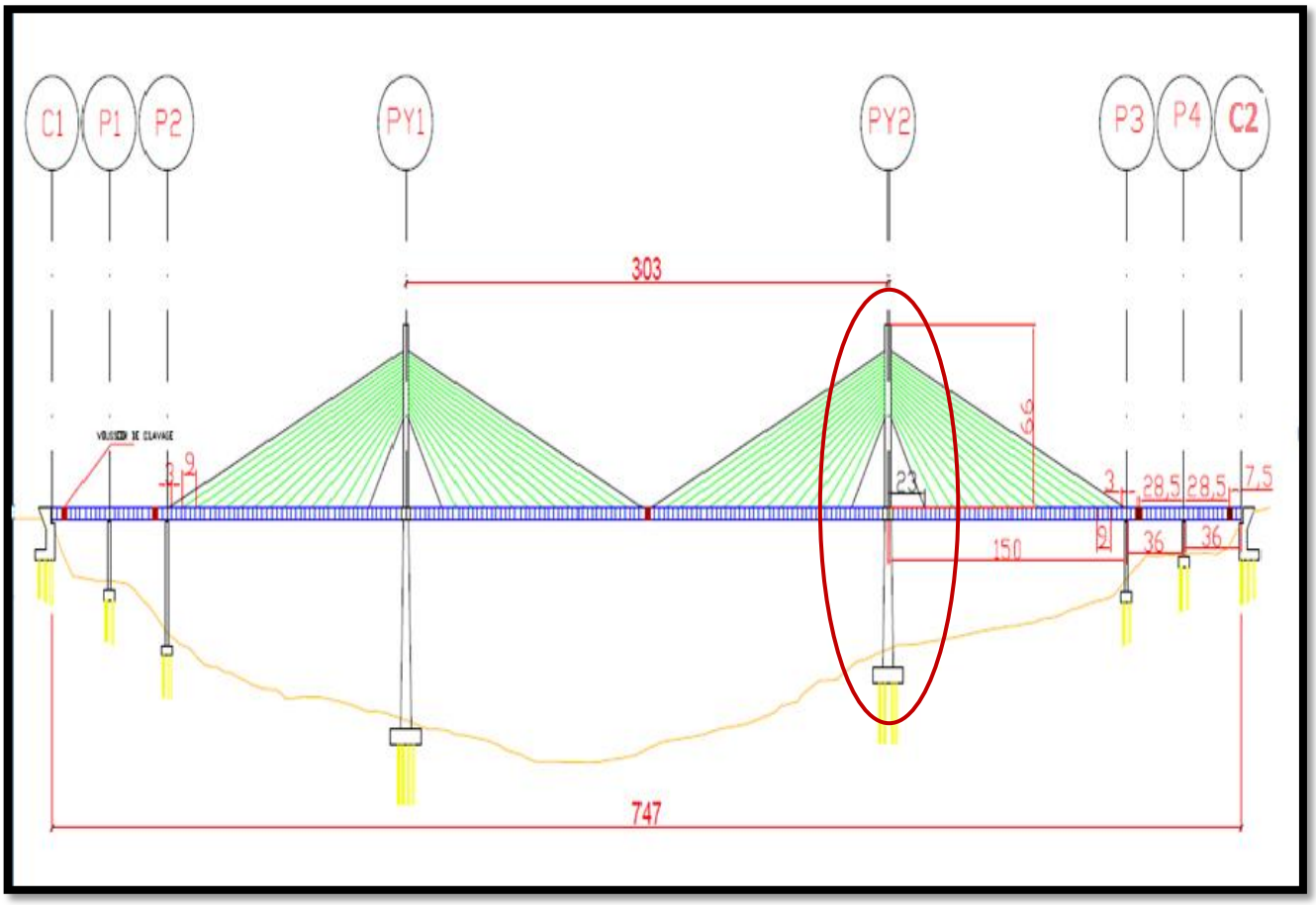


Figure IX-1 : Vue générale des piles et pylônes.

Du fait de la symétrie de l'ouvrage, les deux pylônes centraux auront des caractéristiques similaires. Il en est de même pour les piles situées aux extrémités.

Le tableau ci-dessous montre leurs hauteurs.

Tableau IX-1 : Les hauteurs des piles et pylônes.

PILE	HAUTEUR
P1	24,93
P2	45,07
PY1	75,07
PY2	**53,18**
P3	15,53
P4	13,1

Dans notre cas on s'intéressera au calcul du Pylône PY2 qui possède une hauteur importante avec PY1 par rapport aux petites piles.

On a choisit pour la partie inferieure du pylône une section octogonale évidée à cause de la grande hauteur où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur.

Le mode de construction de ces piles est soit par la méthode des coffrages glissant, soit par la méthode des coffrages grimpants.

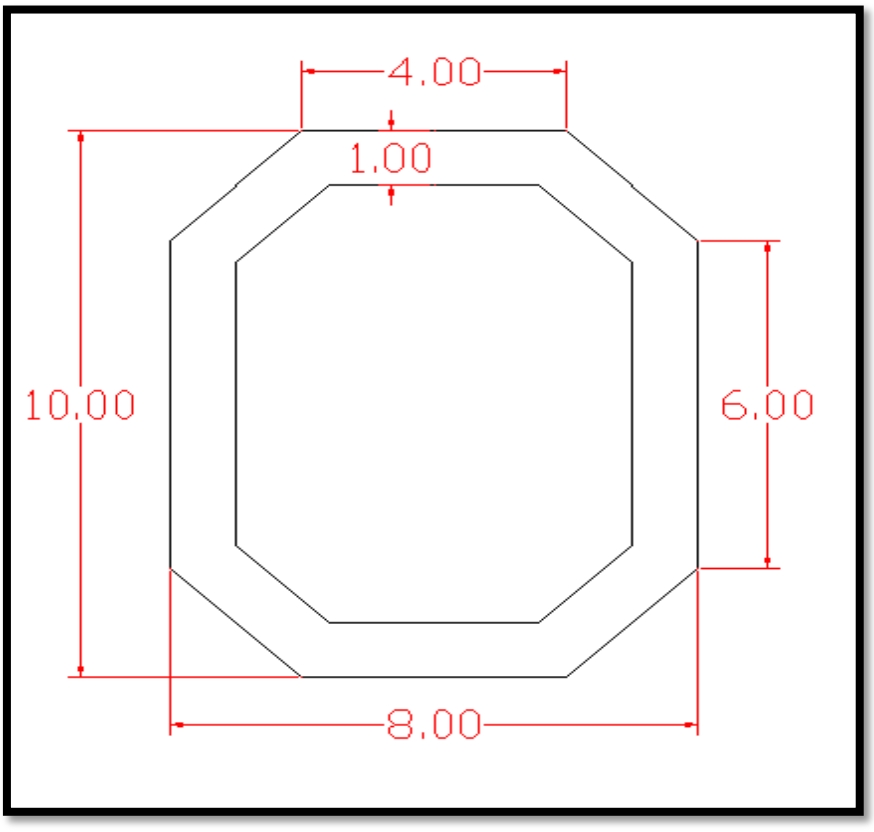


Figure IX-2 : Coupe transversale à la base du pylône.

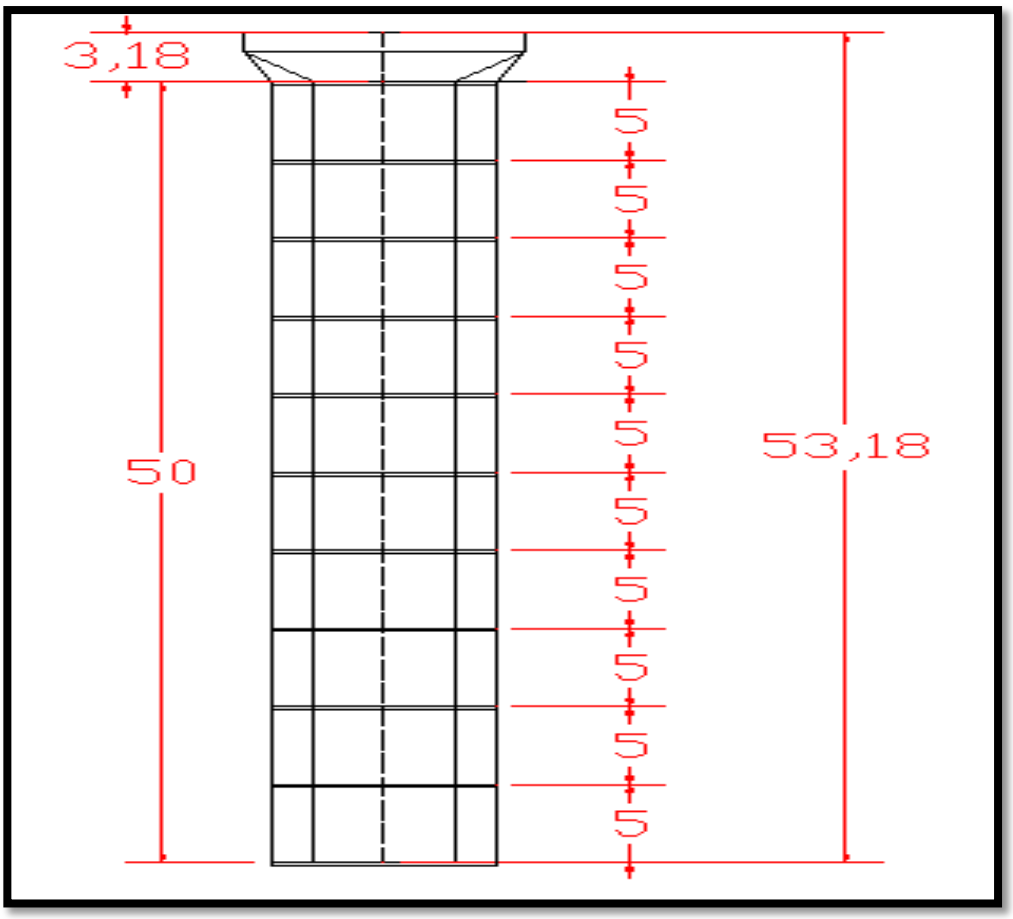


Figure IX-3 : Coupe longitudinale du pylône.

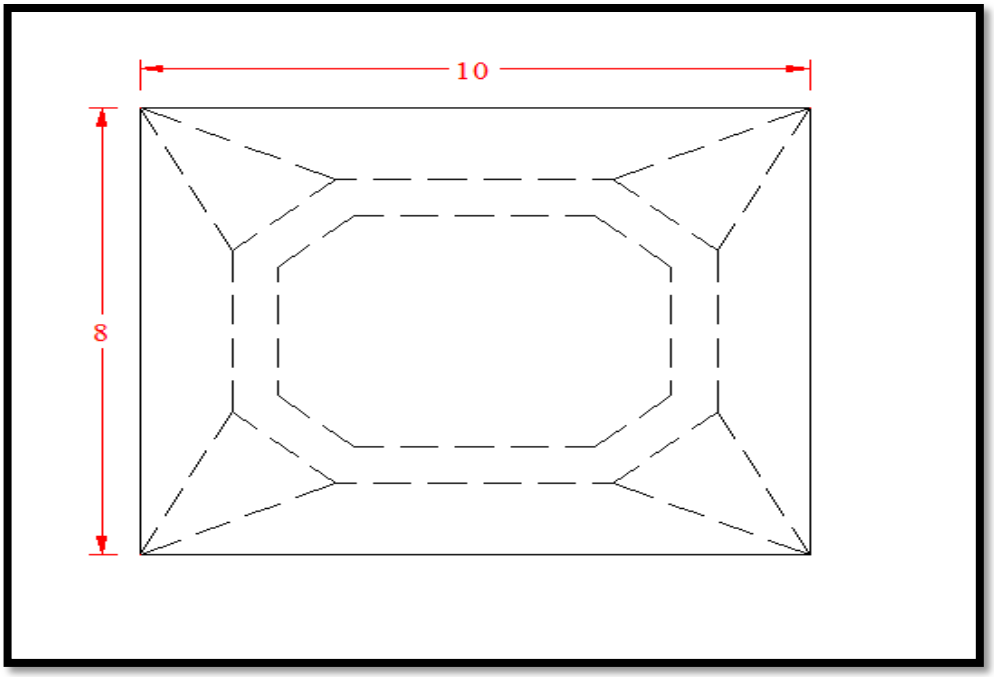


Figure IX-4 : Coupe transversale à l'about du pylône.

IX-2-Etude et ferraillage du pylône:

Comme il est indiqué ci-dessous, la section du pylône de notre projet est de forme octogonale, à cause du manque des connaissances suffisantes pour l'étude du ferraillage de cette dernière forme, on l'assimile à une section de forme rectangulaire tout en gardant l'épaisseur et la hauteur utile de la section.

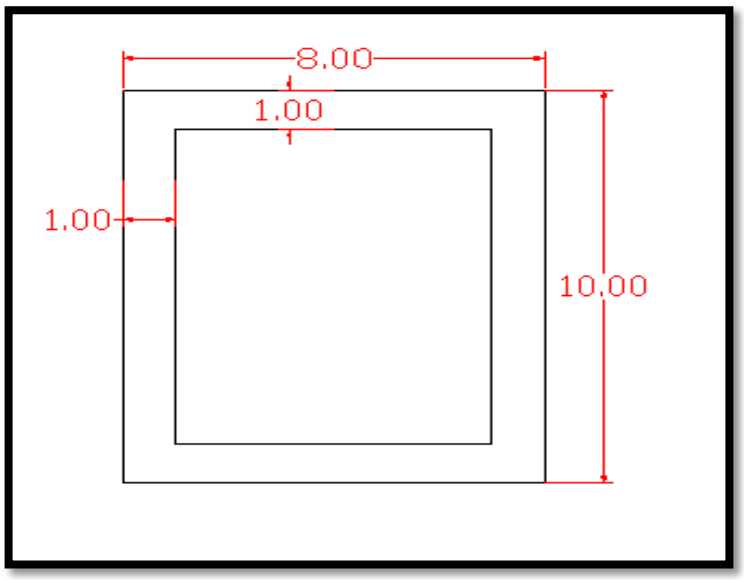


Figure IX-5 : Coupe transversale à l'about du pylône.

IX-2-1-Evaluation des efforts agissant sur le pylône :

Les efforts agissant sur le pylône sont :

G : Poids propre y compris le poids propre du mât.
V : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale).
S : La réaction due aux surcharges routières sur le pont (la réaction d'appuis verticale due au chargement (A(L) + ST)).
S_T : Surcharge de trottoir.
W : La charge du vent.
F_F: la force de freinage.
E_x : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.
E_y : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

❖ **Combinaisons des charges :**

Les combinaisons des charges utilisées pour l'évaluation des efforts agissant sur le pylône sont les suivantes *:*

E.L.S: $G + V + S + W + F_F$
E.L.U: $1,35(G + V + S) + 1,5(W+FF)$
E.L.A: G+V+EX
G+V+EY

Tableau IX-2 : Sollicitations sous la combinaison la plus défavorable.

Sollicitations	N (Mn)	M_X (Mn.m)	M_Y (Mn.m)	T (Mn)
E.L.S	125,293	0,846	749,448	-15,099
E.L.U	168,849	3,239	1011,755	-21,556
E.L.A (sens x)	130,170	2,115	1587,461	-18,873

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges précédentes données par le calcul automatique (CSi Bridge) :

IX-2-2-Dimensionnement des armatures du pylône :

Le pylône est soumise à la flexion déviée (un effort normal(N) et deux moments de flexion autour des axes (XOX) et (YOY) « Mx et My »).

A) Armatures longitudinales :

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé :

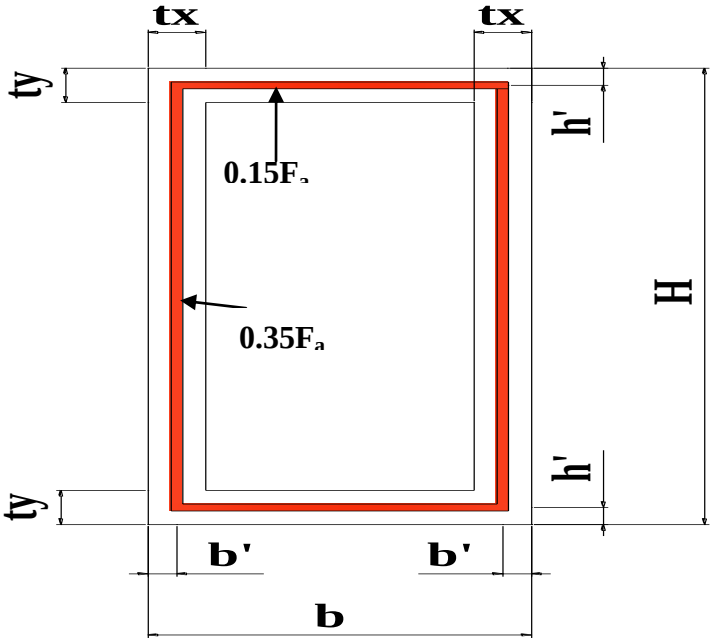


Figure IX-6 : Répartition des armatures pile.

- **Condition d'orientation de la section :**

$$\left.\begin{array}{c} \frac{t_y}{H} \leq \frac{t_x}{b} \\ \frac{1}{10} = 0.1 \leq \frac{1}{8} = 0.1125 \end{array}\right\} \text{Condition d'orientation vérifiée}$$

On a :

N_r=130,170 Mn

M_x= 2,115 Mn.m

M_Y=1587,461 Mn.m

$\frac{M_Y}{M_X}$= 750,572 Donc $\eta=\infty$

$$n=\frac{N_r}{b\times h\times \beta_W}=\frac{130,170}{8\times 10\times 40}=0.0406$$

$$m_X=\frac{M_X}{b\times h^2\times \beta_W}=\frac{2,115}{8x10^2x40}=0,000066$$

$$m_Y=\frac{M_Y}{b\times h^2\times \beta_W}=\frac{1587,461}{8x10^2x40}=0.0496$$

$$\omega=\frac{F_a\times \sigma_f}{b\times h\times \beta_W}\Rightarrow F_a=\frac{\omega\times b\times h\times \beta_W}{\sigma_f}$$

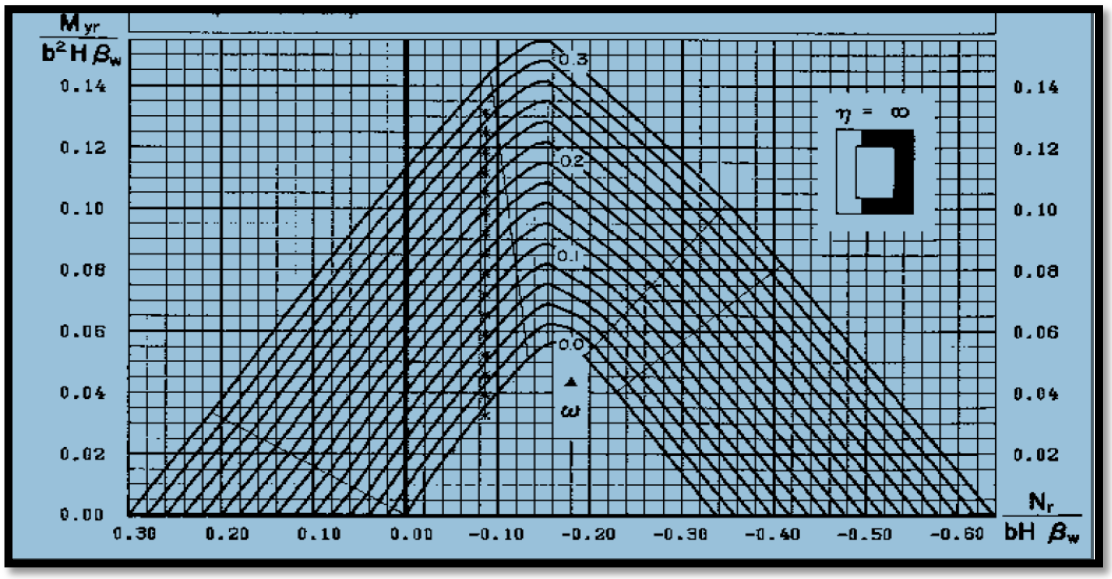


Figure IX-7 : Abaque de Walther pour la flexion oblique.

Alors, on tire de l'abaque :

$$\omega=0.04\Rightarrow F_a=\frac{0.04\times 8\times 10\times 40}{500}\times 10^4=\mathbf{2560cm^2.}$$

Tel que :

β_W : résistance caractéristique du béton (β_W =40MPa=4000 t/m^2).

F_a : limite d'élasticité des aciers.

Donc:

$$\begin{cases} A_{S1}=0.40\ F_a=1024\ cm^2 \\ A_{S2}=0.10\ F_a=256\ cm^2 \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité :** selon le règlement BAEL91, on a :

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

- f_{tj}=3 MPa
- f_e=500 MPa.
- b=8 m
- d=0.9h=0.9×1=0,9 m

Donc :

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times 8 \times 0{,}9 \times \frac{3}{500}$$

Alors :

$A_{s,min} \geq 99{,}36\ cm^2$ ⇒ la condition de non fragilité est vérifiée.

Donc on prend : A_{S1} = **1024** cm^2 128HA32 (1029.44 cm2)

A_{S2} = **256** cm^2 60*HA25 (294.52 cm2)

*B) **Armatures transversales :***

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée par le RPOA 2008 avec la formule suivante :

- **Espacement des armatures d'effort tranchant :**

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t = Min[24\Phi_t; 8\Phi_l; 0.25d]$$

Avec :

d : hauteur utile .

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$S_t = Min[(24\times1.6);(8\times3{,}4);(0.25\times0.9\times1000)] = Min[38.4;27{,}2;225] = 28$ cm.

- **Section minimale des armatures d'effort tranchant :**

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section AL, doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100}$$

Avec :

S_t : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

A_L : est la section totale des armatures longitudinales,

f_{el},f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t \geq \frac{\mathbf{2560} \times 500}{16 \times 500} \times \frac{280}{100} = 448\ cm^2$$

Soit : **56 *HA 32** = $A_t = 450.38 cm^2$

IX-3-Vérification de la stabilité au flambement du pylône :

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \geq 30$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : la longueur de flambement.
I : le rayon de giration.

