

REPUBLIQUE DU SENEGAL

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



GC0062

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

CENTRE DE THIES

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

**Titre : Analyse structurale et prédimensionnement
d'un Pont Haubané**

Auteur : Cheikh Ahmet Tidiane NDOYE

Directeur : Prof. Moustapha NDIAYE
Dr. ès Sciences Structure

Année académique : 2003/2004

Dédicaces

Après avoir rendu grâce à ALLAH soubahanahou wa tahalaa et prier sur son prophète Mouhammad (PSL)

Je dédie ce modeste travail à :

- mon père et à ma mère pour le soutien moral qu'ils n'ont cessé de m'apporter durant toute ces années d'études ;
- mes frères et sœurs ,
- mes promotionnaires
- ainsi qu'à tous ceux qui me sont chers.

Remerciements

Je ne saurais rédiger ce présent rapport sans au préalable adresser mes remerciements à :

- Monsieur Moustapha NDIAYE, professeur à l'école supérieure polytechnique de Thiès, pour son aide très précieuse. En effet tout au long de ce projet il n'a cessé de témoigner son intérêt, sa disponibilité et son dévouement pour la réussite de ce projet. Ses critiques et ses remarques m'ont permis de relever ce grand défi qu'est l'analyse structurale d'un pont haubané ;
- L'ensemble du corps professoral pour la qualité de l'enseignement dispensé ;
- L'ensemble des élèves de l'école en général et de notre promotion en particulier pour leur solidarité ;
- Tous ceux de près ou de loin, sous quelque forme que ce soit, ont contribué à la réussite de ce projet de fin d'études.

Sommaire

Pendant ces dernières années les ponts haubanés ont connu un développement spectaculaire. Ces ponts qui permettent le franchissement de grandes portées, le tablier constitue la membrure de compression d'un treillis dont les haubans sont des diagonales tendues.

Ce projet de fin d'étude titré « Analyse structurale et prédimensionnement d'un pont haubané », pourrait s'inscrire dans la phase préliminaire d'un projet de conception d'un pont.

En effet il s'agira dans cette étude de faire l'analyse structurale et le prédimensionnement d'un prototype de pont haubané, qui aura une longueur extensible et pourra de ce fait être calé sur un ou plusieurs site(s) possible(s).

Pour atteindre notre but, notre étude comprendra :

- une première partie où il s'agit de faire l'historique des ponts haubanés qui occupe une place importante dans l'analyse et ensuite de ces généralités ;

- Eu égard de l'importance de l'élément poutre dans cette structure, nous allons consacrer une deuxième partie au développement d'une poutre courbe avec prise en compte des effets dynamiques et au calcul des propriétés de section ;

- une troisième partie qui portera sur le choix d'un prototype;

- et enfin nous passerons au prédimensionnement et à l'analyse structurale du prototype choisi.

Table des matières

	PAGE
Dédicaces.....	I
Remerciements.....	II
Sommaire.....	III
Table des matières.....	IV
Liste des annexes.....	VII
Liste des figures.....	VIII
Liste des tableaux.....	IX
Liste des symboles et abréviations.....	X
Introduction.....	1
CHAPITRE 1 : Historique et généralité sur les ponts haubanés.....	3
1.1 Historique	3
1.2 Conception générale des ponts haubanés.....	6
1.2.1 Configuration des haubans.....	8
1.2.1.1 Nombre de nappes de haubans.....	10
a) Systèmes pourvus d'une suspension centrale.....	10
b) Systèmes pourvus d'une suspension latérale.....	11
c) Systèmes pourvus de trois nappes de haubans.....	11
1.2.1.2 Ecartement des haubans	11
1.2.2 Le tablier.....	11
1.3 Modélisation de la structure.....	12
1.3.1 Modèles plans.....	12
1.3.2 Modèles spatiaux.....	16
CHAPITRE 2 : Développement et calcul de propriétés de section de l'élément poutre.....	17
2.1 Les effets dynamiques.....	17
2.2. Conditions d'équilibre.....	18
2.2.1 Efforts.....	18
2.2.2 Expressions vectorielles et matricielles.....	18