Plan XZ :

$$I = = \sqrt{\frac{Ic}{Ac}} = = \sqrt{\frac{282,66}{32}} = 2,972$$

Donc :

$$\lambda = \frac{2 \times 53,18}{2,972} = 35,786 > 30 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Plan YZ :

$$I = = \sqrt{\frac{Ic}{Ac}} = = \sqrt{\frac{378,12}{32}} = 3,937$$

Donc :

$$\lambda = \frac{2 \times 53,18}{2,972} = 30,94 > 30 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

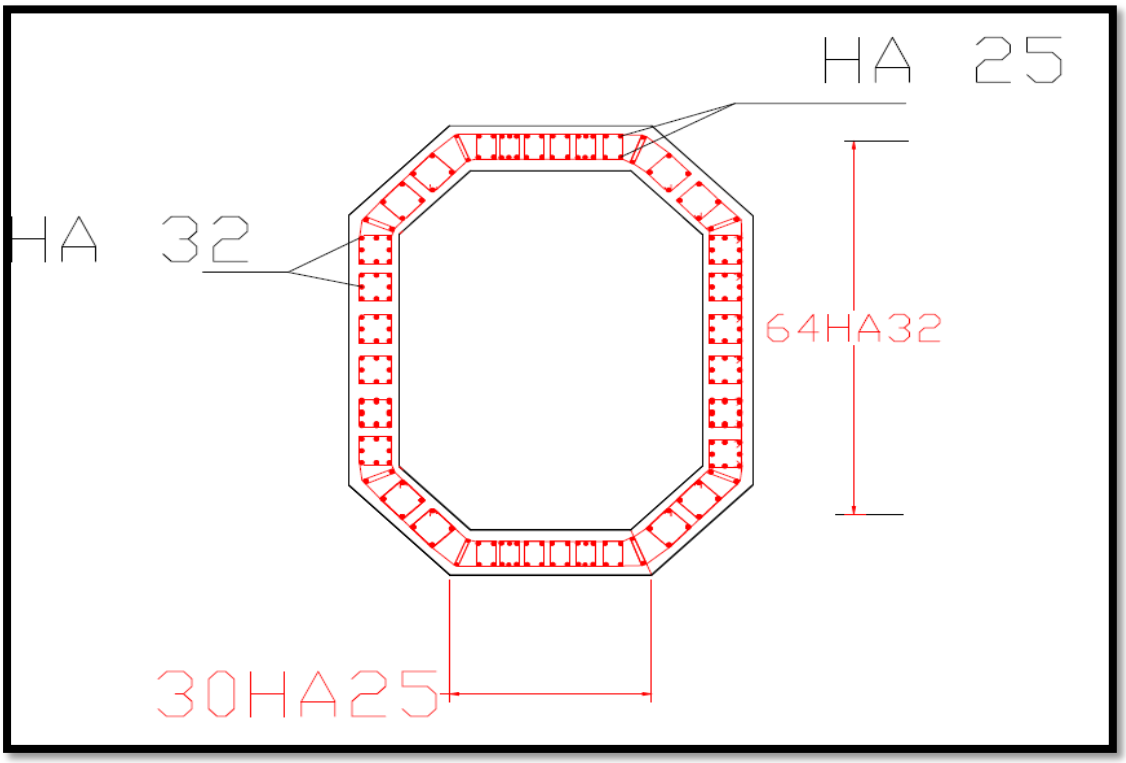


Figure IX-8 : Schéma du ferraillage de du pylône.

IX-4- Les pieux :

IX-4-1-Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux de **44.8 m** de longueur, et de diamètre $\Phi = 1{,}2$m.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m (selon le document SETRA).

IX-4-2-Nombre de files de pieux :

Le nombre de file de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est référable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte quatre files de six pieux au niveau des pylônes.

IX-4-3-La semelle :

On admit que les semelles de liaison sont toujours considérées comme étant infiniment rigides. Il convient donc de les dimensionner comme suite :

- La largeur :

$$B = (N - 1) \times L + 2\emptyset = 13.2\text{m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (4).
L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$).
Φ : diamètre des pieux *(1,2m).*

- La longueur :

$$L_s = (N - 1) \times L + 2\emptyset = 20{,}4\text{m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (6).

- La hauteur :

$$h_t \geq \frac{L}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44\text{m} \Rightarrow h_t = 4\text{ m}$$

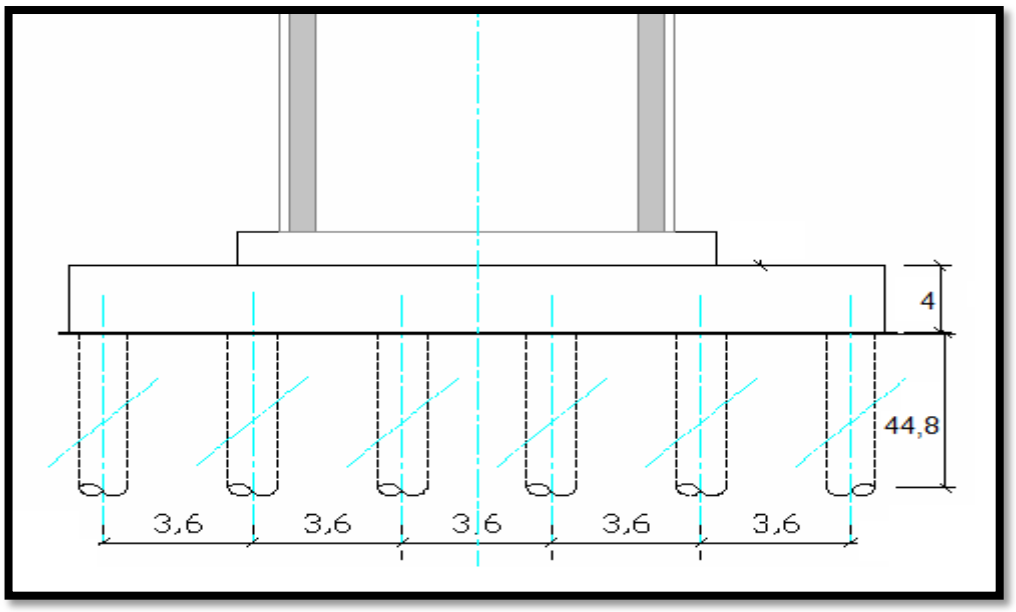


Figure IX-9 : Fondation (sous pylône) sur quatre files de pieux.

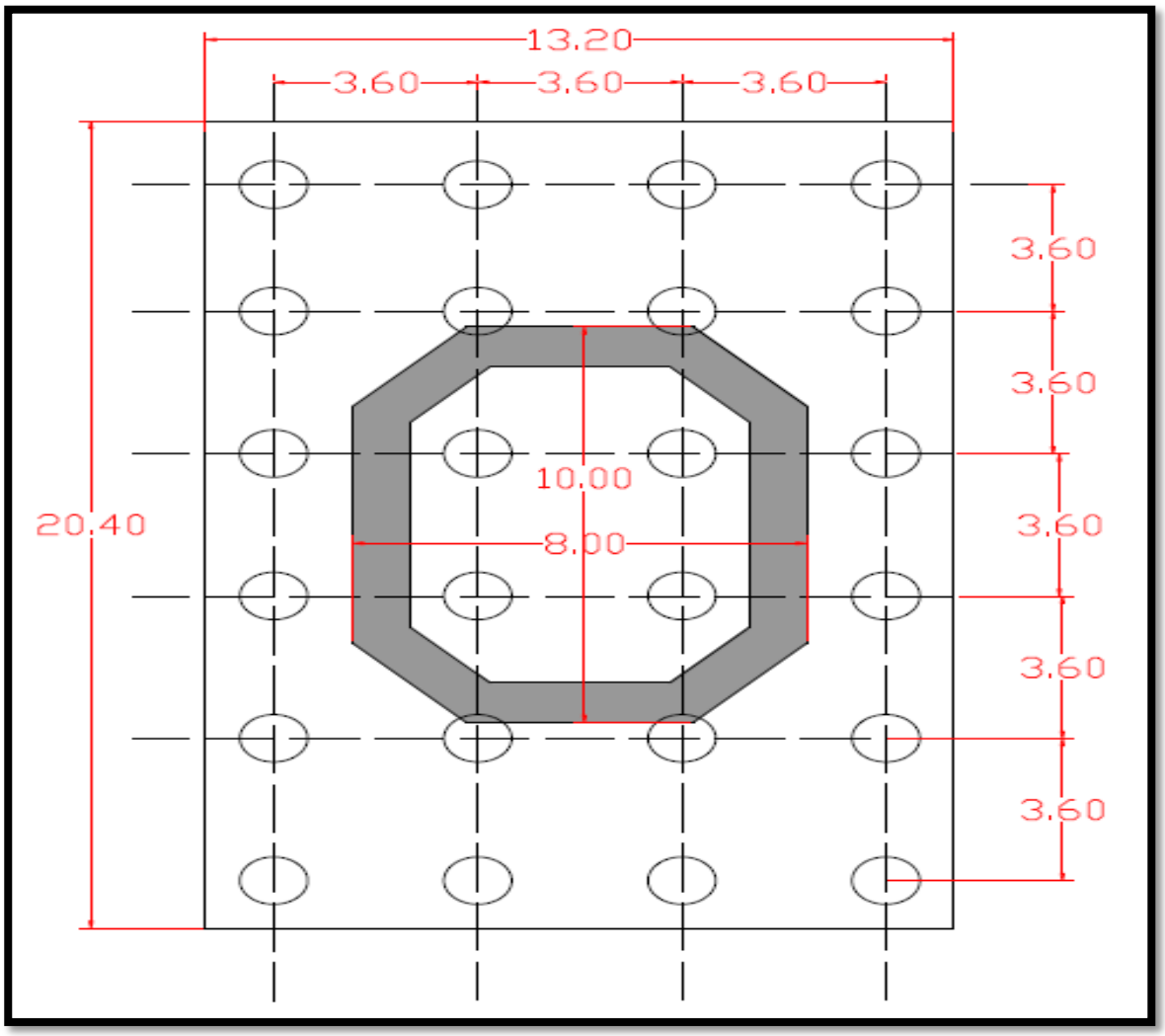


Figure IX-10 : Disposition des pieux vue en plan.

IX-4-4-Sollicitations dans le pieu :

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment :

Cas	N (KN)	Mx (KN.m)
ELS	130170,66	128761,421
ELU	211392,372	1234330,431
ELA	172714,66	352905,297

Nb : Les valeurs des réactions sont données dans les annexes.

❖ **Ferraillage de la semelle La méthode des consoles :**

On a le moment *M :* $M=R_{max}.\left(\frac{L}{2}-\frac{b}{4}\right)$

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section (b0xh) avec :
h=4 m ; $b_0 = h + \Phi_{pieux} = 4+1,2 = 5,2$ m ; $b = 8$ m ; $L = 7,2$ m

$$M=\left(\frac{L}{2}-0.35b\right)R_{max}=\left(\frac{3.6}{2}-(0.35\times0.4)\right)R_{max}=1.2R_{max}$$

Condition normale : $\overline{\sigma}_a = (2/3) = 460$ MPa

Condition sismique : $\overline{\sigma}_a = \sigma_a = 500$ MPa

a) Condition normale :

$$A_1 = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma}_a}\times\frac{1.2}{h} = \frac{130,17}{460}\times\frac{1,2}{(4-0.05)} = 0.0859\ m^2$$

A_1 = 859,68 cm².

b) Condition sismique :

$$A_2=\frac{172,714}{460}\times\frac{1,2}{(4-0.05)} = 0,114\ m^2$$

A_1 = 1140,65 cm²

Tableau IX-3 : Valeurs d'As.

Condition	AS_1 (cm²)
Normale	859,68
Sismique	1140,65

❖ **Condition de non fragilité :** $A_{min} = 0.23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 258,336\ cm^2$

D'où : les armatures transversales inférieures de la semelle A_{s1} égalent à :

A_{s1} = max (A_{CN} ; A_{CS}) = **1140,65** cm² ; soit : **11HA32** par mètre linéaire

D*'après* « SETRA » A_{S1}/ml=**1140,65** /13.2=**86,41** cm²/ml

Soit : **11*HA32** (88.47cm2) et St = 5 cm.

Ces armatures sont placées dans des bandes de largeur b_0 au niveau de chaque pieu.

Entre les deux pieux de la même file, on dispose des armatures de répartition :

$A'_{s1} \geq b_0' / 3A_{s1}$/ml réparties sur b_0' avec : $b_0' = 0.9$ m (SETRA)

$A'_{s1} \geq 86{,}41 \times 0{,}9/3 = 28{,}80 cm^2$

Soit: (**6*HA 25**=29.45cm²) St = 15 cm

Armatures inférieur longitudinal de la semelle A_{s2} :

A_{s2} /ml=1/3 A_{s1}/ml=86,41/3=25,92cm²

Soit: (**6*HA 25**=29.45cm2) St = 15 cm.

- **Armatures de la nappe supérieure (forfaitaires) :**

➢ **Transversalement :**

$A_{ts}^{sup} \geq \frac{A_{s1}}{7} = \frac{1140{,}65}{7} = 162{,}95\ cm^2$; Soit : **34*HA 25** (166.90 cm2)

➢ **Longitudinalement :**

$A_{ls}^{sup} \geq \frac{A_{s2}}{10} = \frac{1140{,}65}{10} = 114{,}065\ cm^2$; Soit **: 24 * HA 25** (117.81cm2)

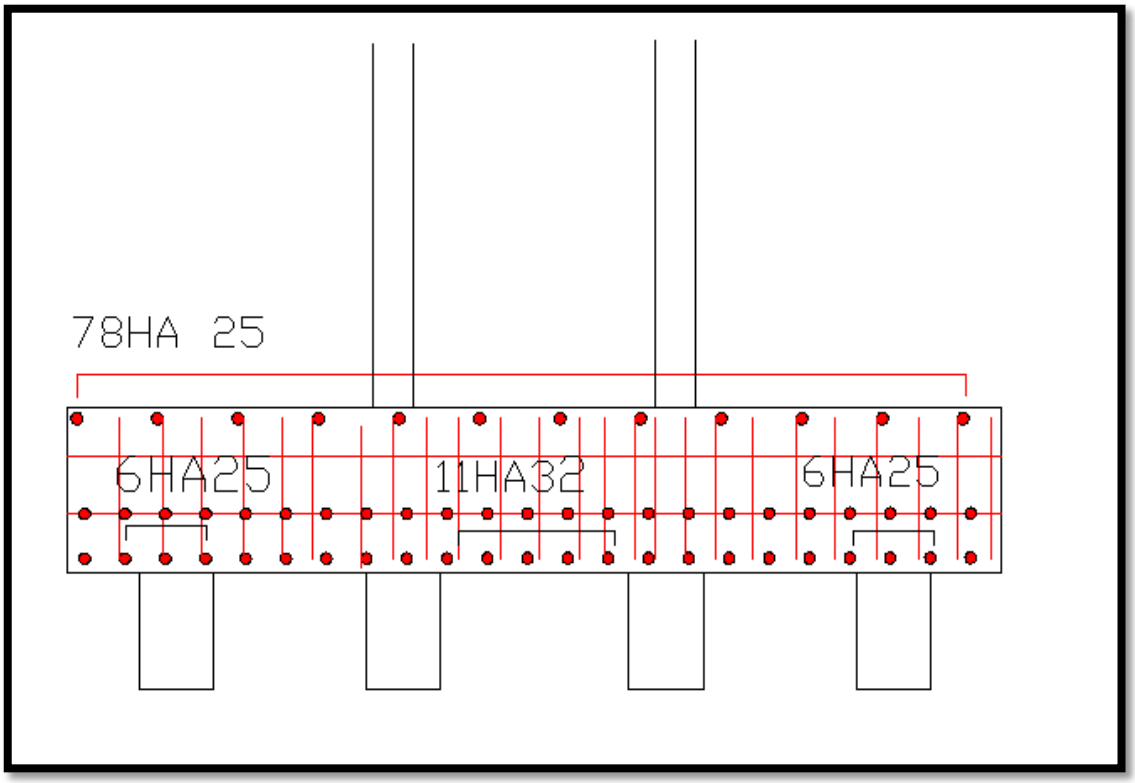


Figure IX-11 : Ferraillage de la semelle.

IX-4-5-Vérification des distances entre axes :

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution. La distance de nu à nu entre deux pieux doit vérifier : L ≥ 0,75 (2d) avec d =diamètre de pieu =1,20m.

L : l'entraxe = 3,6m.

L=3.6m ⇒ 3.6 > 1,8(m) vérifiée.

IX-4-6-Groupes de pieux :

Dans la pratique les pieux sont toujours forés par groupe, et se voisinage diminue leur force portante.

$$C_e = 1 - \frac{B}{L}\frac{1}{\pi.m.n}\left[m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}.(m-1)(n-1)\right]$$

C_e : Coefficient d'efficacité.

m : Le nombre de rangées.

n : Le nombre de pieux dans chaque rangée.

L : L'entraxe des pieux.

B : Diamètre de pieu.

m=4 ; B=1,2m ; L=3.6 ; n=6 ;

⇒ C_e =0,756 =**73,80** % > 30 % ⇒ l'effet de groupe est très important.

N.B: On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

IX-4-7-Ferraillage des pieux :

A) Ferraillage longitudinale :

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walther .Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

$$\begin{cases} M = 5\ ,365\ MN \\ N = 5,423\ Mn \end{cases}$$

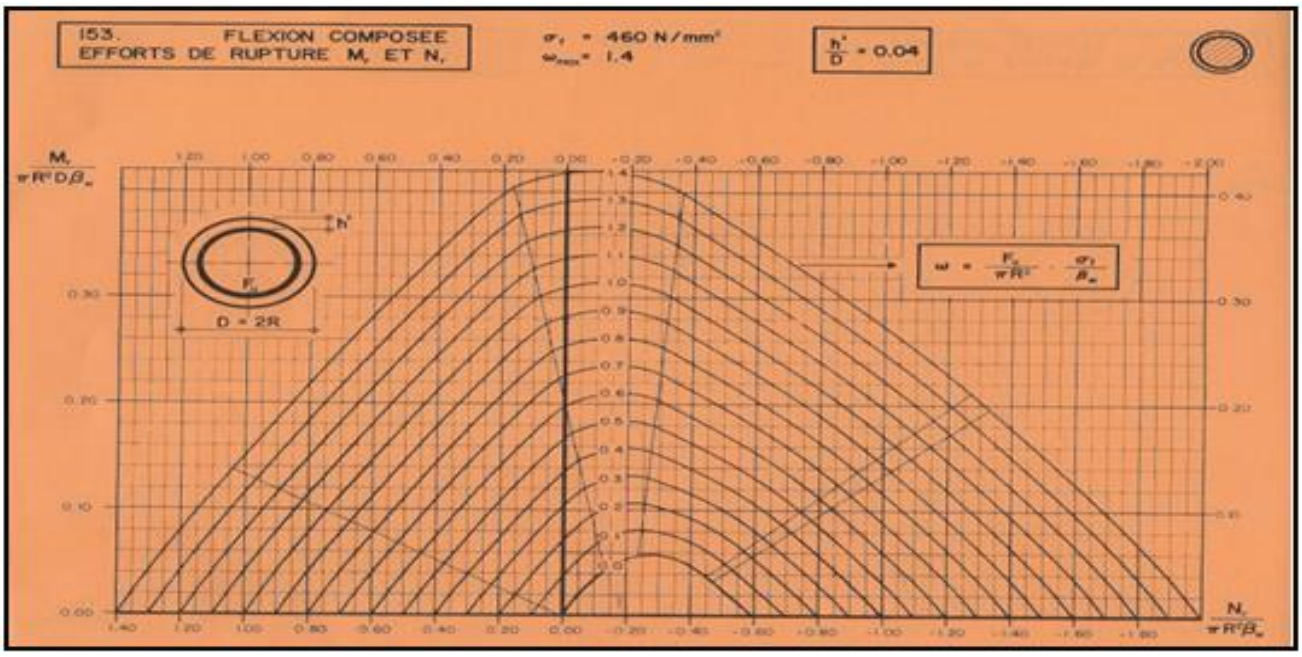


Figure IX-12 : Abaque de Walther.

On prend : l'enrobage h' = 5cm $\Rightarrow \frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04.$

Donc ;

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{5,365}{\pi(0.6)^2 \times 1.2 \times 40} = 0.1$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{5,42}{\pi(0.6)^2 \times 40} = 0.119$$

$\beta_W = \beta_{W28}$ =40 Mpa : résistance du béton sur cube à 28 jours.

ω: degré mécanique d'armature totale ; $\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta_w}$; σ_f=500 Mpa.

On a d'après l'abaque : ω = 11,05 x Fa D'après l'abaque **w=0.3**

Donc : A_s = 271,49 cm^2

$A_{smin}=0.005\sqrt{\frac{1}{d}}.\pi.R^2=51.6cm^2$ soit 15HA25

Soit **34 * HA 32** = (273.44 cm^2)

B) Ferraillage transversal:

Donc : pour A_t on prend 1 Cercle de HA 25 (4.91 cm^2).

Les armatures transversales seront disposées comme suit :

On partage le pieu en 5 zone avec des espacements adéquats tel que :

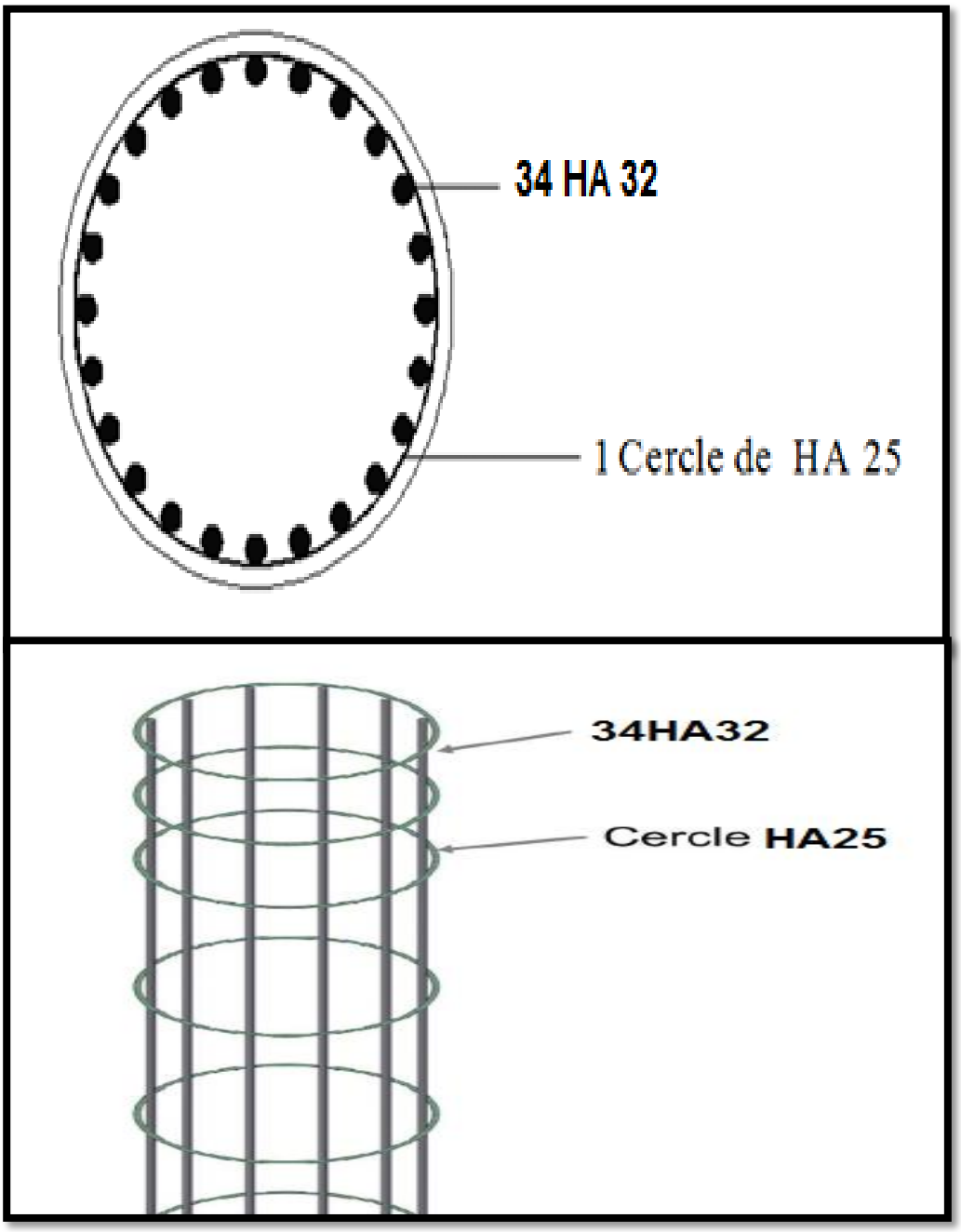


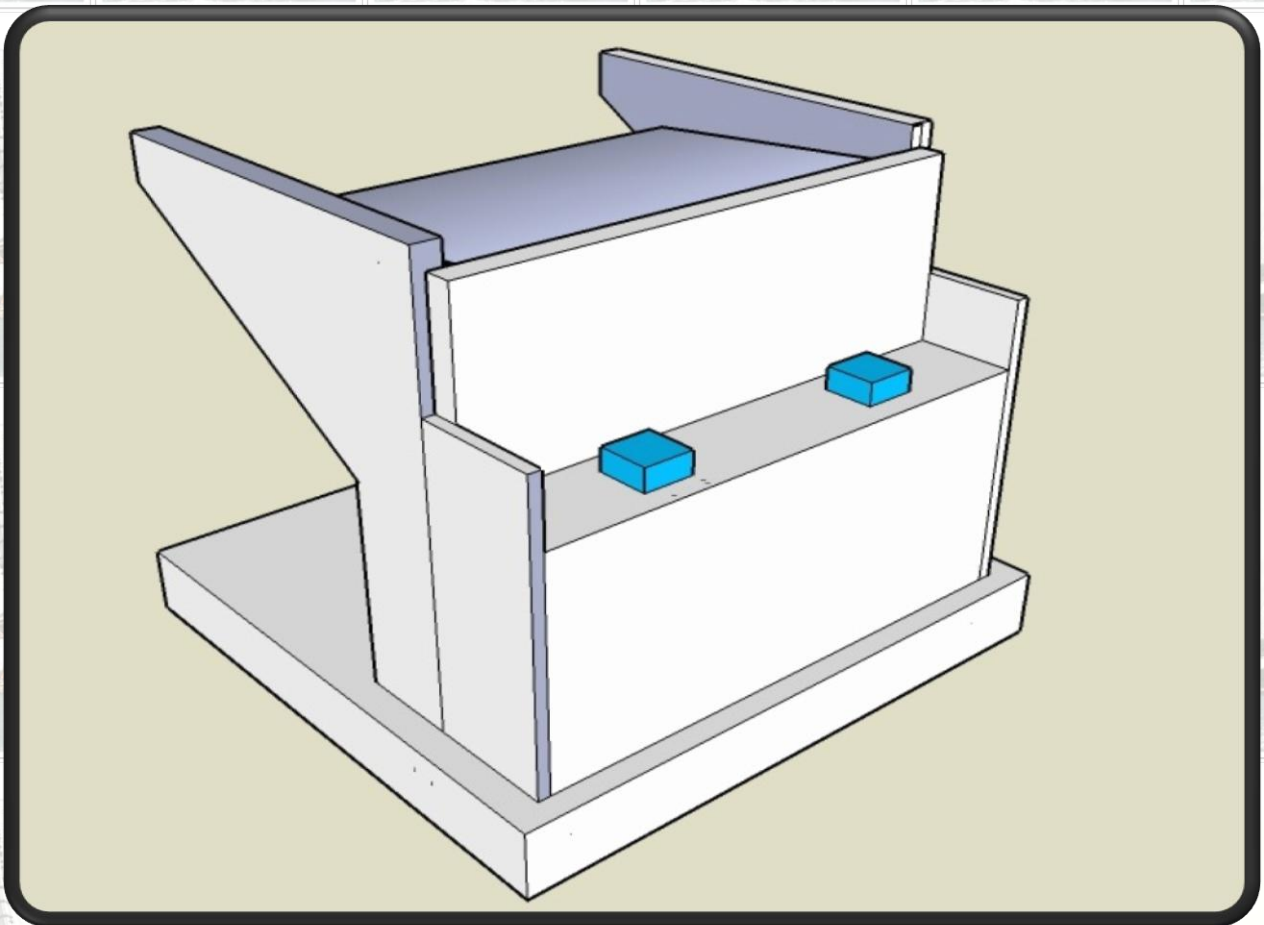
Figure IX-13 : Ferraillage de Pieu.

ETUDE DE LA CULEE

<< **De la stabilité à l'immobilisme,**

il n'y a qu'un pas.>>

‘’ **Jacques Mailhot** ‘’



CHAPITRE X : « Etude de la culée »

X-1-Introduction :

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories :

a) La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux (tassements) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

b) La fonction technique :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

X-2-Choix de la morphologie :

Les données géotechniques ont révélé que le sol de surface est de mauvaise qualité. Raison pour la quelle on a opté pour une culée fondée sur pieux. Les pieux en question sont exécutés à travers le remblai.

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un sommier d'appuis sur le quel repose le tablier. Ce sommier étant la semelle elle-même.
- Un mur de garde-grève qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.
- Deux mûrs latéraux du coté du tablier, qui ont une fonction plutôt architecturale car ils dissimulent l'about du tablier, mais aussi un rôle mécanique, qui est la retenue latérale des remblais.
- Deux murs en retour qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève. Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.
- La dalle de transition ; elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.
- Corbeau arrière sur lequel s'appui la dalle de transition.

X-3-Pré-dimensionnement de la culée :

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de M[r] J.A.Calgaro intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants ».

IMPLANTATION DES CULEES :

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$H_{culée}$ = côte $_{projet}$ – côte $_{fondation}$.

L'ensemble des cotes définissants la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Tableau X-1 : L'ensemble des cotes de l'ouvrage.

Désignation	(droite)
Côte projet (m)	12.27
Côte de la fondation (m)	2
Hauteur de la culée (m)	10.27

X-4-Pré-Dimensionnement de la culée :

On se propose d'étudier une culée, la plus haute (culée droite), avec les réactions max obtenus à l'ELS (toutes les dimensionnements se prévoient à l'ELS).

Le schéma suivant définit une vue globale d'une culée remblayée :

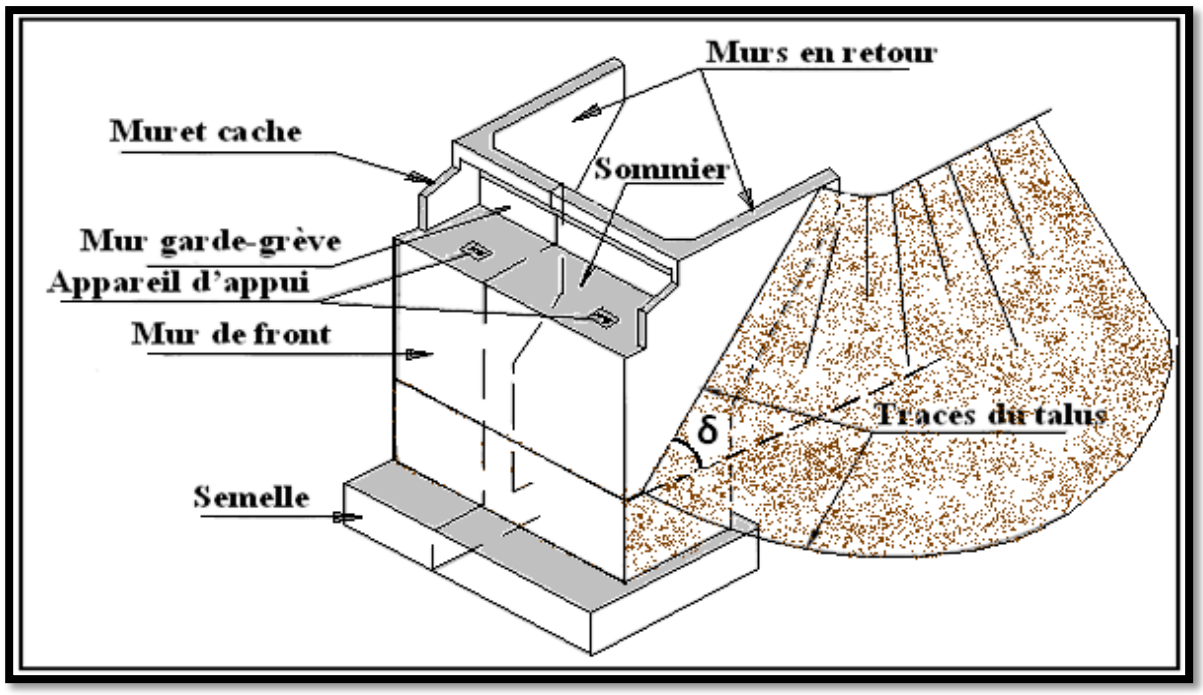


Figure X-1 : Morphologie d'une culée remblayée.

X-4-1-Mur de garde grève :

- La hauteur du mur garde grève ‘’Hgg’’ : Hgg = hauteur du dernier caisson + hauteur de l’appareil d’appui + hauteur de dé d’appui. Donc : Hgg = 4,4 + 0.208 + 0,6
  Donc : **Hgg =5.20 m**.
- L épaisseurs du mur : Egg = Max [30m,(Hgg / 8)] = Max [30m,651m]

On prend : **Egg = 0.65 m**

- La longueur ’’L gg’’ = la largeur de tablier– 2 x (épaisseur de mur en retour)
  donc **L gg = 21,4 m**

X-4-2-Le mur de front :

- La hauteur de mur frontal ’’H_{mf}’’ : **H_{mf} = 5,1 m.**
- L’épaisseur E_{mf} : on prend l’épaisseur **E_{mf} = 2 m**
- La longueur ’’L_{mf}’’ = la largeur de tablier, donc **L_{mf} = 22,4 m**

X-4-3-Les murs cachent :

- Epaisseur : **Ec = 0,30 cm.**
- La hauteur : **Hc = 2 m.**
- La largeur : **Lc = 1,70.**

X-4-4-Les murs en retour :

- L’épaisseur du mur en retour varie entre 30 et 50 cm, On prend : **E_{mr} = 0.5 m.**
- La hauteur est de **H_{mr} = 10.27 m** celle de la culée.
- Longueur supérieur du mur en retour ‘’Lmr_s’’ : la longueur varie entre 7 et 8 m,
  On prend **L_{mrs} = 7m**
- Longueur inférieur du mur en retour ‘’ Lmr_i’’ : On prend **L_{mri} = 2.5 m**
- Tg δ = 2/3 pour les remblais courants (δ est l’angle d’inclinaison de mur en retour avec celle de remblai, donc on prend **δ = 30°**

X-4-5-Dalle de transition :

- La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un milieu rigide (ouvrage). La longueur de la dalle de transition se mesure d’après la pente du matériau utilise pour le remblai, elle varie entre 3 et 5m. On prend **L_{Dt} = 4 m**
- Généralement elle a une épaisseur **E_{Dt} = 30 Cm**.
- La dalle de transition suit une pente de **P_{Dt} =10 %.**

X-4-6-La semelle :

L’épaisseur de la semelle : **E_s = 2 m.**
Longueur de la semelle : **L_s = 25 m**.
Largeur de la semelle : **l_s = 8 m**.

X-4-7-Sommier d’appui :

Le sommier d’appui est un élément sur lequel repose l’about du tablier, il est intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l’implantation des appareils d’appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

- La longueur du sommier est : la largeur du pont – 2 x (épaisseur de mur cache),
  Donc **L = 21,8 m.**
- La largeur du sommier **l = 2.00 m.**

L’espace ménagé entre l’about du tablier et le mur garde grève, espace destiné à faciliter l’accès pour question de visite et d’entretien, on prend **30 cm**

X-4-8-Les corbeaux :

- Hauteur : $\mathbf{H_{cor1}}$ **= 1,5 m**
- Hauteur : $\mathbf{H_{cor2}}$ **= 0,5 m**
- Epaisseur : $\mathbf{E_{cor}}$ **= 0,5 m**

Les schémas suivants représentent les dimensions de la culée.

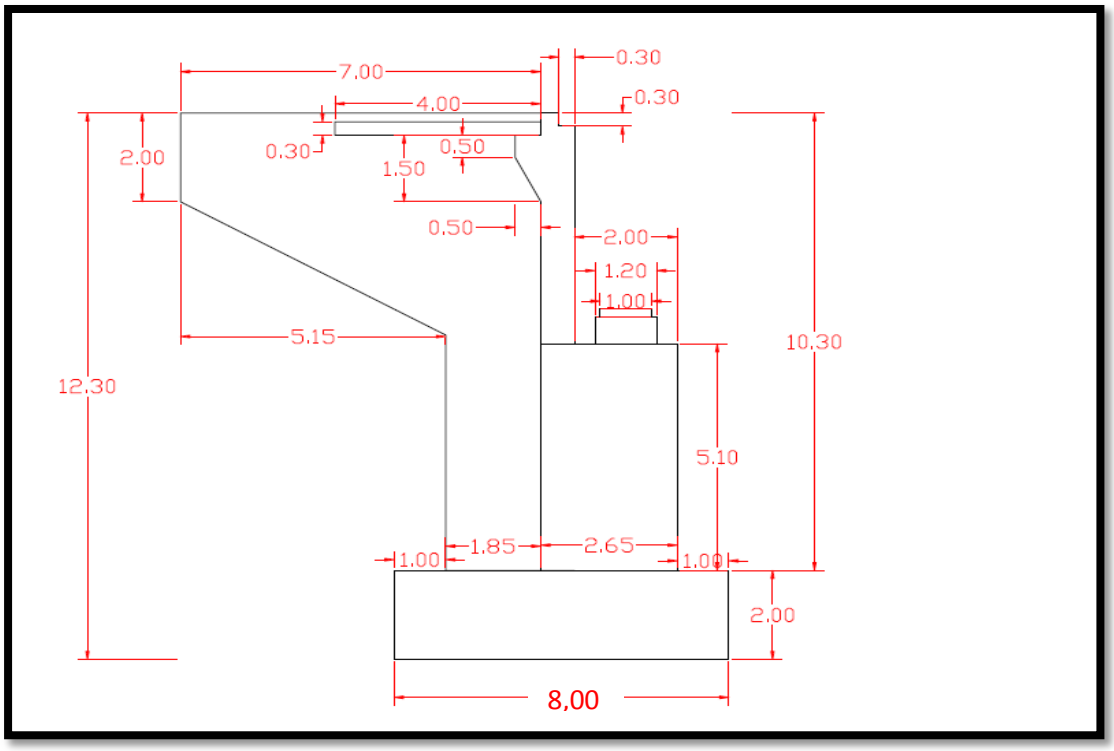


Figure X-2 : Coupe longitudinale d'une culée remblayée.

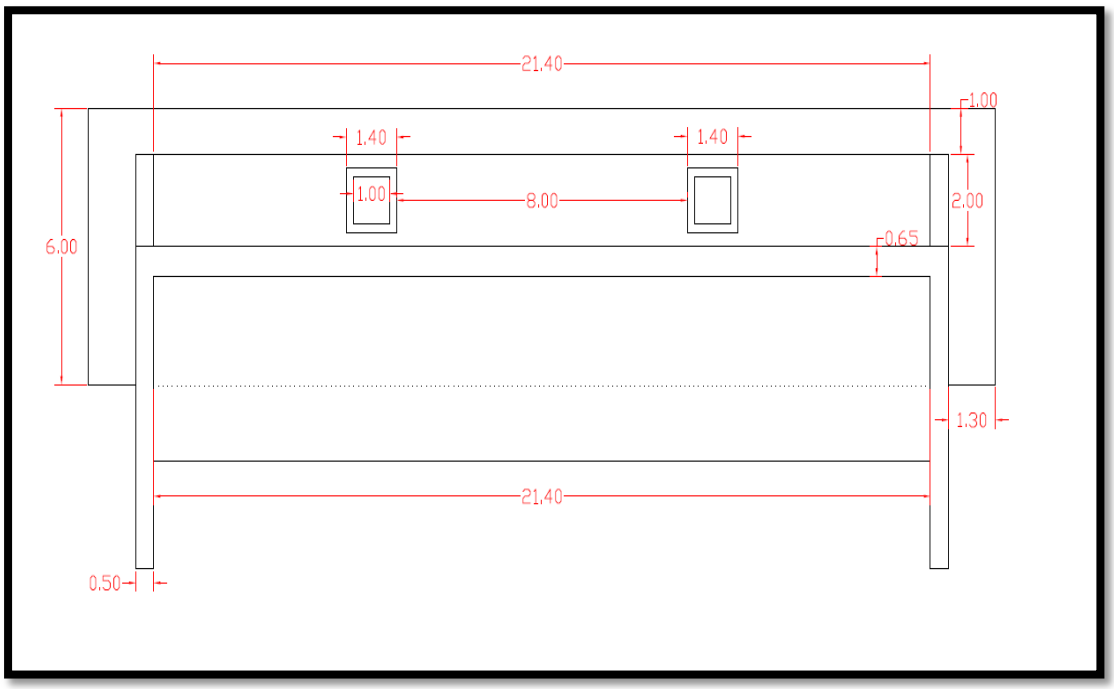


Figure X-3 : Vue en plan d'une culée remblayée.

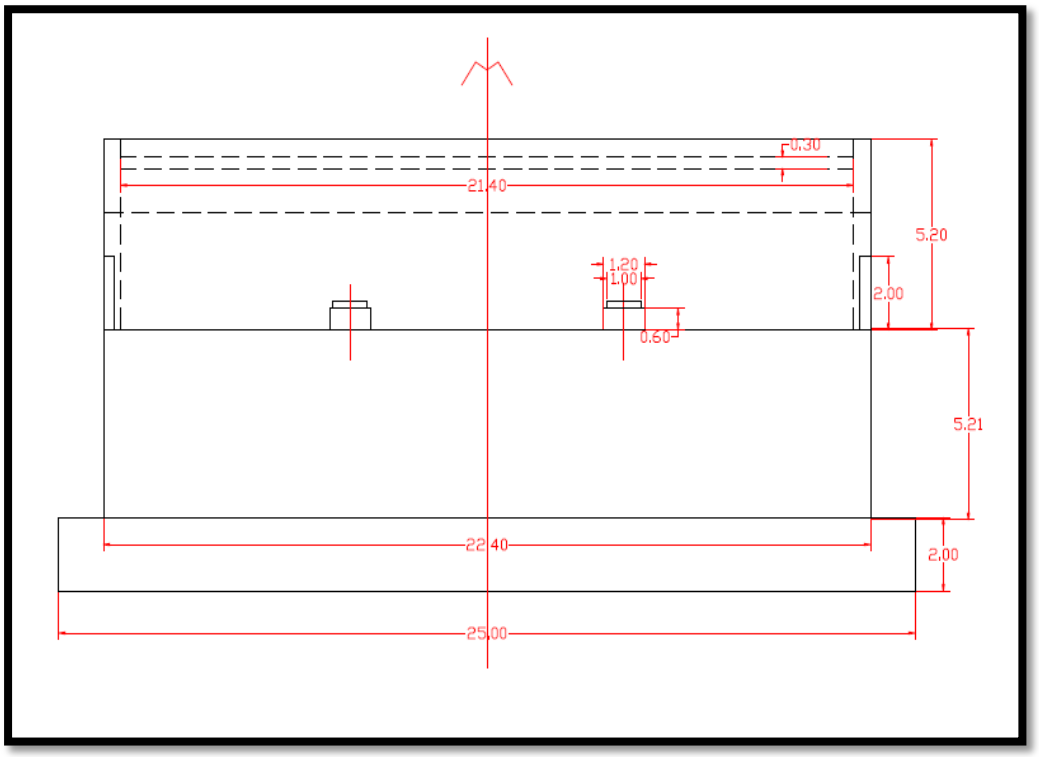


Figure X-4 : Coupe transversale d'une culée remblayée.

X-5-Évaluation des efforts sollicitant la culée :

X-5-1-Calcul du coefficient de poussée :

Dans les conditions normales : $Ka = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminée par la formule de ''MONOBE OKABE'' :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \times \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \times \cos(\alpha + \beta)}}\right]} \times \frac{K \cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne, (pour le remblai φ = 30°)

α : Angle de talus avec l'horizontal, α = 0

β : Inclinaison de la culée, β = 0

δ : Angle de frottement remblai-culée (sole-béton) δ = 0

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arc tg}\left(\frac{\xi H}{1 \pm \xi V}\right)$

$\theta^{(-)} = 15.04°$ $\theta^{(+)} = 13.15°$

K : Coefficient caractérisant le séisme : $\kappa = \sqrt{\varepsilon H^2+(1\pm\varepsilon v)^2}$

$\xi_H = 0.25$: Accélération du séisme dans le sens horizontal.

$\xi_V = 0.07$: Accélération du séisme dans le sens vertical.