2.3	Expression de la loi constitutive.....	19
2.4	Equations aux dérivées partielles fondamentales (EDPF).....	21
2.5	Calcul pratique des propriétés de section.....	23
2.5.1	Le centre de gravité ou centroïde (premier moment de section).....	23
2.5.2	Les moments d'inertie (Seconds moments de section).....	24
2.5.3	Le moment d'inertie polaire ou quadratique.....	25
2.5.4	Le produit d'inertie ou moment produit d'une section.....	25
2.5.5	Les produits d'inertie de gauchissement, les coordonnées du centre de torsion et le moment d'inertie de gauchissement.....	26
2.5.6	Avantages des sections en profils minces fermées par rapport aux sections en profils minces ouvertes.....	28
CHAPITRE 3 : Choix du prototype à étudier.....		31
3.1	Fixation de la géométrie du pont.....	32
3.1.1	Allure générale.....	32
3.1.1.1	Distribution des travées.....	33
3.1.1.2	Travées de rive.....	33
3.1.1.3	Travées centrales (haubanées).....	34
3.1.2	Prédimensionnement de quelques composantes du pont.....	34
3.1.2.1	Prédimensionnement du tablier.....	34
3.1.2.2	Choix et prédimensionnement du pylône.....	38
3.1.2.3	Les haubans.....	41
3.2	Choix des éléments accessoires de l'ouvrage.....	49
3.2.1	Appareils d'appui.....	49
3.2.2	Joints d'étanchéité.....	50
3.2.3	Chenaux de drainage.....	51
3.2.4	Garde-corps.....	51
CHAPITRE 4 : Analyse et prédimensionnement du prototype choisi.....		52
4.1	Estimation des charges et surcharges.....	52
4.1.1	Charges permanentes.....	53
4.1.2	Surcharges d'exploitation.....	53
4.2	Détermination des efforts.....	55
4.2.1	Cas de charge adopté.....	56

4.2.2 Réaction et moment de réaction sur appui.....	56
4.2.3 Effort normal.....	61
4.2.4 Prédimensionnement des haubans.....	66
4.2.5 Prédimensionnement du mât.....	71
4.2.6 Moments fléchissants maximaux en travée et des moments fléchissants sur appuis.....	73
Conclusion et Recommandations.....	75
ANNEXES.....	77
Références.....	90

LISTE DES ANNEXES

	PAGE
ANNEXE 1 : Equations aux dérivées partielles fondamentales.....	78
ANNEXE 2 : Exemples de programme de calcul de propriétés de section sur Maple 6 + résultats.....	82

LISTE DES FIGURES

	PAGE
Figure 1.1 : Projet de Loescher, Allemagne, 1784.....	4
Figure 1.2 : Pont de Strömsund, Suède, 1955.....	5
Figure 1.3 : Friedrich Ebert Brücke, Allemagne Fédérale, 1967.....	6
Figure 1.4 : Pont de Diepoldsau. Modèle plan.....	14
Figure 1.5 : Pont de Pasco-Kennewick. Modèle plan.....	15
Figure 2.1 : Poutre à paroi mince et ouverte.....	26
Figure 3.1 : Disposition optimale d'une travée de rive.....	33
Figure 3.2 : Dimensions du caisson.....	36
Figure 3.3 : Exemples de mât en A.....	39
Figure 3.4 : Type de pylône proposé.....	40
Figure 3.5 : Disposition longitudinale des haubans.....	42
Figure 3.6 : Disposition des haubans au niveau du mât.....	44
Figure 3.7 : Ancrage des haubans au niveau du mât.....	45
Figure 3.8 : Vue en plan de la disposition des ancrages au niveau du mât.....	45
Figure 3.9 : Vue en plan de la disposition des ancrages.....	46
Figure 3.10 : Ancrage des haubans au niveau du tablier.....	46
Figure 3.11 : Ancrage extérieure.....	47
Figure 3.12 : Profil en long du pont.....	48
Figure 3.13 : Appui fixe.....	50
Figure 3.14 : Appui mobil.....	50
Figure 4.1 : Cas de chargement adopté pour l'analyse du pont en modèle poutre.....	56
Figure 4.2 : Transmission des efforts aux haubans.....	61
Figure 4.3 : Répartition des efforts normaux au niveau des haubans.....	65
Figure 4.4 : Détail des haubans Freyssinet.....	68

LISTE DES TABLEAUX

	PAGE
Tableau 3.1 : Domaine de charge habituelle des appuis.....	49
Tableau 4.1 : Efforts dans la partie Ouest du pont.....	58
Tableau 4.2 : Efforts dans la partie de Est du pont.....	59
Tableau 4.3 Efforts retenus après calcul au niveau des haubans et du mât.....	60
Tableau 4.4 : Effort normal au niveau des voussoirs.....	62
Tableau 4.5 : Effort normal transmis aux haubans.....	64
Tableau 4.6 : Dimensionnement de la section des haubans.....	69
Tableau 4.7 : Nombre de torons et longueur de chaque hauban.....	70
Tableau 4.8 : Cumul des efforts normaux transmis au mât.....	72
Tableau 4.9 : Moment fléchissant en travée et sur appui.....	73