L'effort sismique horizontal : $H_S = (\xi_H)(G)$

L'effort sismique vertical : $H_v = (1 \pm \xi_V)(G)$

$\xi_H = 0.25$ et $\xi_V = 0.07$

$\xi_H = 0.25$ et $\xi_V = - 0.07$

- Pour les conditions normales :

$\xi_H = \xi_V = 0.0$, $K = 1$, $\theta = 0$, $K_{ah} = 0.5$

L'ensemble des paramètres Kah, K et ξ_H et ξ_V pour les trois cas existants sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau X-2 : Valeurs des paramètres Kah, K et εH et εV.

désignation	k_h	k_v	k	k_{ah}
condition sismique	0,25	-0,075	0,958	0,683
	0,25	0,075	1,104	0,751
condition normal	0	0	1	0,333

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

- ✓ **Condition normale**
- ✓ **Condition sismique (Kv= +0.07)**
- ✓ **Condition sismique (Kv= -0.07)**

Tableau X-3 : Calcul de stabilité de la culée.

désignation	conditions	P	$p \times k_h$	$p \times (1 \pm k_v)$	H (m)	V (m)	MR (t, m)	MS (t, m)
mur garde grève	CN=[(5,2x0.65x21.4)-(0,3²x21.4)]x2,5= **176 (Kh=Kv=0)**	176	0,00	176,00	0,33	9,70	0,00	57,20
	CS $H+V^+$	176	44,00	189,20	0,33	9,70	14,30	61,49
	CS $H+V^-$	176	44,00	162,80	0,33	9,70	14,30	52,91
corbeau	CN=(1,5x1x0,5)x2,5=**1,875**	1,875	0,00	1,88	0,25	11,67	0,00	0,47
	CS $H+V^+$	1,875	0,47	2,02	0,25	11,67	5,47	0,50
	CS $H+V^-$	1,875	0,47	1,73	0,25	11,67	5,47	0,43
mur en retour -1-	CN=(1,85x10,3x0,5)x2,5 x 2= **47,63**	47,63	0,00	47,63	0,93	7,15	0,00	44,06
	CS $H+V^+$	47,63	11,91	51,20	0,93	7,15	85,14	47,36
	CS $H+V^-$	47,63	11,91	44,06	0,93	7,15	85,14	40,75
mur en retour -2-	CN=(5,15x2 x0,5) x2,5x2 = **25,75**	25,75	0,00	25,75	4,43	9,30	0,00	113,94
	CS $H+V^+$	25,75	6,44	27,68	4,43	9,30	59,87	122,49
	CS $H+V^-$	25,75	6,44	23,82	4,43	9,30	59,87	105,40
mur en retour -3-	CN=3x5,15x2.5 = **38,625**	38,625	0,00	38,63	3,56	6,59	0,00	137,51
	CS $H+V^+$	38,625	9,66	41,52	3,56	6,59	63,63	147,82
	CS $H+V^-$	38,625	9,66	35,73	3,56	6,59	63,63	127,19
mur de front	CN=2,65x5,10x22,4x2,5 =**756,84**	756,84	0,00	756,84	1,33	4,55	0,00	1002,81
	CS $H+V^+$	756,84	189,21	813,60	1,33	4,55	860,91	1078,02
	CS $H+V^-$	756,84	189,21	700,08	1,33	4,55	860,91	927,60
semelle	CN=8x2x2,5x25= **1000**	1000	0,00	1000	0,00	1,00	0,00	0,00

	CS H+V^+	812,5	203,13	1007	0,00	1,00	203,13	0,00
	CS H+V^-	812,5	203,13	930	0,00	1,00	203,13	0,00
poids des terres sur la dalle de transition	CN=0,2x4x21,4x1,8= **30,816**	30,816	0,00	30,82	2,00	12,20	0,00	61,63
	CS H+V^+	30,816	7,70	33,13	2,00	12,20	93,99	66,25
	CS H+V^-	30,816	7,70	28,50	2,00	12,20	93,99	57,01
dalle de transition	CN= 0,3x4x21,4x2,5=**64,2**	64,2	0,00	64,20	2,00	11,95	0,00	128,40
	CS H+V^+	64,2	16,05	69,02	2,00	11,95	191,80	138,03
	CS H+V^-	64,2	16,05	59,39	2,00	11,95	191,80	118,77
désignation	conditions		p×kh	p×(1±kv)	H (m)	V (m)	MR (t, m)	MS (t, m)
poids des terres sur semelle	CN=2,85x10,30x1,8x21,4= **1130,75**	1130,75	0,00	1130,75	1,43	7,15	0,00	1611,32
	CS H+V^+	1130,75	282,69	1215,56	1,43	7,15	402,83	1732,17
	CS H+V^-	1130,75	282,69	1045,94	1,43	7,15	402,83	1490,47
Réaction due au poids propre du tablier	CN= R=**663,39**	663,39	0,00	663,39	1,65	7,70	0,00	1094,59
	CS H+V^+	663,39	165,85	713,14	1,65	7,70	273,65	1176,69
	CS H+V^-	663,39	165,85	613,64	1,65	7,70	273,65	1012,50
surcharge sur remblai (poids) 1t/m^2	CN=1,2x2,85x22,4=**76,60**	76,6	0,00	76,60	1,43	7,15	0,00	109,16
	CS H+V^+	76,6	19,15	82,35	1,43	7,15	136,92	117,34
	CS H+V^-	76,6	19,15	70,86	1,43	7,15	136,92	100,97
dés d'appuis	CN=1,2x1,2x0,6x2,5x2=**4,32**	4,32	0,00	4,32	1,65	7,40	0,00	7,13
	CS H+V^+	4,32	1,08	4,64	1,65	7,40	7,99	7,66
	CS H+V^-	4,32	1,08	4,00	1,65	7,40	7,99	6,59

surcharges de trottoir sur culée +20%	CN=1,2x0,15x1,66x9,65x2=**5,76**	5,76	0,00	5,76	3,18	12,30	0,00	18,29
	CS $H+V^+$	5,76	1,44	6,19	3,18	12,30	17,71	19,66
	CS $H+V^-$	5,76	1,44	5,33	3,18	12,30	17,71	16,92
surcharges de trottoir sur tablier+20%	CN=1,2x0,15x1,66x18x2=**10,75**	10,75	0,00	10,75	1,43	7,15	0,00	15,32
	CS $H+V^+$	10,75	2,69	11,56	1,43	7,15	19,22	16,47
	CS $H+V^-$	10,75	2,69	9,94	1,43	7,15	19,22	14,17
Les murs cachent	CN=1,7x2x0,3x2x2,5=5,1	5,1	0,00	5,10	1,50	9,10	0,00	7,65
	CS $H+V^+$	5,1	1,28	5,48	1,50	9,10	11,60	8,22
	CS $H+V^-$	5,1	1,28	4,72	1,50	9,10	11,60	7,08
freinage du à Bc	/	15	3,75	15,00	1,65	7,70	115,50	28,88
	/		0,00	0,00	1,65	7,70	0,00	0,00
	/		0,00	0,00	1,65	7,70	0,00	0,00
Total	CN		3,75	3860,81			115,50	4438,35
	CS $H+V^+$		961,45	4134,24			2448,15	4740,18
	CS $H+V^-$		961,45	3557,37			2448,15	4578,76

X-5-2-Calculs des poussées dues aux terres :

Tableau X-4 : Calcul des poussées dues aux terres.

désignation	k_{ah}		
CS -	0,6826		
CS+	0,7509		
C N	0,3333		
désignation	poussée	H (m)	MR (t, m)
mur de front et mur garde grève	681,10	3,43	2336,17
	1534,37	3,43	5262,91
	1394,73	3,43	4783,93
semelle	30,00	0,66	19,80
	64,88	0,66	42,82
	61,43	0,66	40,55
somme	CN	2355,97	
	CS+	5305,73	
	CS-	4824,48	

$P = (1/2)\, K_{ah}\, \gamma H^2 . L$, **avec** : $\gamma = 1.8$ t / m^3, poids volumique de terre

Ms : désigne le moment stabilisant

Mr : désigne le moment renversant.

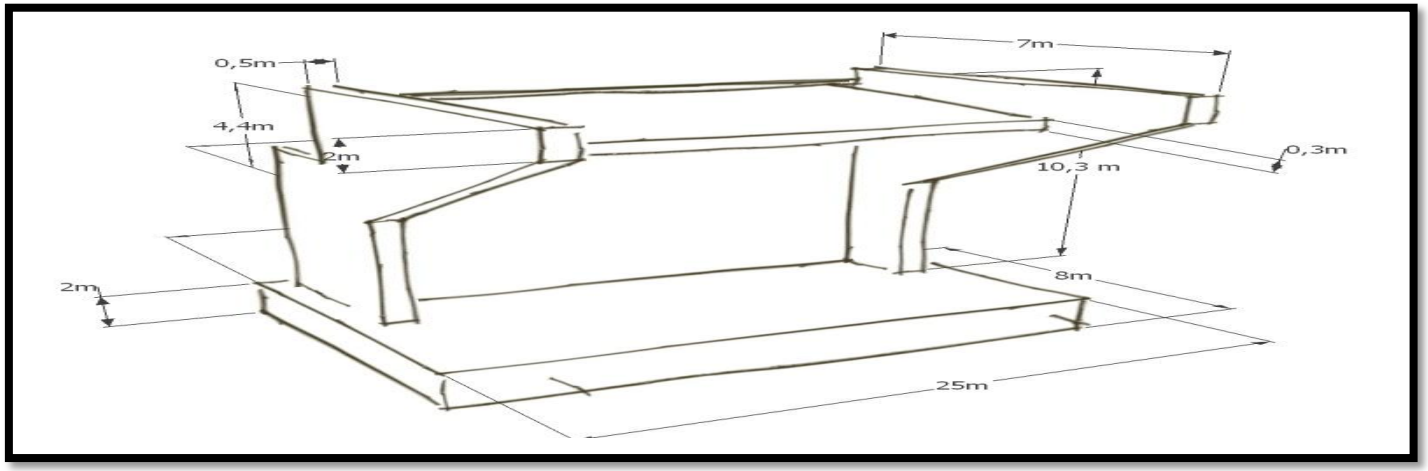
X-5-3-Calculs des poussées dues aux remblais :

Tableau X-5 : Calcul des poussées dues aux remblais.

désignation	k_{ah}		
CS -	0,6826		
CS+	0,7509		
C N	0,3333		
désignation	poussée	H (m)	MR (t, m)
mur de front et mur garde grève	132,25	6,15	813,35
	297,94	6,15	1832,31
	270,82	6,15	1665,55
la semelle	30,00	1,00	30,00
	67,58	1,00	67,58
	61,43	1,00	61,43
SOMME			
CN	843,35		
CS+	1899,90		
CS-	1726,99		

L'intensité q = 1t /m^2, qu'on majore par 20 % : P = q. S avec S : surface de contact.

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur un largeur L est :



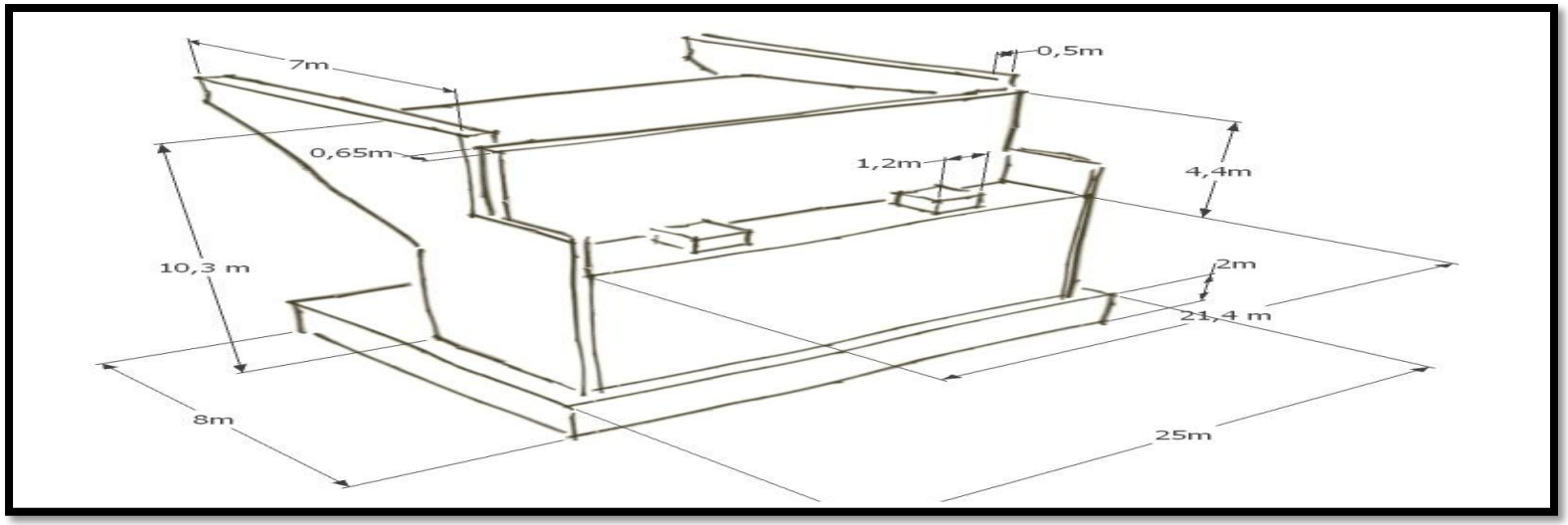


Figure X-5 : Dimensions de la culée remblayée.

X-6-Vérification de la stabilité de la culée :

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

Stabilité au renversement :

$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$ condition normale $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,00$ condition sismique

Stabilité au glissement :

$\frac{V}{H} \operatorname{tg}\varphi \geq 1,5$ Condition normale

$\frac{V}{H} \operatorname{tg}\varphi \geq 1,00$ Condition sismique

Tableau X-6 : Les moments et les efforts globaux.

désignation	CN	CS+	CS-
effort H	236,76	1558,05	1506,21
effort V (N)	3860,81	4134,24	3557,37
MS	4438,35	4740,18	4578,76
MR	971,33	4629,45	4432,56
MS/MR	4,57	1,02	1,03
	OK	OK	OK
MS-MR	3467,02	110,73	146,20
M/N	0,90	0,03	0,04
H/N	0,06	0,38	0,42
(V / H) tg 30	9,41	2,65	1,36
	OK	OK	OK

Dans les 03 cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

X-7-Ferraillage de la culée :

X-7-1-Mur de garde grève :

Le mur de garde grève est soumis aux poussées des terres, à la force de freinage et à son poids propre.

Dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base.

a) Détermination des efforts :

❖ *Poussée des terres* : le moment à l'encastrement est :

Mt = P h/ 3 avec $P=0.5\times K_{ah}\times \gamma\times H^2 \times L$

Avec :

- K_{ah} =0,751 coefficient de poussée.
- γ =1,8t/m3 poids volumique du remblai.
- H =5,2 m hauteur du mur garde grève.
- L = 1m.

Donc :

$P=0.5\times 0,751\times 1.8\times 5,2^2\times 1=18,27$ t donc MP=31,67 t.m

$M t_u$ =1.35×31,67 =42,76 .m

$M t_{ser}$ =31,67 t.m

❖ *Moment dû à la force de freinage du camion Bc*

$$M_f=\frac{2\mu\times P\times h}{0.25+2h}$$

Avec : μ coefficient de pondération μ=1.6 à l'E.L.U

μ =1.2 à l'E.L.S

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact sur le mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue 6t compte tenu de l'écartement des deux roue (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève on a.

$$M_{f\,ult}=\frac{2\times 1.6\times 6\times 5,2}{0.25+2\times 5,2}=9,37 \text{ t.m}$$

$$M_{f\,ser}=\frac{2\times 1.2\times 6\times 5,2}{0.25+2\times 5,2}=7,03\text{t.m}$$

❖ *Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur.*

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camion, placées de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact avec la face arrière de mure garde grève.

Les rectangle sont de dimension 0.25×0.75 m^2(voire la figure si après SELON PP73)

La charge des deux roues est uniformément répartie sure cette surface, alors F a :

F =12/(0.75×0.25)=64 t/m^2.

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale suivant :

$$M_p=\frac{12k}{0.75+2h_0}\times\int_0^h\frac{h-x}{0.25+x}dx \qquad \text{…… –I-}$$

$$M_p=\frac{12k}{0.75+2h_0}\left[(H+0{,}25)\mathrm{Ln}(1+4H)-H\right] \qquad \text{…… – II -}$$

(formule extraite de pp73 de Setra)

Avec :

K=k_a×b_c×d×μ

d =1 coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai)

b_c= 0,8 pour 4 voies chargées.

k_a=0,751

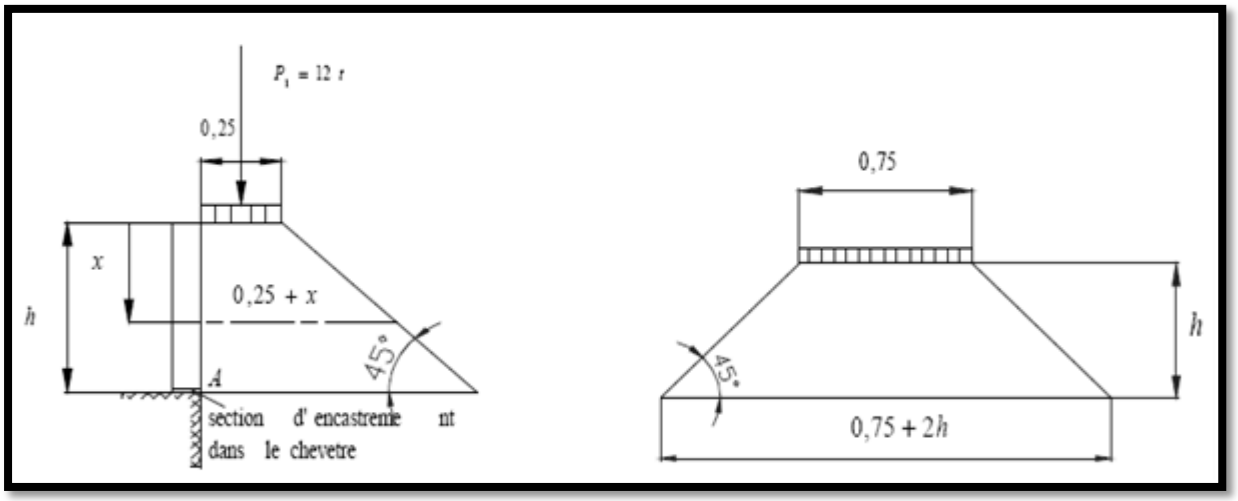


Figure X-6 : Répartition de la poussée.

M_P = 12,48 K (en remplaçant H=5.2 m dans –II-)

Etant donné que : k= 0,751×0,8×1×μ=0.6μ

Alors : μ=1.2 à l'E.L.S k=0.72

μ=1.6 à l'E.L.U k=0.96

D'où :

$M_{p\ ult}$ =11,98 t.m/ml

$M_{p\ ser}$=8,98 t.m/ml

Combinaison d'actions :

A l'E.L.U

$M_u = 1{,}35\ M_t + (M_p + M_f)$

M_u=1.35(42,76)+ 11,98+9,37= 97,07 t.m/ml

A l'E.L.S

$M_{ser} = M_t + (M_p + M_f)$ t.m/ml

M_{ser} = 42,76+11,98+9,37 = 64,11 t.m/ml

b) Ferraillage :

On considère des bandes d'un mètre de largeur encastrées dans le mur chevêtre :

M_u= 97,07 t.m

M_{ser}=64,11 t.m

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérer préjudiciable :

Le calcul se fait l'E.L.S Robot expert donne

As=48,10 cm² soit **16Ø20** (As50.27 cm ²)

As'=As/3 = 48,10/3=16.03cm² soit **8 Ø12**

Ferraillage horizontale :

A_h=As/4 =48,10/4 = 12,02 cm² soit **8HA14**

(A_h =12.32 cm^2)

On prend $A'_h = A_h/3$ =16,03 cm² soit **8Ø16** (A'_h =16.08 cm²)

Condition de non fragilité :

$A_{Smin} = 0.23 \times 100 \times 65 \times \frac{3}{500}$ =8,97 cm²

Donc $A_{ser} > A_{Smin}$ (vérifié)

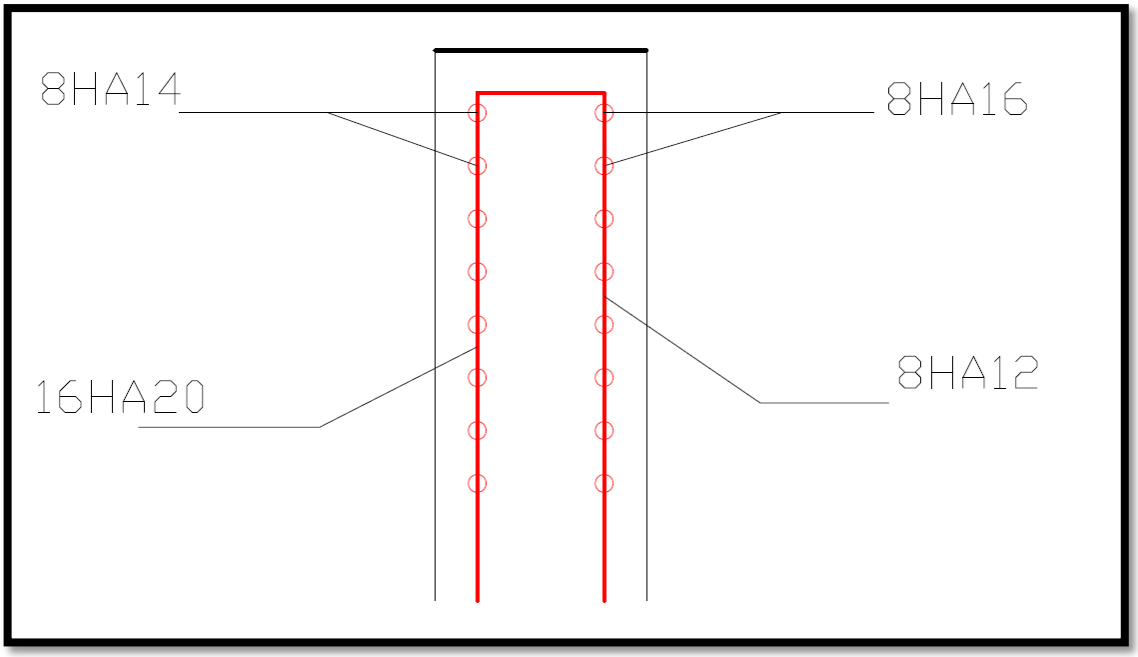


Figure X-7 : Ferraillage u mur garde grève.

X-7-2-Dalle de transition :

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyé, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contacte direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au dessus de la dalle.

a) Evaluation des efforts pour 1 m linéaire :

- Remblais : 1 .8x0,2 x1 =0,36 t/m
- Poids propre de la dalle : 0.3×2,5x1=0.75t/m
- Revêtement : 2.2×0.08x1 =0.176 t/m
- Surcharges : 1.20t/m (surcharges sur remblai)

On utilise la combinaison d'action à l'E.L.U sachant que : P=1.35G+1.6Q

D'où : P_U =3 ,65 t/m

M_u =(Pl^2/8)=16.425 t.m

Et pour la combinaison à l'E.L.S P=G+1.2Q

P=2,726 t/m^2

M_{ser} (Pl^2/8) =12.2 t.m.

b) ***Ferraillage :***

La section d'armature As=23 cm² (calculé par Robot expert)

✓ ***Vérification de condition de non fragilité***

$\frac{A_{min}}{b \times d} \geq 0{,}23 \times \frac{f_{tj}}{f_e}$; $\mathbf{A_{min} = 4{,}14 < A_s}$ **(vérifié).**

Donc As= 23 cm² soit : **8Ø20** (As=25.13cm²) avec un espacement de :

$\mathbf{S_t} \leq$ min (0.9d; 40cm) on prend S_t =20cm.

- Pour la nappe inférieure on prend **8Ø20** un espacement de 20cm.
- Pour la nappe supérieure on prend (As/3= 6cm) **6Ø14 (9.24 cm²)** un espacement de 20cm.

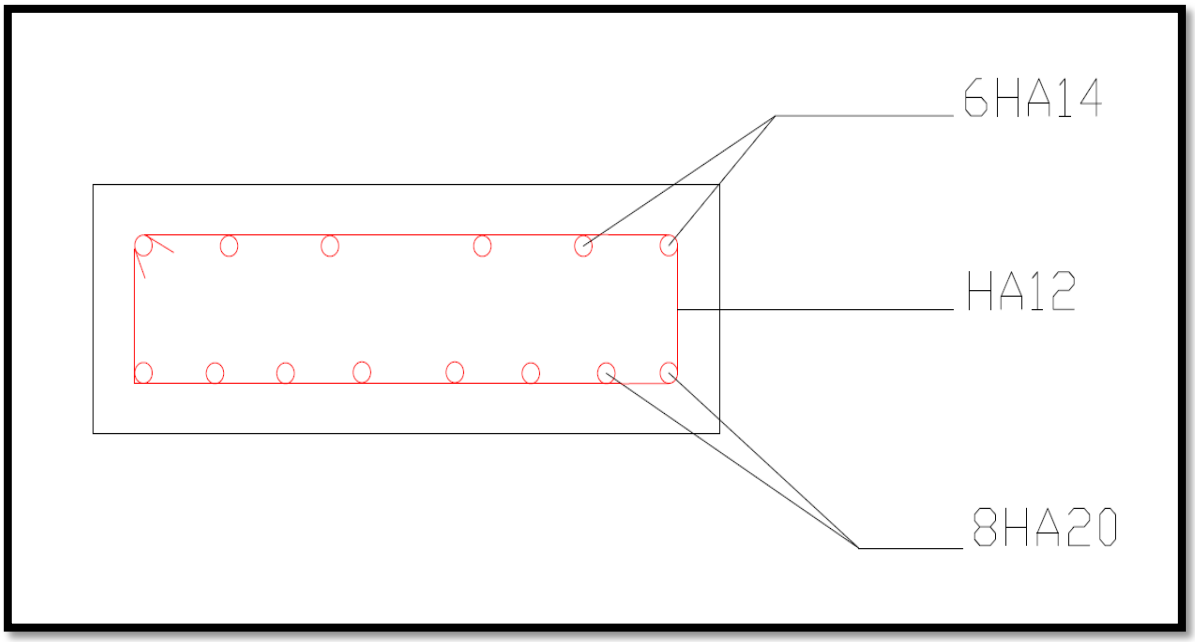


Figure X-8 : Ferraillage de la dalle de transition.

✓ ***Les armatures de répartition :***

$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \Rightarrow 5.75\ cm^2 < A_r < 11.5\ cm^2$

On prend A_r= 8.5 cm² soit **6Ø14** (9.24 cm2) avec un espacement de 25cm.

X-7-3-Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau sert d'appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

Evaluation des efforts :

- Réaction des surcharges sur remblai **: R_1 = (1.2×6)/2=3,6 t/ml.**
- Réaction de la dalle de transition : R2 =(0.3x6×2.5)/2 =2,25 t/ml.
- Poids propre du corbeau : R3 =2.5×0.625=1,562 t/ml.
- Réaction du remblai : R4 =(6×0.2×1.8)/2=1,08 /ml.
- Réaction du revêtement : R5 =0,08 x 14.00 x 2,2x6 /21,4 =0.69 t/ml.

Combinaisons

R_{ser} = (R_2+R_3+R_4+R_5) +1.2R_1 = 9,902 t/ml

R_{ult} =1.35 (R_2+R_3+R_4+R_5) +1.6R_1 =12,295 t/ml

M_{ser} = 4,951 t.m

M_{ult} = 6,147 t.m

Robot expert nous donne As=0cm².

Le ferraillage du corbeau se détermine par $A_{Smin.}$

$A_{Smin.}$ =0.23×b0×d× (f_{t28}/f_e) =0.23×0.5×1,125×(3/500)=7,762 cm².

Soit : 5Ø16 (As=10.05 cm²)

Pour l'armature transversale on prend des cadres de HA10 disposé chaque 10 cm (PP Setrea 73)

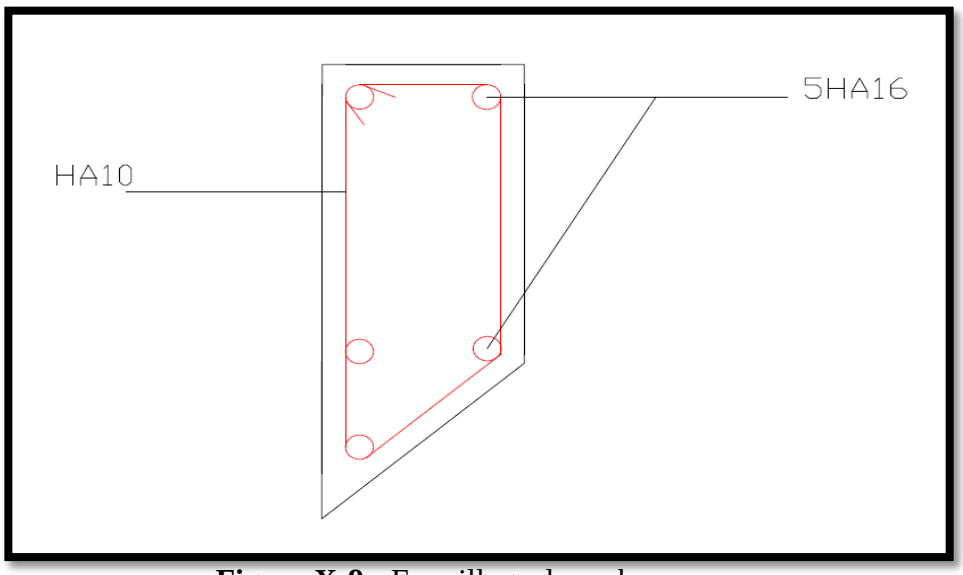


Figure X-9 : Ferraillage du corbeau.

X-7-4- Mur en retour :

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés et il est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre du mur.
- Poussée horizontale des terres.
- Poussée due à la surcharge de remblai.
- Des charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'excentricité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

a) Evaluation des efforts :

✓ ***Efforts horizontaux :***

- Poussée des terres : P_t =0.5× (0.333×1.8×10,3²×1)=31,79 t/ml
- Poussée des surcharges de remblais : Psr =1.2×7 ×0.333×1=2,793 t/ml.
- Poussée de la surcharge concentrée :Psc =2×1.2=2.4 t/ml

Détermination des moments :

- Poussée des terres : Mt =31.79×(10,3/3)=109.145 t.m
- Poussée des surcharges de remblais : Msr =2.793×(10.3 /3)=9.58 t.m
- Poussée de la surcharge concentrée :Msc =2.4×10,3 =24,72 t.m

Les combinaisons :

E.L.U : M_u =1.35M_t+1.6(M_{sr}+M_{sc})= 202,225 t.m

E.L.S : M_{ser} =M_t+1.2(M_{sr}+M_{sc})=150,305 t.m

✓ ***Efforts verticaux :***

- Poids propre du mur : PG = 55,93 t/ml
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : Psc =4×1.2=4.8 t/ml
- Poids de la superstructure : Psu = 1,642 /7 =0.235 t/ml

Détermination des moments :

- Poids propre du mur : MG =55,93 ×7/2 =195,755 t.m
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : Msc =4.8 ×(7-1) =28.8 t.m
- Poids de la superstructure : Msu = 0.235x 7/2=0,822 t.m

Les combinaisons :

E.L.U :Mu =1.35(M_G+M_{su})+1.6M_{sc} =311,45 t.m

E.L.S :Mser =M_G+M_{su}+1.2M_{sc} =231,137 t.m

b) Ferraillage :

- ***Ferraillage Vertical :***

La section est soumise à la flexion simple et la section d'armature est déterminée par 1ml.

Mu =202,225 /10,3 =30,237 t.m

Mser =150,305/10,3 = 22,44 t.m

Robot expert nous donne **:**

As=54,7 cm² ASmin =6,21 cm² (vérifié)

On prend **7Ø32** (As=56.30cm²) A's =As/3 =18,23 cm²

Soit **6Ø20 (**18,85 cm²)

- ***Ferraillage horizontal :***

As=As /4 =13,67 cm²

Soit **6Ø18 (15.27 cm^2)**

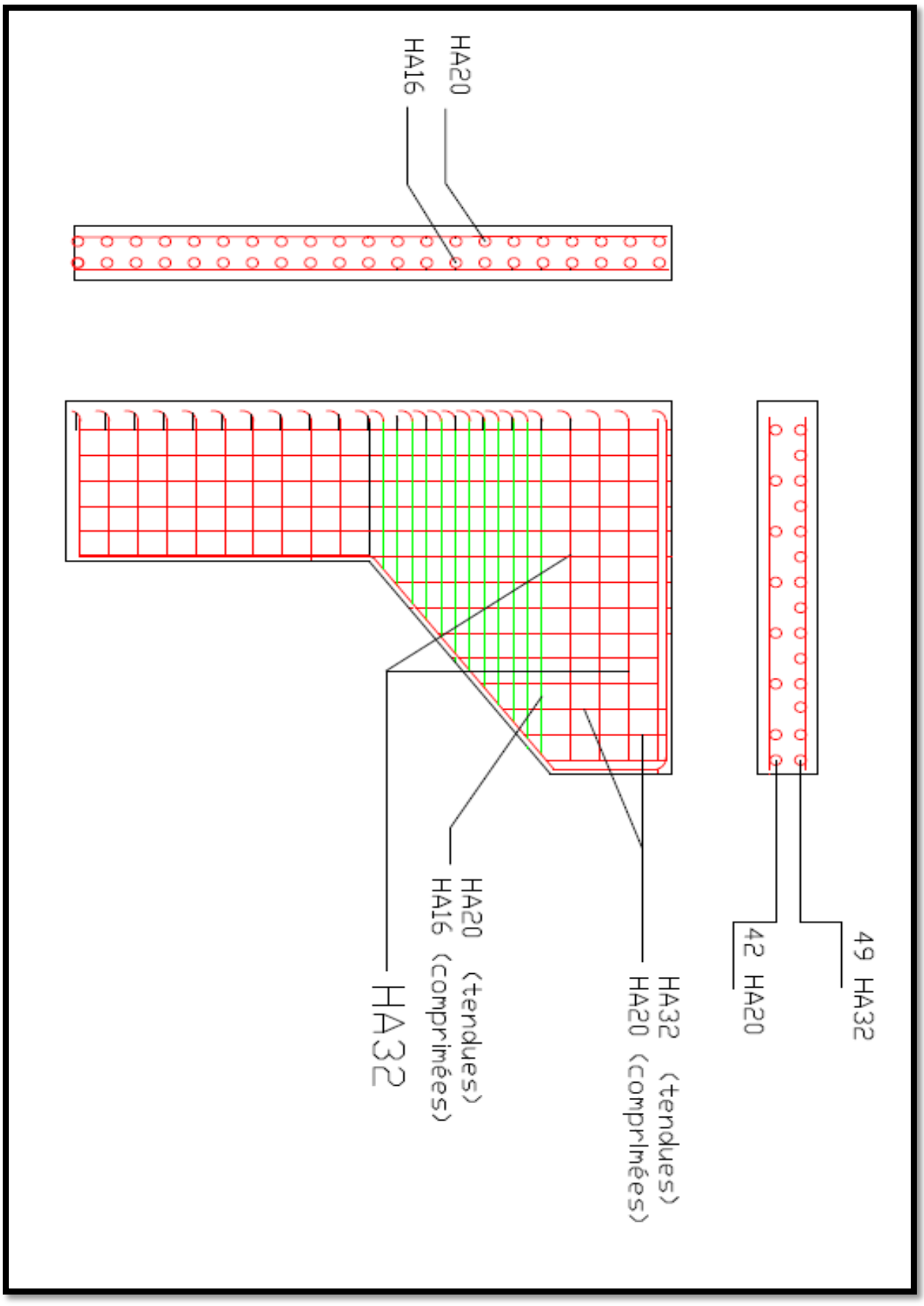
- ***Ferraillage de suspension.***

M_u=**311,45 /7 = 44,49** t.m M_{ser}=**231,137 /7 = 30,44** t.m

f_{c28} =40 MPa

As=28,3 cm² soit : **10Ø20** (As=31.42 cm²)

A's=**28,3** /3 =9,43 cm² soit : **5Ø16** (10,05 cm²)

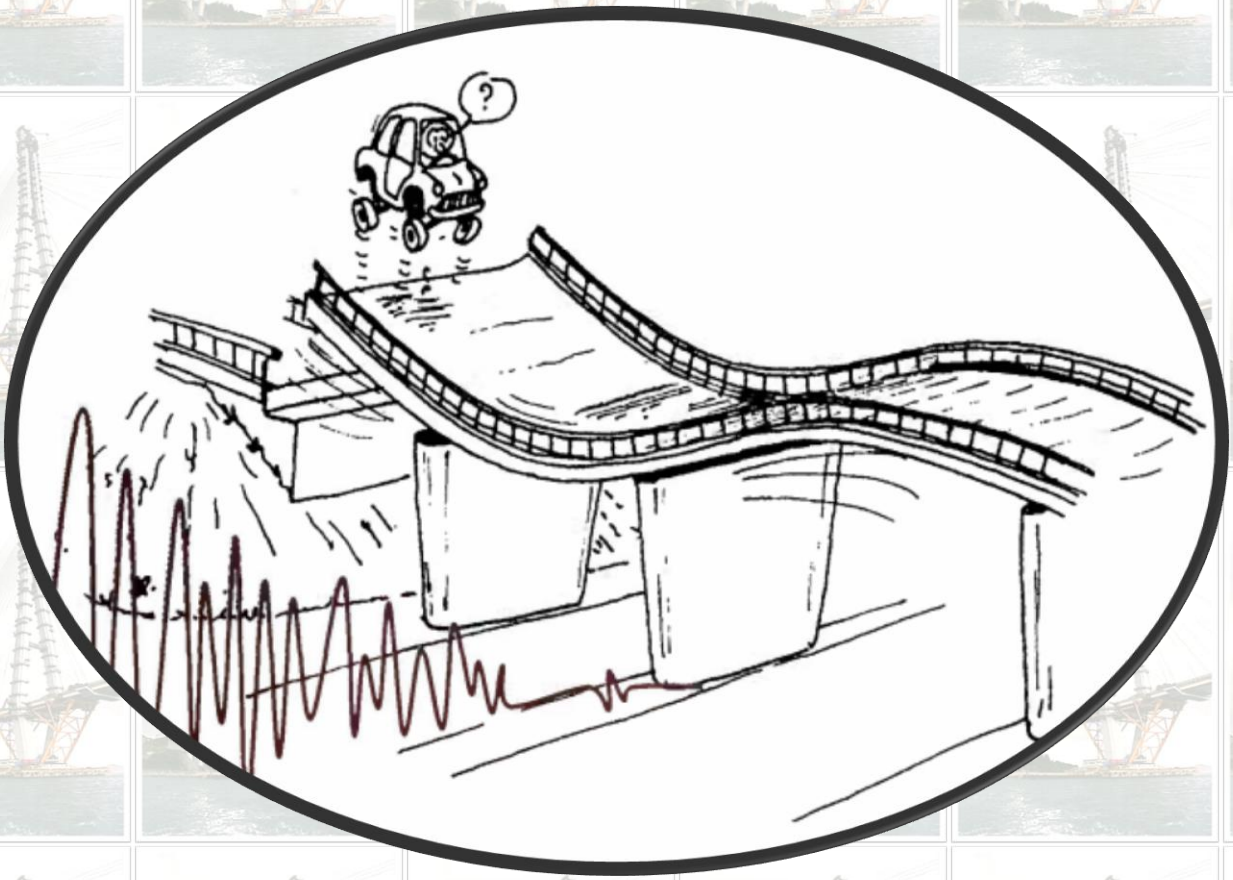


Ferraillage du mur en retour.

ETUDE DYNAMIQUE

<<La vie dicte aux hommes ses lois, qui ne sont écrites nulle part. »

Cholokhov



CHAPITRE XI : « Etude dynamique»

XI-1- Introduction :

Le rôle joué par la dynamique dans un pont à haubans est très important. Plus qu'autre type de pont, il peut même devenir déterminant quant à la faisabilité de l'ouvrage. On considère en général trois genres de problèmes :

- La sécurité aérodynamique.
- Les effets physiologiques.
- La sécurité à l'égard des séismes.

Le comportement aérodynamique d'une structure haubanée détermine dans une large mesure sa sécurité. De fait, un manque de stabilité dynamique globale est à l'origine de l'effondrement de certains des premiers ponts suspendus, ce qui a considérablement retardé leur développement.

L'analyse de tous ces phénomènes dynamiques, y compris les aspects sismiques, nécessite la connaissance préalable des fréquences et des modes des vibrations de l'ouvrage considéré.

XI-2-Estimation des fréquences propres du pont:

Il existe de nombreuses méthodes pour calculer les fréquences propres. On se limitera, en vue d'une application essentiellement pratique, à l'étude de celles permettant un traitement à la main ou à l'aide d'une calculatrice.

Pour simplifier les opérations numériques, on concentre la masse de la structure en un certain nombre de point séparées et on néglige l'influence de l'amortissement:

- **Méthode classique** basée sur l'équation différentielle du mouvement: méthode des déterminants, méthode de l'itération matricielle (Stodola).
- **Méthode de Rayleigh** basée sur des considérations énergétiques: méthode simple, méthode itérative.

- ***XI-2-1-Fréquence propre de flexion :***

a) Calcul à l'aide de méthode de Rayleigh :

La méthode de Rayleigh qui se fonde sur le principe de la conservation de l'énergie, est très pratique pour l'étude approchée d'un système ayant un grand nombre de degré de liberté. Dans le cas des oscillations libre non amortie, on obtient ω par la conservation de l'énergie cinétique et potentielle.

- On suppose une déformé uj raisonnable du système, généralement obtenue par l'application d'un cas de charge statique quelconque Pj sur la masse mj.

- On égale les énergies cinétiques Ec avec Ep maximale des masses ainsi déplacées. Dans le cas d'un système à un degré de liberté.

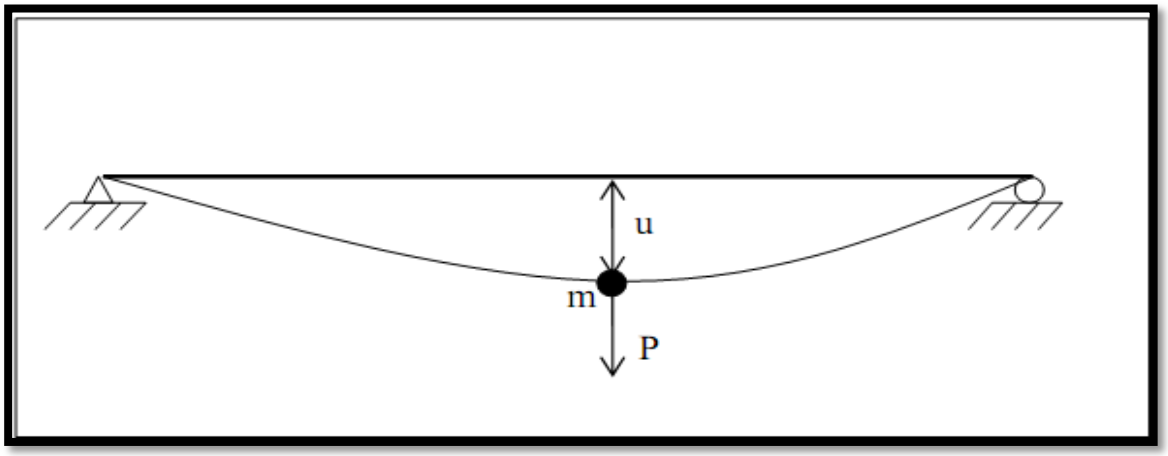


Figure XI-1 : Modélisation d'un système à un degré de liberté.

$$u(t) = u \sin \omega t$$

$$E_p = \frac{Pu(t)}{2}$$

$$E_c = \frac{m.u(t)^2}{2} = \frac{m.u^2}{2}.\omega^2.\cos^2\omega t$$

$$E_{p,\,max} = \frac{Pu}{2} = E_{c,max} = \frac{m.u^2}{2}.\omega^2$$

D'où : $\boxed{\omega^2 = \frac{p.u}{m.u^2}}$

Avec :

E_p : énergie potentielle.

E_c : énergie cinétique.

P : charge permanente.

m : la masse.

u : déplacement statique.

ω: pulsation propre.

Pour un système à N degré de liberté :

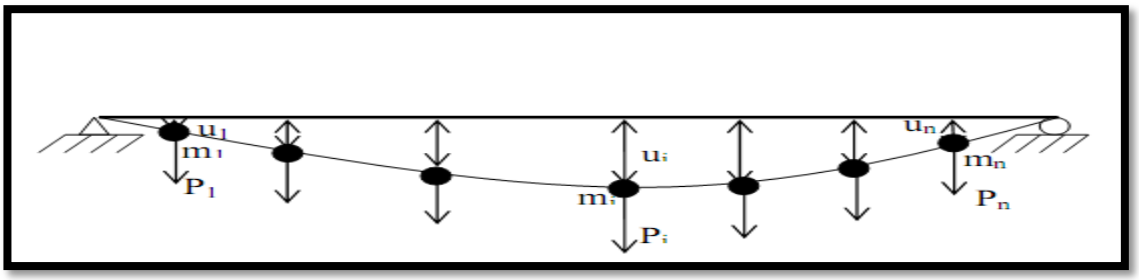


Figure XI-2 : Modélisation d'un système à N degrés de liberté.

$$\omega^2 = \frac{\Sigma p_i.u_i}{\Sigma m_i.u_{i2}} \Rightarrow \omega^2 = g\frac{\Sigma m_i.u_i}{\Sigma m_i.u_{i2}}$$

On obtient en remplacent la charge unitaire Pi = 1 par le poids propre de la masse :

$\omega^2 = g\frac{1}{Umax}$ D'où ; $f_b = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{g}{Umax}}$

f_b : fréquence propre de flexion.

Sur la base de nombreuses vérifications de ponts haubanés, il a été constaté que cette relation conduit à des valeurs par défaut de l'ordre de 10%. Une meilleure approximation tenant compte la distribution des masses le long du tablier, du haubanage et de la forme du mode fondamental est donc obtenue par :

$$f_b = \frac{1,1}{2\pi}\sqrt{\frac{g}{Umax}}$$

Dans cette expression, U_{max} représente la déformation statique maximale du système sous son poids agissant dans la direction du mode propre recherché.

U_{max}=0,62 m d'après la combinaison la plus défavorable.

D'où ; $f_b = \frac{1,1}{2\pi}\sqrt{\frac{9,81}{0,62}}$ =0,696 Hz ⇒ Tb=1,44 s

Tb : période propre de flexion.

b) Calcul à l'aide de SAP2000:

Tableau IX-1 **:** mode de vibrations**.**

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)
1	0,4807	2,08
2	0,4830	2,07
3	0,6369	1,57
4	0,8696	1,15
5	0,9901	1,01

Remarque **:** on constate que la fréquence fondamentale calculée par la méthode de Rayleigh est supérieur à la fréquence de calcule par la méthode des éléments fini de faite de la négligence de la souplesse apporté à la structure par les haubans (les appuis élastique travail à la diminution de la rigidité).

XI-2-2-Fréquence propre de torsion:

Dans le cas des ponts haubané à tablier rigide (nappe axiale), la fréquence propre de torsion se deduuit directement de la rigidité de torsion G-Jt de la section transversale par :

$$Ft=\frac{1}{2L}x\sqrt{\frac{G\ Jt}{Jp}}$$

Avec :

Jp : est le moment inertie massique (polaire) par unité de longueur du tablier ;

Jt : est le moment d'inertie de torsion ;

G : est le module d'élasticité transversale du tablier ;

L : est la portée principale

$$Ft=\frac{1}{2(303)}x\sqrt{\frac{(40524,34)x(21,412)}{3,89}} = 1,55\ Hz$$

Remarque : plus que la fréquence fondamentale (celui de flexion) est loin de la fréquence de torsion ça apporte une stabilité supplémentaire vis-à-vis de la torsion et aux mouvements couplés.

XI-3- Comportement aérodynamique du pont:

Dans un pont haubané, les dimensions de la portée principale sont souvent assez importantes. Selon la situation géographique de l'ouvrage, le tablier peut être plus au moins fortement exposé au vent transversal. Un écoulement d'air tend à lui faire subir des oscillations de torsion et flexion qui, sous l'effet de faibles variations de l'incidence de vent modifier la portance.

Dans le cas d'une réalisation, il faut avoir recours à des essais en soufflerie La section, soumise au vent, subit des sollicitations statiques que l'on peut décomposer en trois actions :

-Une charge horizontale T

-Une charge verticale N

-Un moment de torsion M

XI-4-Vérification au flottement:

En utilisant la méthode de calcul de **Kolppel** « pont haubané » de R. Walther :

$$\mu=\frac{m}{\pi\rho b^2}=\frac{38,5x10^3}{\pi\ 1,3x\ (11,2)^2}=75,15$$

$$\frac{r}{b}=\frac{4,97}{11,2}=0,44$$

$$\varepsilon t=\frac{Ft}{Fb}=2,22$$

Avec :

μ : masse réduite.

r : rayon de giration.

b : demi largeur de tablier.

εt : rapport des fréquence propres de torsion et de flexion.

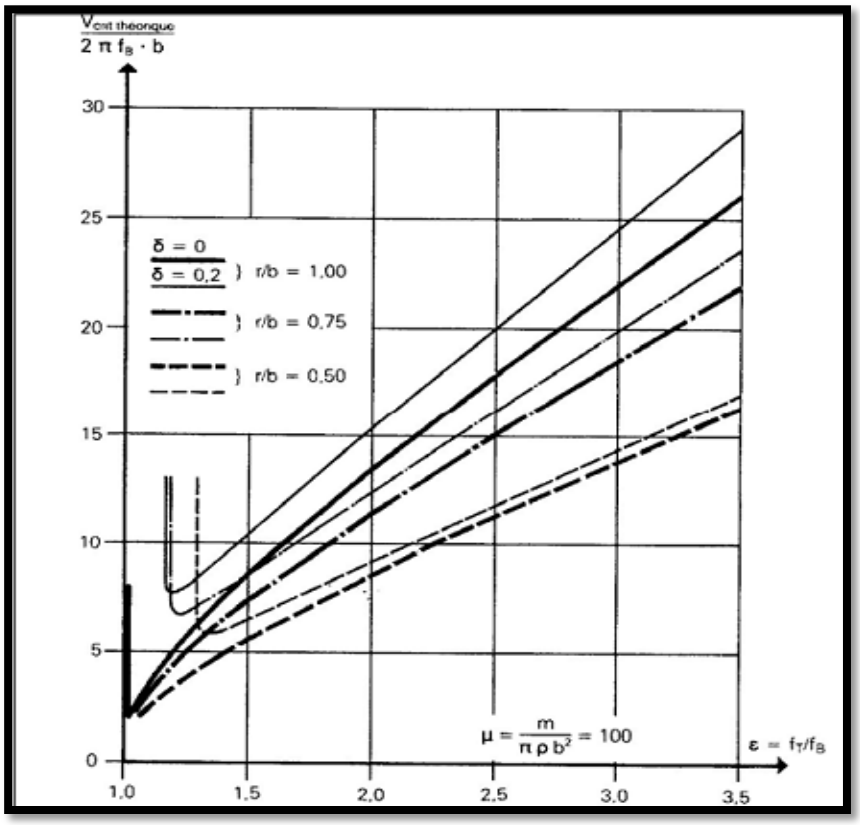


Figure IX-3 : Diagramme de la vitesse critique théorique de flottement « pont haubané » R. Walter.

D'après la figure précédente on trouve :

$$\frac{V_{crit.th}}{2.\pi.f_B.b} = 6,4 \quad \Rightarrow V_{crit.th} = 6,4 \times 2 \times \pi \times f_B \times b = 216 \text{ m/s} = 778 \text{ km/h}$$

Et on a $\frac{\text{Vcritique réelle}}{\text{Vcritique Th}} = \eta$

η : coefficient réducteur de la vitesse critique théorique de flottement η = 0.8

D'où:

$V_{réel\ Th} = 0,8 \times 216 = 172,8$ m/s = 622 ,08 km/h

Les observations ont montré que le vent peu souffler sur le site avec une vitesse maximum de 90 Km/h

Donc il n'y a pas risque de flottement.

XI-5- Les effets physiologiques de vibration (La résonance):

Les oscillations de résonance sont critiques, du point de vue de l'inconfort qu'elles occasionnent aux usagers, dans le cas ou la fréquence d'échappement des tourbillons correspond à la fréquence fondamentale de la structure.

A partir de la vitesse critique de résonance :

$V = \frac{f.h}{S} = \frac{0,48x4,4}{0,2} =$ 10,56 m/s

$Re = \frac{V.B}{\nu} = \frac{10,56x22,4}{0,15X10^{-4}} = 1,57 \times 10^6 \quad \Rightarrow \quad 10^5 < Re < 10^7$

V : vitesse critique de résonance.

H : hauteur du tablier.

F : fréquence des tourbillons.

S : nombre de Strouhal.

Re : nombre de Reynolds.

ν : viscosité cinématique de l'aire (0.15 cm^2/s)

B : largeur du tablier.

C : le coefficient de portance caractéristique de la section.

$F_0 = (\rho V^2/2).C.h = (1,3\times(10,56)^2/2)\times0,4\times4,4 = 127,57$ N/m

On a l'amplitude de l'oscillation

$U = \frac{\pi LF0}{\delta KB} = \frac{\pi x303x127,57}{0,05x29,21x22,4x10^3} = 0,37$ mm

Avec : $k = \frac{4\pi^2}{L^2}H$, Avec $H = \frac{qL^2}{8f}$

f : la hauteur du mât = 66 m

q : la charge permanente de l'ouvrage = 385,601 KN/m

k : rigidité.

u : amplitude du déplacement.

δ : le décrément logarithmique (=0.05).

D'où K=29,21 Kn/m

U=0,37m

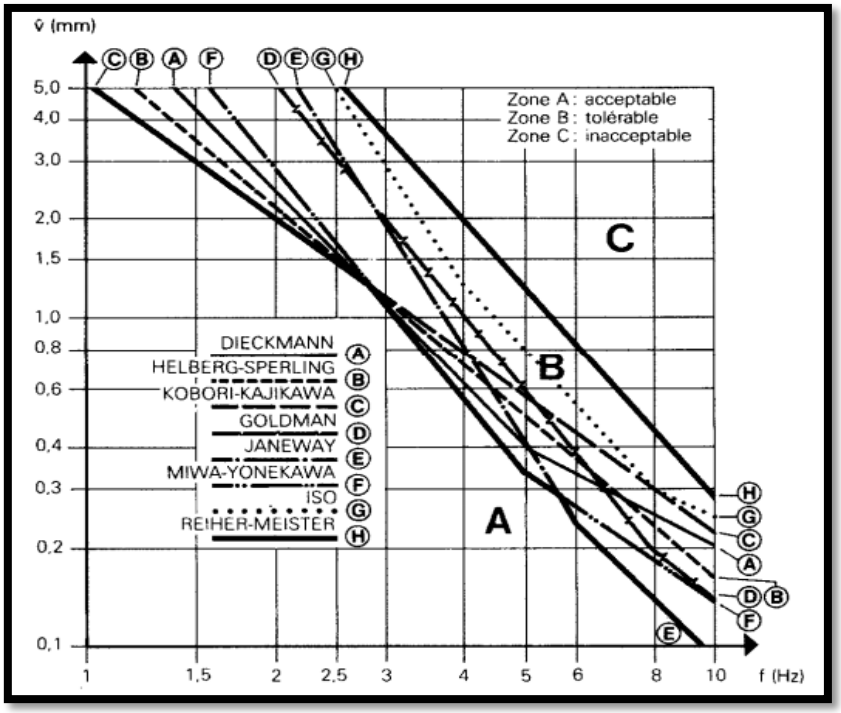


Figure XI-4 : Classification physiologique basée sur l'amplitude du mouvement R.WALTHER.

D'après la figure précédente, une oscillation de 0,37 mm à la fréquence de 0,48 Hz est tout à fait acceptable du point de vue des effets physiologiques dus aux vibrations et correspondant à une accélération Ü très faible.

$Ü = 4.\pi^2.f^2.U = 0{,}0034\ m/s^2$

XI-6-Comportement sismique du pont:

En général, les ponts haubanés sont considérés comme des structures peu sensibles aux effets du tremblement de terre .Ce qui les distingue des autres constructions, c'est le fait de reposer sur un nombre restreint d'appuis ponctuels (culées, piles, mâts) qui peuvent subir des déplacements différents pendant un séisme (variabilité spatiale). Le calcul des ponts soumis à une excitation sismique peut se faire de deux manières.

Soit l'on procède à une analyse statique équivalente, soit par une analyse modale spectrale. En général le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

L'analyse modale définit, pour chaque type de vibration pris en considération, la période propre T et le facteur de participation de masse dans les trois directions (U_x,U_y,U_z).

D'après le règlement RPOA(2008) l'action sismique est représentée par le spectre de réponse en accélération suivant :

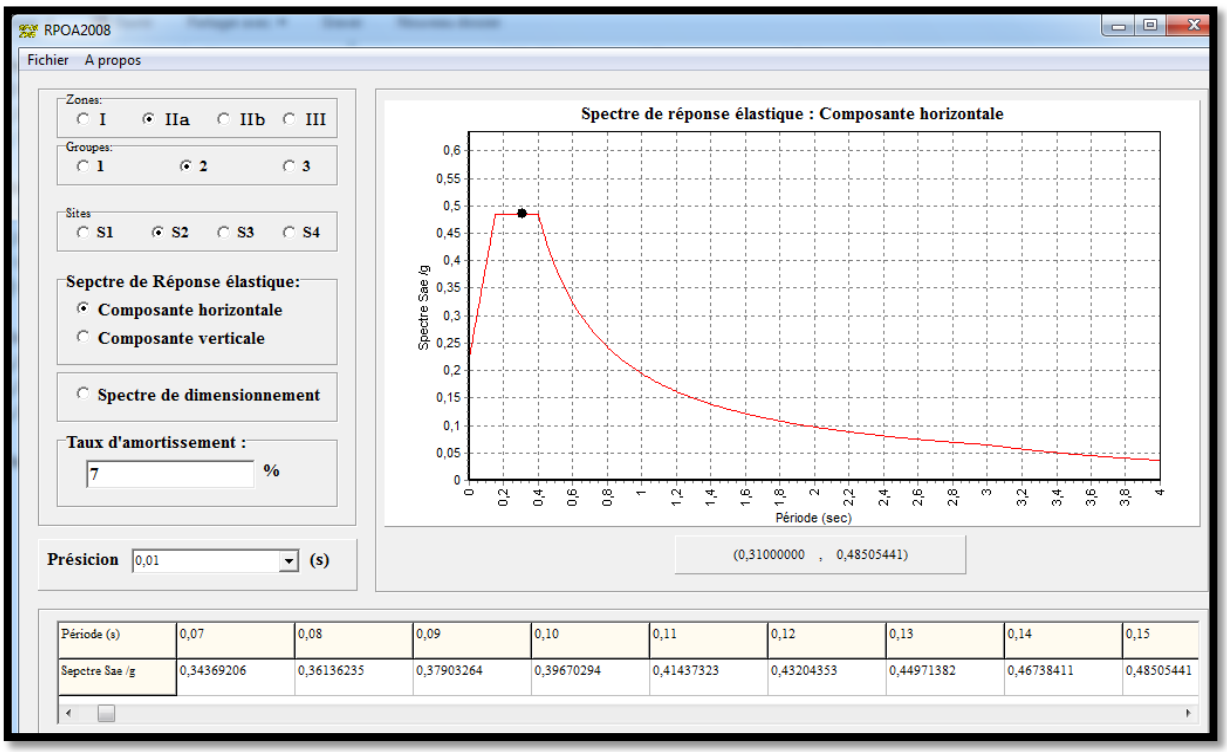


Figure XI-5**:** Spectre de réponse en accélérations RPOA(2008).

XI-7-Combinaisons d'actions :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limites.

Les combinaisons d'actions pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont:

- G+EX+0.3EY+0.3EZ
- G+EY+0.3EX+0.3EZ
- G+0.3EY+0.3EX+EZ

G: charge permanente.

E: charge sismique.

On introduit le spectre de réponse au logiciel SAP2000 est on obtient les résultats des sollicitations avec les combinaisons accidentelles.

Notre pont implanté sur un site ferme dans une zone de sismicité moyenne (Zone II-a).

On constate que les sollicitations dues au séisme (voire annexes) sont moins importantes que les sollicitations dues à la combinaison la plus défavorable de l'étude statique donc en point de vue de comportement sismique de pont, le dimensionnement de l'étude statique vérifie la stabilité de notre ouvrage.

CINEMATIQUE DE LA REALISATION

<<Il faut toujours apprendre à chercher car l'information ne vient jamais seule »

'' Zenidi * Guerbouz''

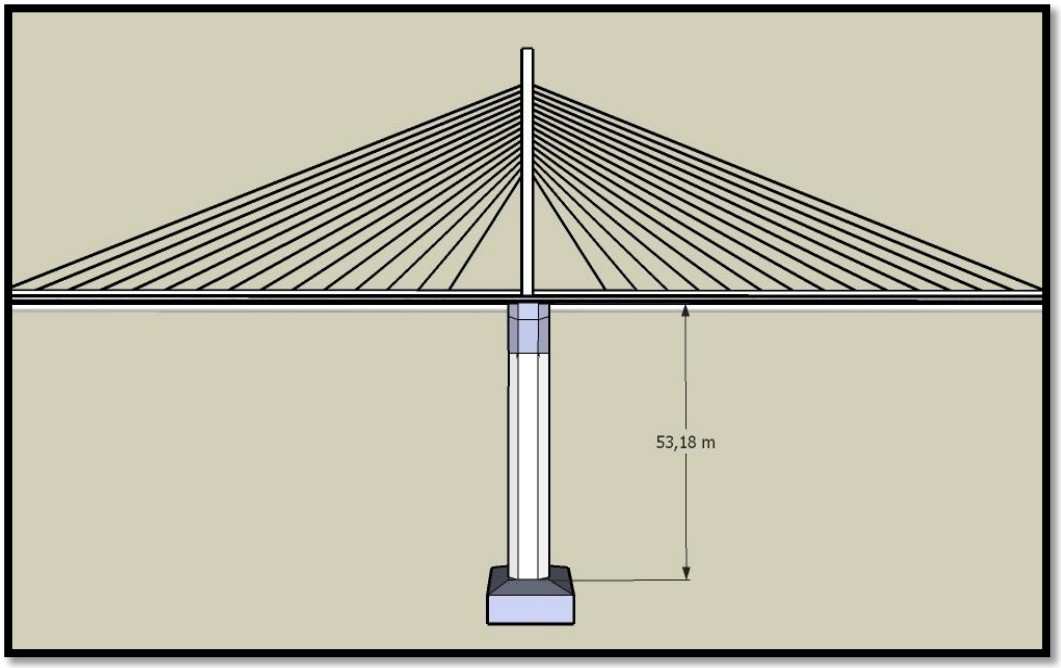


CHAPITRE XII : « Cinématique de la réalisation »

XII-1- Introduction :

La méthode de construction d'un pont à haubans est largement tributaire de sa conception d'ensemble. D'une manière générale, tout pont à haubans reste un ouvrage exceptionnel quelle que soit sa portée déterminante. Sa conception et son mode d'exécution sont donc étudiés au cas par cas, par un bureau d'études expérimenté, en tenant compte aussi bien des contraintes spécifiques que des possibilités offertes par le site. Il ne saurait donc y avoir de méthode générale de construction ou de dispositions standardisées. On peut cependant établir une distinction entre les ouvrages comportant un ou des viaducs d'accès et ceux qui n'en comportent pas.

XII-2- Exécution du fléau :

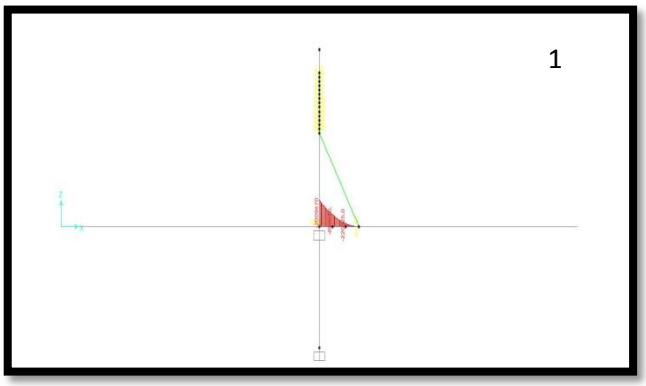


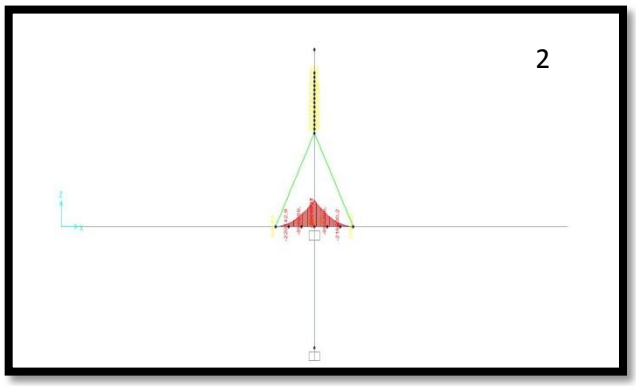
L'exécution du fléau se fait en tenant compte les effets de vent et les surcharges de chantier, on commence tout d'abord par le coffrage et le bétonnage du pylône, la mise en œuvres des voussoirs en commençant par celui sur pile .

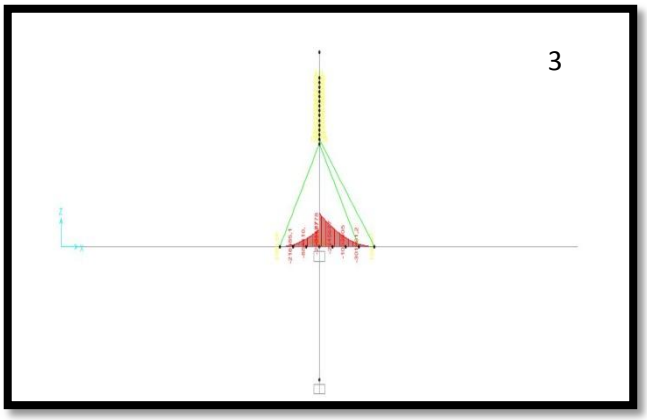
Les voussoirs sont encastrés au pylône à l'aide des câbles de précontrainte et ils sont retenus par les haubans avec un réglage préalable approprié à la construction du fléau avant le clavage.

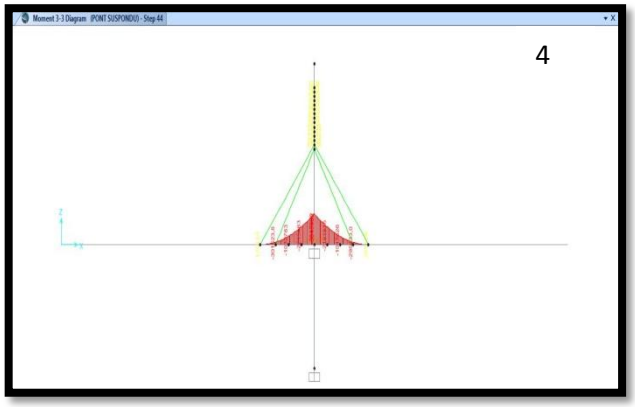
Une grue **Potain Topkit MD 250** équipée d'une flèche de 60 m est destinée à appuyer tous les travaux relatifs à l'exécution des Piles et des pylônes depuis l'exécution de la Semelle jusqu'à la fin des encorbellements successifs.

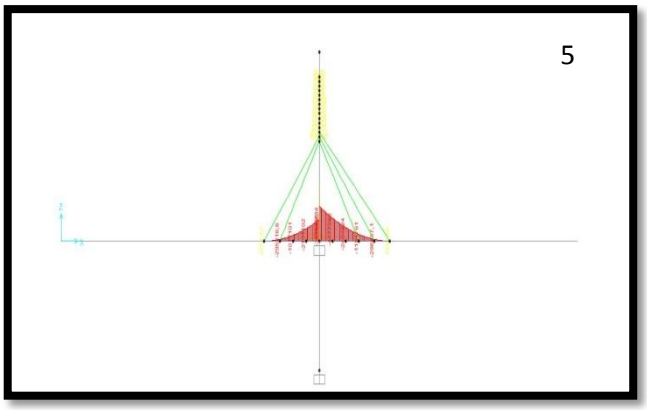
Les schémas ci-dessous présentent la variation du moment fléchissant en cour d'exécution, cette cinématique a été faite par le logiciel **CSi Bridge**

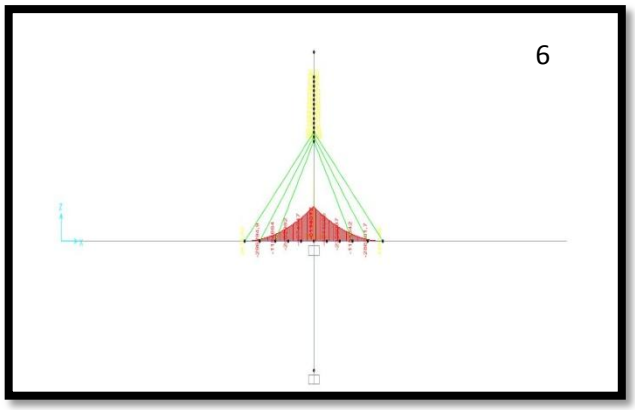


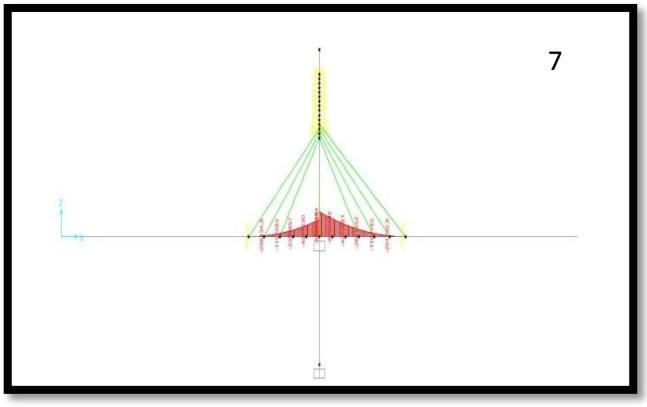


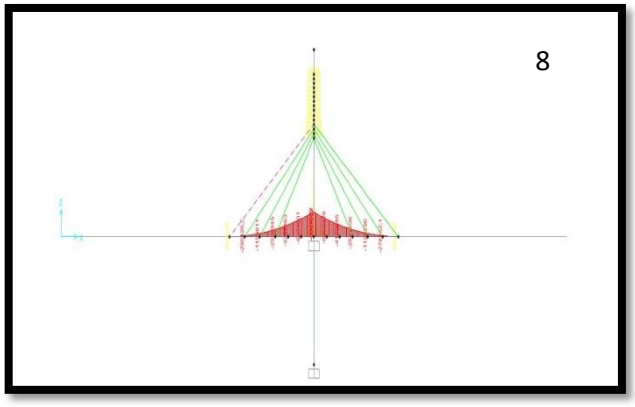


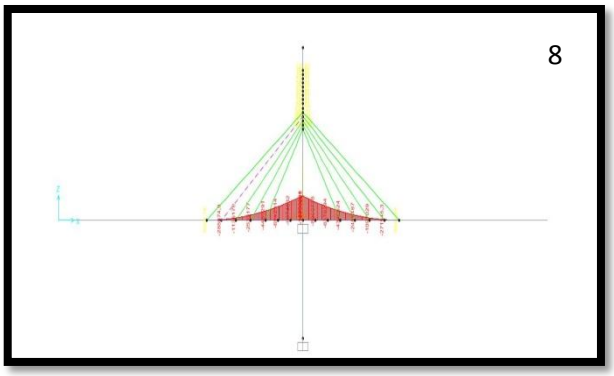


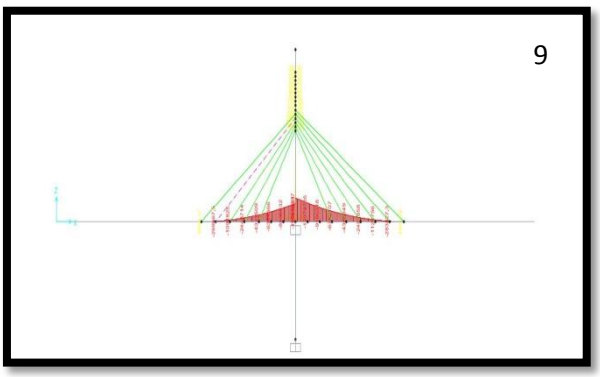


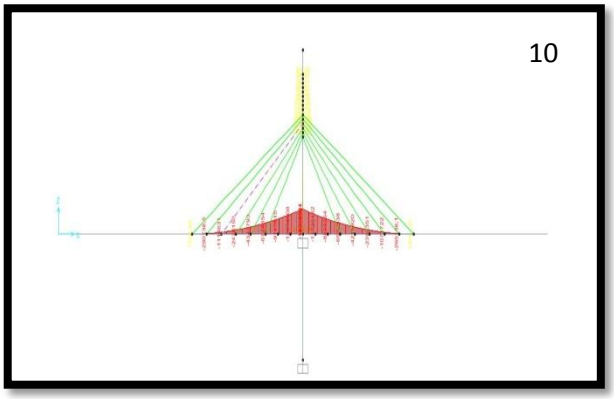


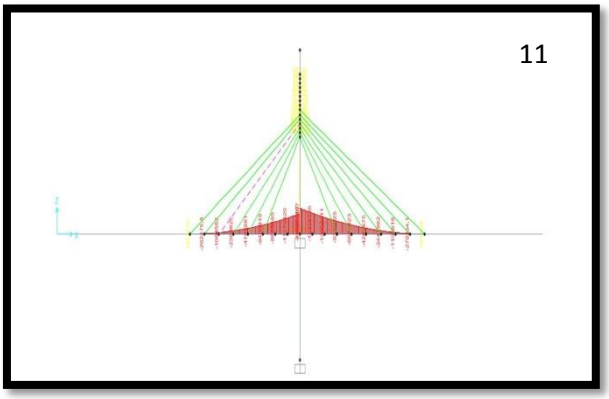


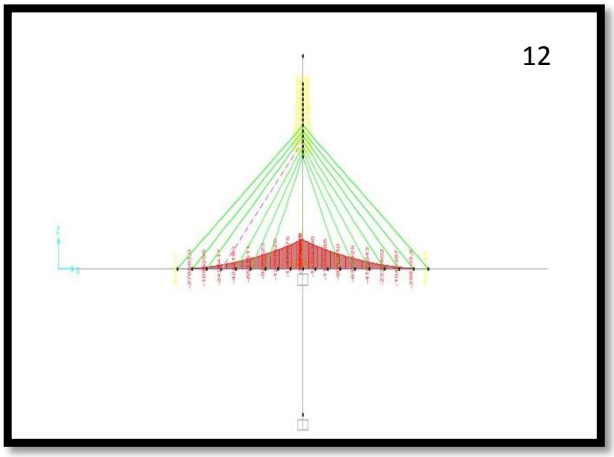


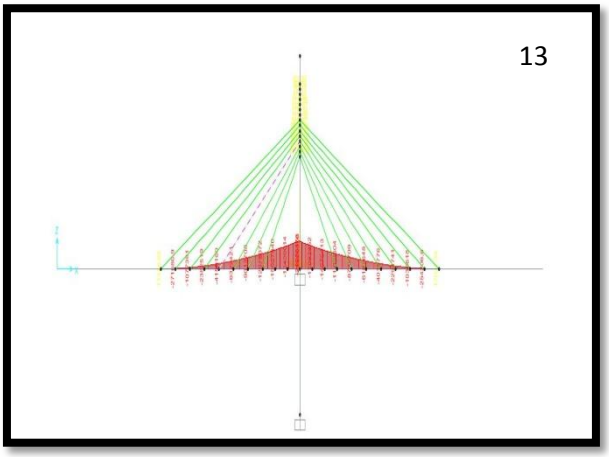

8

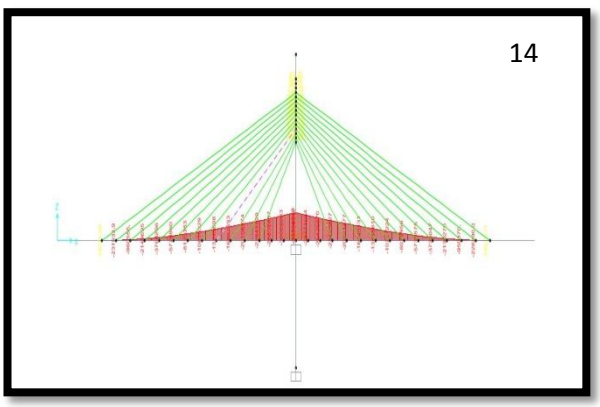

9

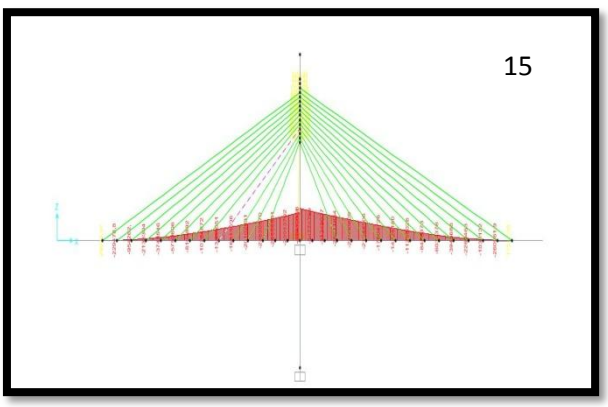

10


11

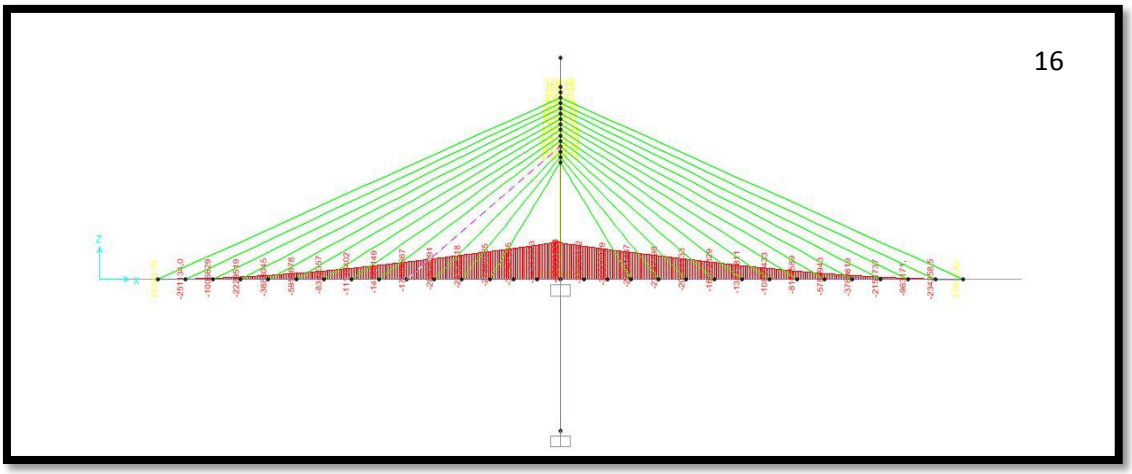

12


13

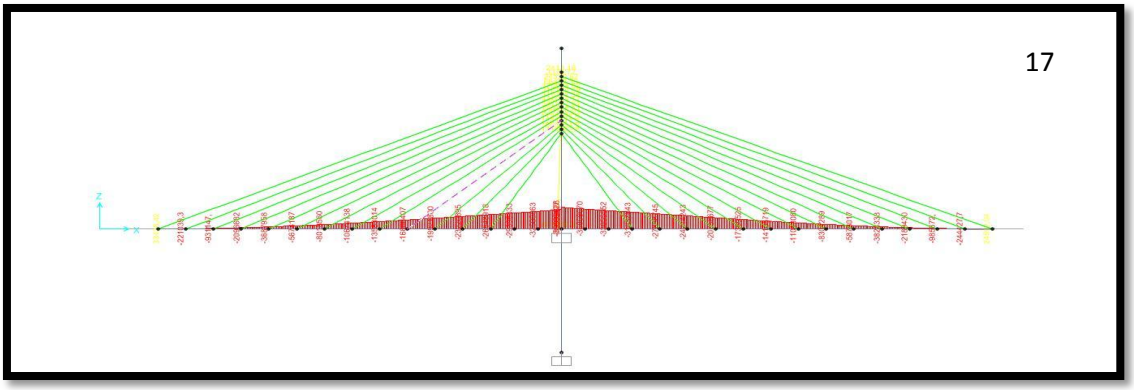

14


15

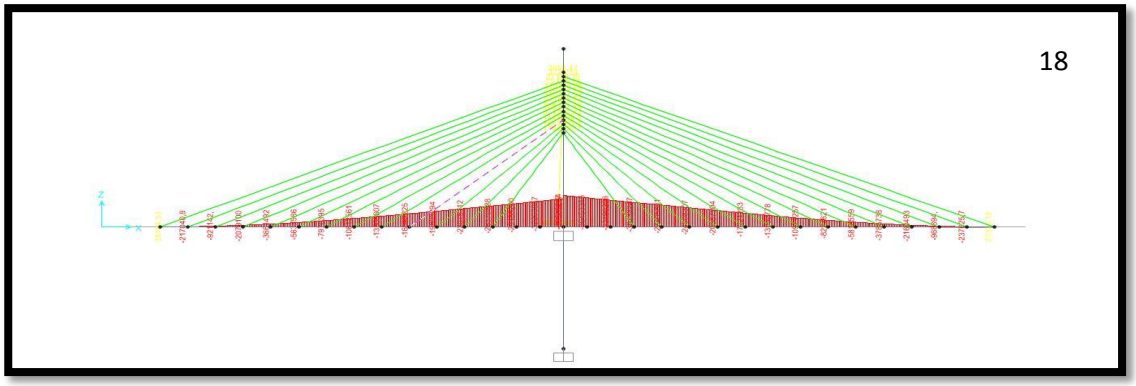
16



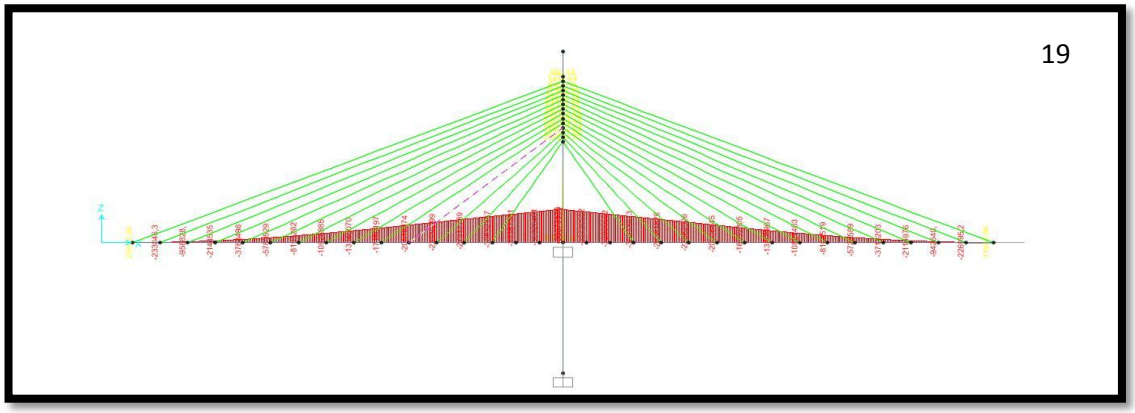
17



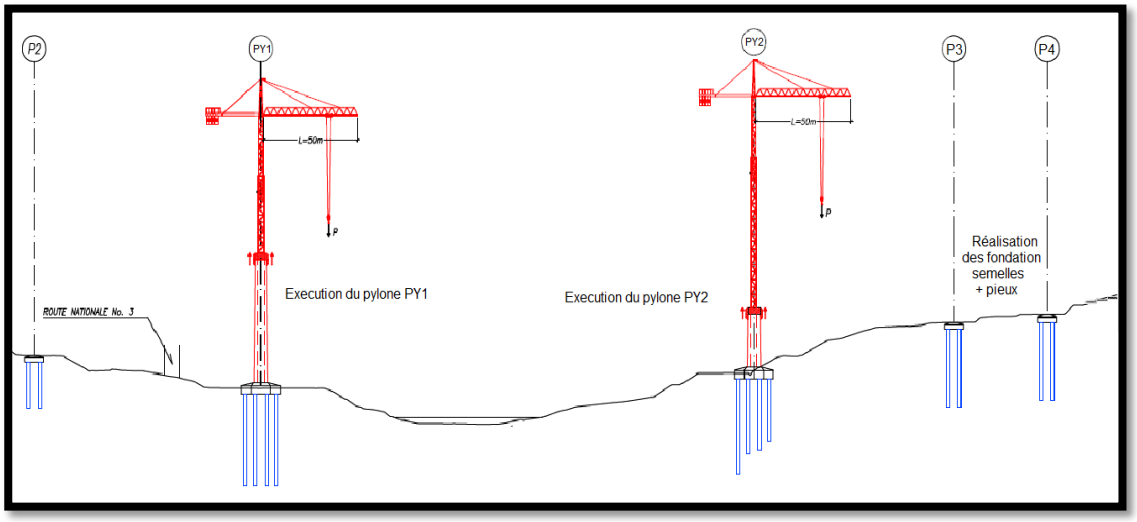
18

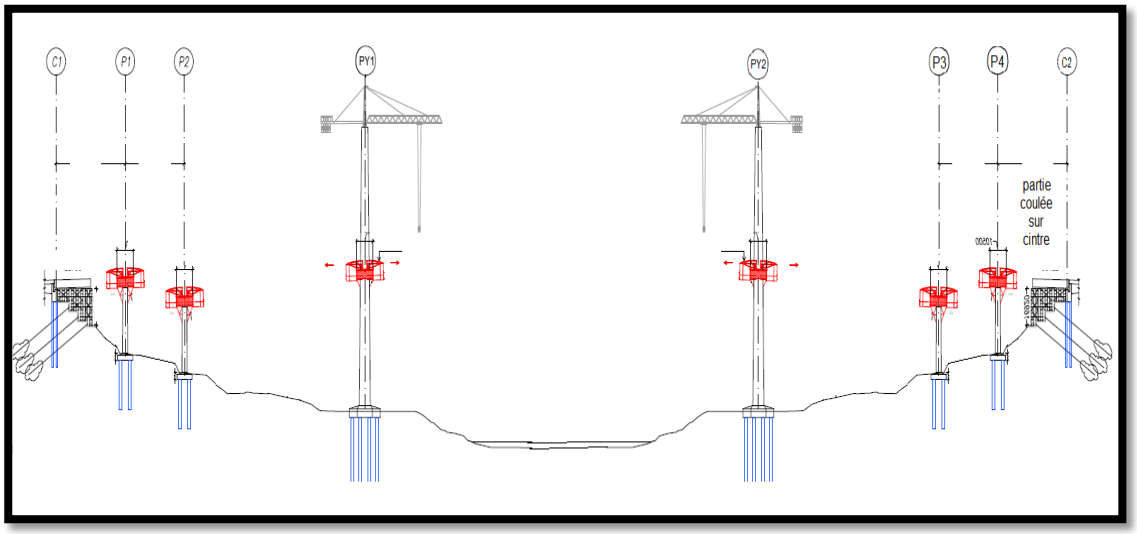


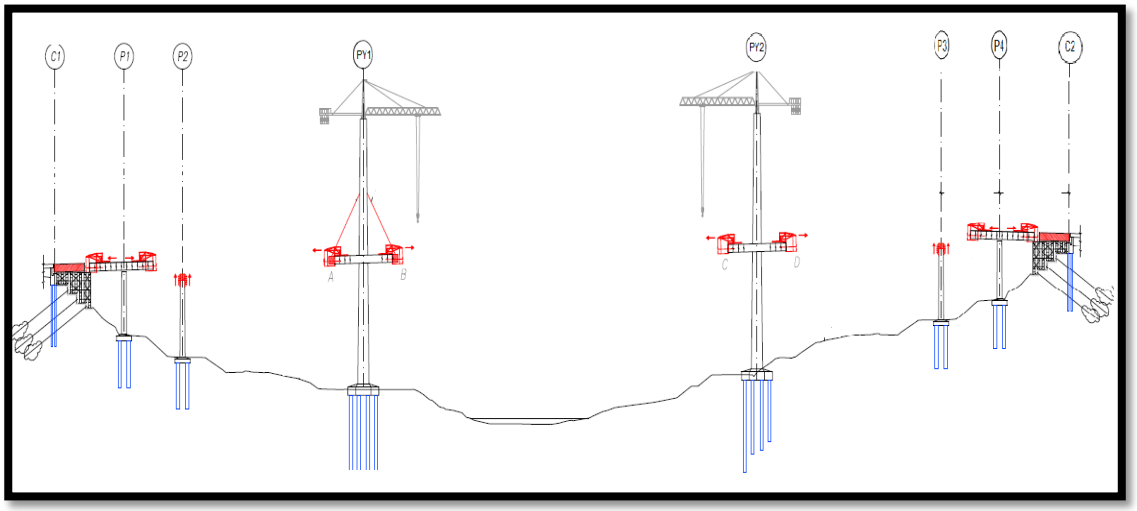
19

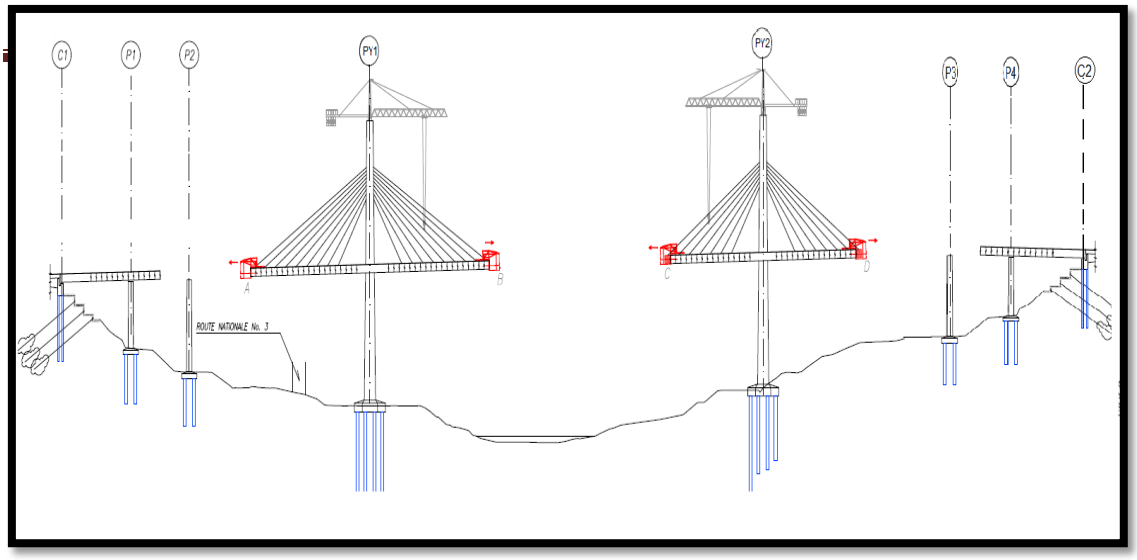


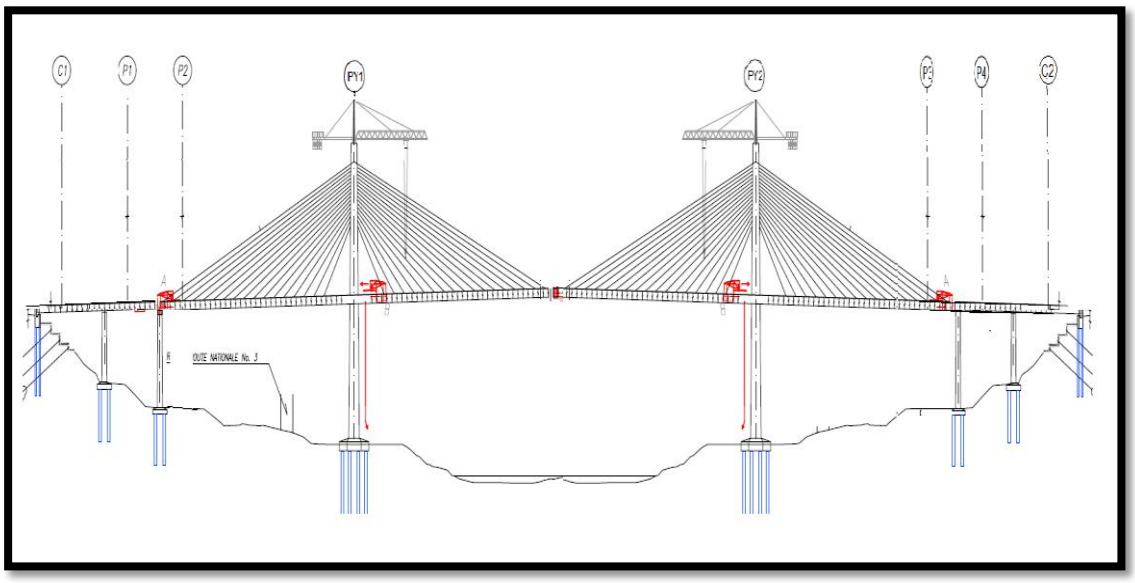
XII-3- Cinématique générale de l'exécution :

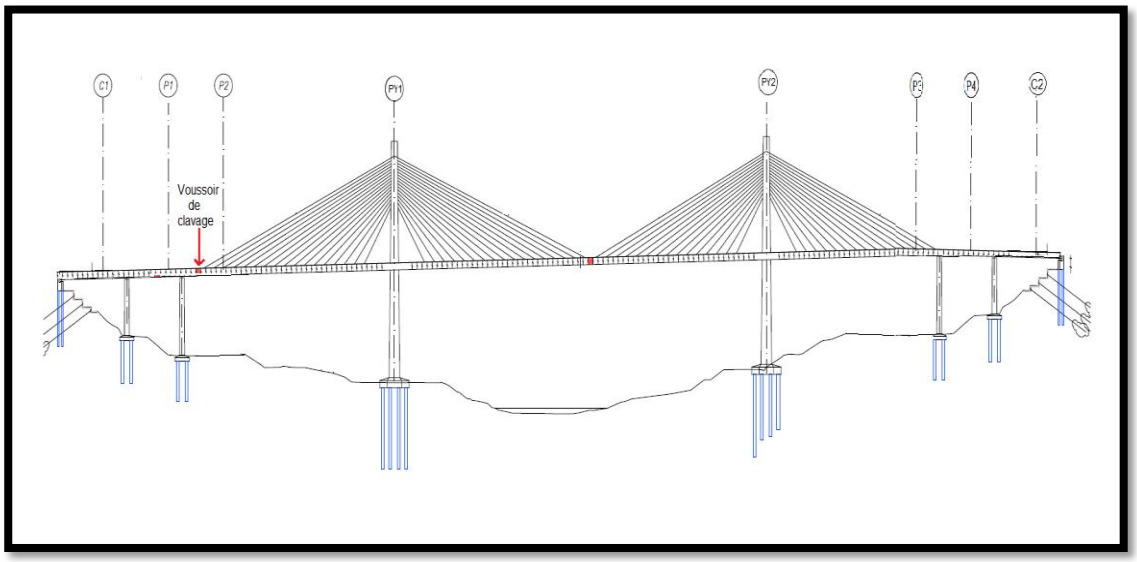




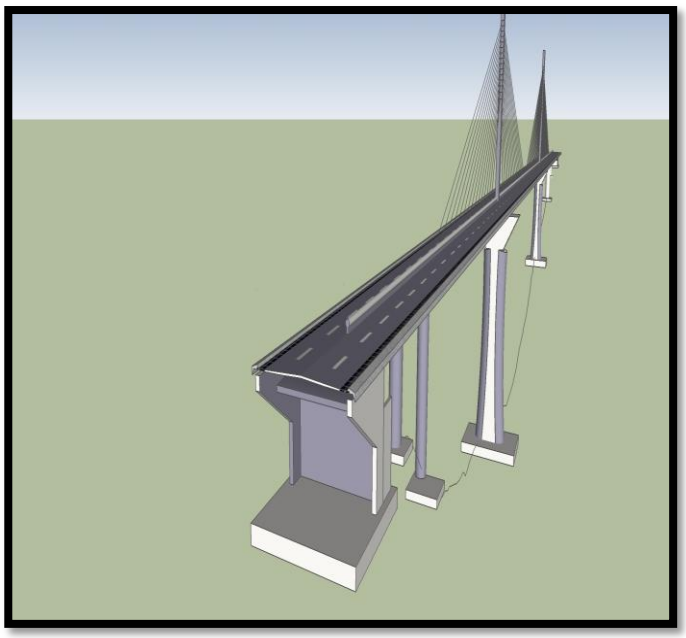


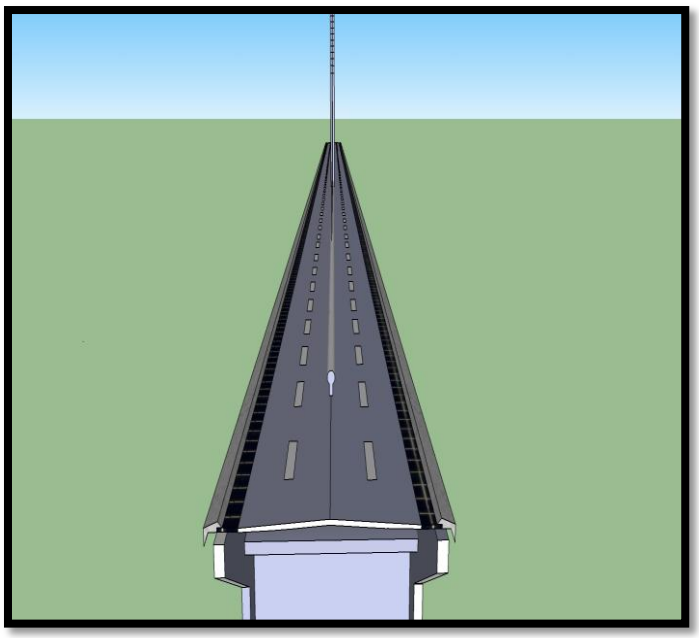

C1
P1
P2
PY1
PY2
P3
P4
C2
ROUTE NATIONALE No. 3

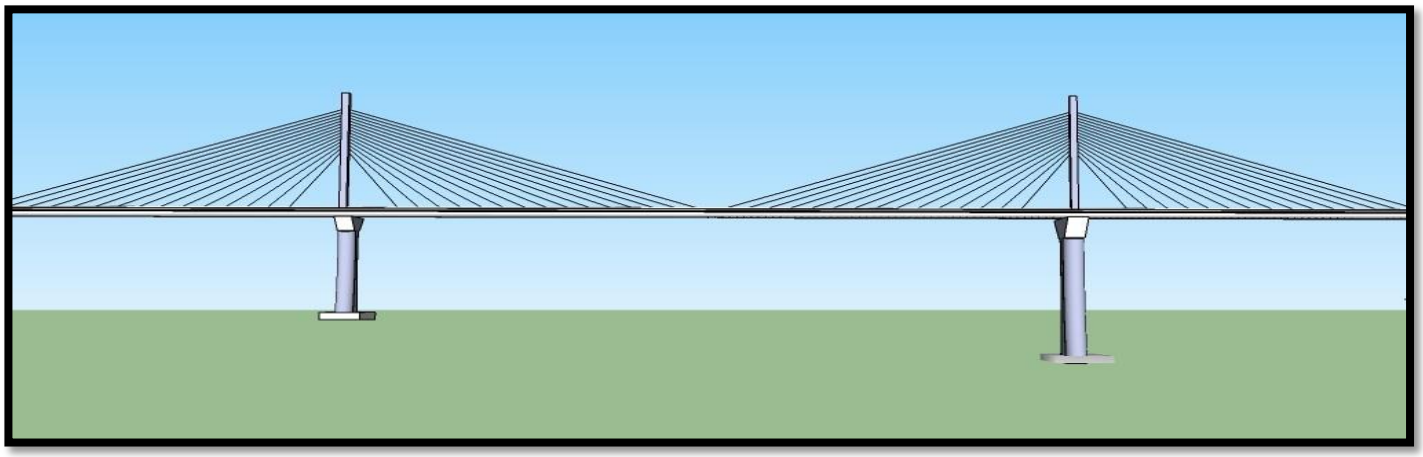

C1
P1
P2
PY1
PY2
P3
P4
C2
ROUTE NATIONALE No. 3


C1
P1
P2
PY1
PY2
P3
P4
C2
Voussoir de clavage

XII-4- Simulation 3D de l'ouvrage :









CONCLUSION GENERALE

<<Les meilleurs professeurs sont ceux qui savent se transformer

en ponts et qui invitent les élèves à les franchir.»

K.Nikos



CONCLUSION

Au terme de cette thèse nous avons abouti que la démarche itérative de la conception nous a enseignée sur plusieurs niveaux.

En premier lieu, nous nous sommes aperçus de l´importance de simplifier au maximum possible des calculs. Il faut aller du simple au compliqué afin d´aboutir aux résultats cohérents. Ensuite, nous avons compris l´importance d´attaquer les problèmes l´un après l´autre pour trouver une solution structurée. Tout mélange des calculs crée un chaos insurmontable, et conduit à l´échec de la conception.

De plus, cet exercice nous a montré l´importance de la capacité d´autodidactisme de l´ingénieur. Bien qu´étant en dernière année des études en Travaux Publics, nous étions obligés de nous former dans un court délai sur la technologie et le calcul des ponts haubanés.

Ce projet de fin d'études, nous a également permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, aussi comment appliquer tous les règlements (BPEL et BAEL, EUROCODE, SIA, SETRA….etc.) et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (SAP, A-CAD, CSi Bridge, Google sketch up V7…..etc.) d'autre part.

Finalement, l´expérience du travail en équipe (travail en collaboration) nous a démontré l´importance de l´organisation lors d´un projet.

A la fin de ce projet , nous croyons que nous avons obtenu le potentiel de concevoir – après entraînement spécifique – un grand ouvrage d´art. C´est cette confiance qui était le plus formateur de cet exercice.

Liste des Tableaux

Tableau I-1 : Accélération maximale du sol coefficient A. ……..……03
Tableau II-1 : Disposition des câbles. ……..……..……23
Tableau II-2 : Analyse multicritères. ……..……30
Tableau III-1 : Resistance de compression caractéristique. ……..……32
Tableau IV-1:Les caractéristiques mécaniques des voussoirs. ……..……36
Tableau IV-2: Valeurs du coefficient a_1. ……..……..……40
Tableau IV-3: Valeurs du coefficient a_1……..……..…42
Tableau IV-4 : Valeurs de A(l)…… ……..……..…44
Tableau IV-5 : Valeurs du coefficient bc.. ……..…44
Tableau IV-6 : Valeurs de δ ……..……..……46
Tableau IV-7 : Valeurs de δbt pour tous les 3 cas. ……..……..…47
Tableau IV-8 : Valeurs de δbr pour tous les 3 cas. ……..……..…48
Tableau IV-9 : Valeurs de δ MC120 pour les 3 cas. ……..…49
Tableau IV-10: Tableau des combinaisons. ……..……..…53
Tableau V-1 : calcul des sections des haubans**.** ……61
Tableau V-2 : calcul des sections des câbles de retenu…….61
Tableau V-3: calcul de la compression dans le mât……...……62
Tableau V-4 : calcul de la compression dans le tablier. ……..…63
Tableau V-5 : calcul des sections définitives des haubans. ……64
Tableau V-6: Calcul des sections définitives des câbles de retenu. ……...……64
Tableau V-7: Calcul de la compression dans le mât. ……...……..65
Tableau V-8 : calcul de la compression dans le tablier. ……..……66
Tableau V-9 : Vérification des allongements et des contraintes dans les câbles. ……..……70
Tableau VI-1: calcul de la précontrainte de fléau. ……...…..77
Tableau VI-2: Caractéristiques géométriques du tracé en élévation des câbles. ……..……79
Tableau VI-3: Caractéristiques géométriques du tracé en plan des câbles. ……..……81
Tableau VI-4: Nombre de câbles nécessaires pour la travée centrale. ……..……83
Tableau VI-5: Perte de tensions dues aux frottements. ……..…87
Tableau VI-6: Perte de tensions dues aux reculs d'ancrages. ……...88
Tableau VI-7: Perte de tensions dues aux relaxations des câbles. ……....91
Tableau VI-8 : Valeurs des contraintes inferieures et supérieures du demi fléau. ……93
Tableau VI-9: Valeurs des contraintes inferieures et supérieures en phase de service. ……94
Tableau VI-10: Valeurs de l'effort tranchant dans chaque section. ……..96
Tableau VII-1 : les moments max et min sous la combinaison la plus défavorable. ……99
Tableau VII-2 : les sections d'aciers et le choix des barres pour chaque élément. ……..…100
Tableau VIII-1: Réactions d'appuis sous différentes combinaison. ……..……...…110
Tableau VIII-2 : Différents modèles des joints Wd. ……..……..……120
Tableau VIII-3 : Caractéristiques physiques des joints Wd. ……..……..…120
Tableau VIII-4 : Tableau dimensions externes de l'ancrage hauban (en mm). ……...……123
Tableau IX-1 : Les hauteurs des piles et pylônes. ……..……..……126
Tableau IX-2 : Sollicitations sous la combinaison la plus défavorable. ……..……**129**
Tableau IX-3 : Valeurs d'As. ……..……..……...…135
Tableau X-1 : L'ensemble des cotes de l'ouvrage. ……..……..……141
Tableau X-2 : Valeurs des paramètres Ka_h, K et ε_H et ε_V. ……..……..……145
Tableau X-3 : Calcul de stabilité de la culée. ……..……..……145

Tableau X-4 : Calcul des poussées dues aux terres. ……..……149
Tableau X-5 : Calcul des poussées dues aux remblais. ……..……150
Tableau X-6 : Les moments et les efforts globaux. ……..……152
Tableau XI-1 : mode de vibrations. ……..……..……...164

Liste des figures

Figure I-1 : Le site de projet……02
Figure II-1: tracé en plan de notre ouvrage……05
Figure II-2 : Profil en long. ……06
Figure II-3 : Profil en travers type de la chaussé existante. ……06
Figure II-4 : Répartition des travées du viaduc.……08
Figure II-5 : Coupe transversale du caisson. ……09
Figure II-6 : Section transversal du voussoir sur pile. ……10
Figure II-7 : Section transversal du voussoir à la clé. ……10
Figure II-8 : type de suspension. ……13
Figure II-9 : vue en élévation du pylône. ……14
Figure II-10 : coupe schématique du tablier. ……15
Figure II-11 : suspension du tablier sur un câble porteur. ……15
Figure II-12 : Coupe transversale de la poutre. ……16
Figure II-13 : Répartition des travées. ……19
Figure II-14 : type d'haubanage. ……20
Figure II-14 : Différent types de pylônes. ……21
Figure II-15 : Coupe transversale du pylône. ……22
Figure II-16 : Disposition des câbles. ……24
Figure II-17 : Coupe transversale du caisson. ……26
Figure II-18 : Ancrages des haubans sur le tablier. ……28
Figure III-1 : Câbles de haubans. ……34
Figure IV-1 : Garde corps. ……37
Figure IV-2 : Coupe transversale sur trottoir et corniche. ……37
Figure IV-3 : Glissière de sécurité en acier. ……38
Figure IV-4 : Glissière de sécurité en béton armé GBA. ……38
Figure. IV-5 : Surcharges routières. ……39
Figure IV-6 : Dimensions du système Bc. ……43
Figure IV-7 : Dimensions du système Bt. ……47
Figure IV-8 : Dimensions du système Br. ……48
Figure IV-9 : Dimensions du convoi Mc120. ……48
Figure IV-10 : Dimensions du convoi D240. ……49
Figure IV-11 : Sollicitations engendrées par le vent. ……50
Figure IV-12 : Abaques pour la détermination des coefficients CT,CN,CM . ……51
Figure IV-13 : Poutre du pont sur champs de vent. ……51
Figure IV-14 : Modèle du pont. ……55
Figure IV-15 : Vue en 3D du modèle. ……56
Figure V-1: schéma répartition des forces sur les haubans. ……58
Figure V-2 : schéma des forces. ……58
Figure V-3 : Schéma d'équilibre des forces. ……60
Figure V-4 : Disposition des câbles. ……60
Figure V-5 : Comportement géométrique d'un câble de module d'élasticité E=∞……67
Figure V-6: Rapport Ei/E_0 indiquant l'influence de la flèche d'un hauban sur sa rigidité. ..68
Figure V-7 : Allongement des câbles. ……69
Figure V-8 : raccourcissement des câble……69
Figure V-10 : Principe d'isotension selon le nombre de toron. ……71

Figure VI-1 : Phase de construction de la console. ……..…73
Figure VI-2 : Disposition des câbles de fléau en élévation……..…79
Figure VI-3 : Disposition des câbles de fléau au niveau du gousset. ……..80
Figure VI-4 : Disposition des câbles en plan. ……..…81
Figure VI-5 : diagramme des tensions. ……..…88
Figure VII-1 : Modèle numérique de la section au niveau du pylône. .……97
Figure VII-2 : Ferraillage du voussoir. . ……. ……. ……..…100
Figure VII-3 : répartition des armatures du mât. ……. …… … **….** 103
Figure VII-4 : abaque de la flexion oblique pour η=2. . …. ……..…….104
Figure VII-5 : abaque de la flexion oblique pour η=∞.. . ……104
Figure VII-6 : Ferraillage du mât. . ……. ……108
Figure VIII-1 : Appareil d'appui. . ……. ……..109
Figure VIII-2 : Appareil d'appuis en élastomère fretté. . ……..110
Figure VIII-3 : Déformation d'appareil d'appuis. . ……. ……..…114
Figure VIII-4 : Dimensions de l'appareil d'appui. . … ……115
Figure VIII-5 : Dimensions de dés d'appuis. . …. ……. …….115
Figure VIII-6 : Joint de chaussée. . ……. ……117
Figure VIII-7 : Joint du type Wd (souffle moyen). . …. ……. ……119
Figure VIII-7 : Mise en place du joint. . …. ……. ……...120
Figure VIII-8 : Ancrage type. . … ……. ……..…121
Figure VIII-9 : Ancrage de type n HD 2 000 F (fixe). . ……...122
Figure VIII-10 : Ancrage de type n HD 2 000 R (réglable). . ……. ……..…122
Figure IX-1 : Vue générale des piles et pylônes. . ……. ……..…125
Figure IX-2 : Coupe transversale à la base Du pylone . . ……..…126
Figure IX-3 : Coupe longitudinale du pylone. . ……. .…127
Figure IX-4 : Coupe transversale à l'about du pylone. .……. ……..…127
Figure IX-5 : Coupe transversale à l'about du pylone. ……. ……..128
Figure IX-6 : Répartition des armatures dans le pylone. . ……..…..…129
Figure IX-7 : Abaque de Walther pour la flexion oblique. . ……130
Figure IX-8 : Schéma du ferraillage de du pylône. . ……132
Figure IX-9 : Fondation (sous Pylône) sur quatre files de pieux. . ……..…134
Figure IX-10 : Disposition des pieux vue en plan. . ……. ……..……134
Figure IX-11 : Ferraillage de la semelle. . ……. ……136
Figure IX-12 : Abaque de Walther. . ……. ……138
Figure IX-13 : Ferraillage des Pieux. . ……. ……. ……139
Figure X-1 : Morphologie d'une culée remblayée. . ……141
Figure X-2 : Coupe longitudinale d'une culée remblayée. . ……. ……...143
Figure X-3 : Vue en plan d'une culée remblayée. . ……. ……143
Figure X-4 : Coupe transversale d'une culée remblayée. . ……...……144
Figure X-5 : Dimensions de la culée remblayée. . ……. ……..……151
Figure X-6 : Répartition de la poussée. . ……. ……...…154
Figure X-7 : Ferraillage u mur garde grève. . ……. ……. ……156
Figure X-8 : Ferraillage de la dalle de transition. . ……. ……. ……157
Figure X-9 : Ferraillage du corbeau. . ……. ……158
Figure X-10 : Ferraillage du mur en retour. . ……. ……..……161
Figure XI-1 : Modélisation d'un système à un degré de liberté. . ……161
Figure XI-2 : Modélisation d'un système à N degrés de liberté. . ……163
Figure IX-3 : Diagramme de la vitesse critique théorique de flottement R. Walther. …166
Figure XI-4 : classification physiologique basée sur l'amplitude du mouvement R.Walther **168**
Figure XI-5: Spectre de réponse en accélérations RPOA(2008). . ……169

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages :

- René Walther, Ponts haubanés Tome I et II. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
- Fascicule 61 titre II : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et Les épreuves des ponts routes, Septembre 1976.
- Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art « RPOA » 2008.
- J.A. Calgaro, Anne Bernard-Gély. Conception des ponts.
- Le BAEL 91 révisé 99.
- Le BPEL.
- Documents SETRA.
- Abaques de R.WALTHER.
- Catalogue Freyssinet.
- Piles et palés (PP73) SETRA.
- Ponts construits par encorbellement successifs J.Mathivat.
- Cable supported bridges(concept and design) Niels J.GIMSING.

Cours:

- Cours 4ème année d'O.A. Mr. FEDGHOUCHE, E.N.S.T.P.
- Cours mécaniques des sols 4ème année, Mr BEN.ABDELOUAHAB, E.N.S.T.P.
- Cours 4ème année béton armé Mr.BENREDOUANE E.N.S.T.P.

Thèses :

- Thèses (ENSTP).
- Thèses (ENPC).
- Thèses (ENTPE).

Logiciels :

- SAP2000 V14.
- CSi Bridge V15.
- Microsoft office 2007.
- Autocad 2008 : logiciel de dessin.
- Robot Structural Analysis 2010**.**
- Robot expert (ferraillage).
- Google sketch up V7.

WEBOGRAPHIE

- **www.weakepedia.com**
- **www.structurae.de**
- **www.dsi-international.com**
- **Forums sur internet : BTP Live, Le monde du génie civil, Civil Mania**