Liste des symboles et abréviations

s	: variable d'expression de l'abscisse curviligne
x, y, z	: coordonnées cartésiennes locales
X, Y, Z	: coordonnées cartésiennes globales
$G (Y_G, Z_G)$: coordonnées locales du centre géométrique
$C (Y_C, Z_C)$: coordonnées locales du centre de courbure-torsion
$\sigma_s, \tau_{xy}, \tau_{xz}$: déformation en coordonnées cartésiennes ($\sigma_{xx} = \sigma_s$)
$\theta_x, \theta_y, \theta_z$: rotations autour des axes locaux
$\theta_X, \theta_Y, \theta_Z$: rotations autour des axes globaux
Q_x, Q_y, Q_z	: effort normal et efforts tranchants
M_x, M_y, M_z	: moment de torsion et de flexion
M_w	: Bi-moment de torsion
$F_b \equiv \bar{F} = \left\{ F_{bx}, F_{by}, F_{bz} \right\}^T$: torseur des forces réparties appliquées dans les trois directions
$M_b \equiv \bar{M} = \left\{ M_{bx}, M_{by}, M_{bz} \right\}^T$: torseur des moments dans les trois directions
F_{vi}	: force de volume inertielle
F_{fv}	: force de freinage visqueuse
M_{vi}	: moment né de la force de volume inertielle
M_{fv}	: moment né de la force de freinage visqueuse
C	: matrice reliant les contraintes aux déformations
L	: opérateur matriciel différentiel reliant les déformations aux déplacements
Ψ	: fonction de contraintes
ω	: pulsation ou fonction de gauchissement
ω_s	: coordonnée d'aire sectorielle
ω_m	: coordonnée sectorielle moyenne
r_n	: composante normale de \mathbf{r} prise par rapport au point O au lieu du point C.

r_t	: composante tangentielle de r prise par rapport au point O.
$\omega_S(s)$: coordonnée d'aire sectorielle prise par rapport au point O.
O.M.V.S	: organisation pour la mise en valeur du fleuve Sénégal
EPT	: école polytechnique de thiès
A	: aire d'une section quelconque
L_A	: surcharge uniforme
L_{BC}	: surcharges concentrées constituées de camions
L_T	: surcharges de trottoirs
K	: coefficient de majoration dynamique
σ_g	: contrainte admissible sous le poids propre
σ_{adm}	: contrainte maximale admissible dans un hauban
β_V	: la contrainte de rupture de l'acier
EDPF	: équations aux dérivées partielles fondamentales

Introduction

A l'école supérieure polytechnique de Thiès, à la fin de ses études l'étudiant finissant doit produire un mémoire ou projet de fin d'études. Celui-ci devra porter de préférence sur un sujet de développement aux priorités nationales des pays de la sous-région.

Ce projet de fin d'études intitulé « Analyse structurale et prédimensionnement d'un pont haubané » s'inscrit dans ce cadre. En effet notre étude fait référence à un projet de fin d'études qui a été fait entre l'Ecole Polytechnique de Thiès (EPT) et l'organisation pour la mise en valeur du fleuve Sénégal (OMVS) en 1993. Il s'agit de la réalisation de ponts sur les fleuves Sénégal et Gambie. La conception de ce pont a été faite avec un modèle de pont avec tablier raidi en béton armé. Maintenant dans ce projet de fin d'étude il s'agit de faire l'analyse structurale et le prédimensionnement de l'alternative pont haubané.

Un pont haubané est un pont dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans. Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe ou en éventail. Les réactions d'appui sont verticales et l'ouvrage fonctionne comme ceux de la catégorie des ponts à poutres soumis à la flexion composée du fait de la composante horizontale de la tension des haubans.

Le domaine d'emploi des ponts à haubans tend actuellement à s'étendre en faisant reculer celui des ponts suspendus et pas mal d'autres types de structures de ce genre.

L'essor récent des ponts haubanés est dû principalement au fait qu'ils permettent le franchissement de grands obstacles avec élégance et économie.

Les raisons qui peuvent conduire au choix d'une solution haubanée sont assez diverses. Les plus courantes sont liées à la portée et au gabarit d'espace libre au dessous de la chaussée qui est souvent restreint.

Aussi notons nous que le progrès technique en général et celui des méthodes modernes de construction en particulier ont permis aux ponts haubanés de devenir de plus en plus économique et concurrentiels à partir de travées de 50 m déjà.

L'objectif final de ce projet est de faire le prédimensionnement des éléments composants du pont retenu et de sortir les efforts y afférents.

Pour bien atteindre ces objectifs nous allons procéder à la démarche suivante :

- historique et généralités sur les ponts haubanés : dans cette étape, il s'agit de relater l'évolution des ponts haubanés avec le temps et de faire un bref aperçu sur la conception générale des ponts haubanés ;
- développement et calcul des propriétés de section de l'élément poutre : il s'agit de faire la modélisation d'une poutre courbe en tenant compte des effets dynamiques que sont les forces de volume inertielle et de freinage visqueuse et de donner des méthodes de calcul de propriétés de section qui seront implémentées sous un logiciel de calcul formel appelé Maple 6 ;
- choix du prototype à étudier : dans cette partie il s'agira de fixer la géométrie du pont, de faire les prédimensionnement du tablier, le choix du pylône et du nombre de haubans à adopter avec les espacements adéquats et aussi des éléments accessoires de l'ouvrage ;
- et enfin nous procédons à l'analyse structurale et au prédimensionnement des haubans et du mât.

CHAPITRE 1 : Historique et généralité sur les ponts haubanés

1.1 Historique

Le développement historique occupe une place importante dans plusieurs publications récentes qui traitent des ponts haubanés. Dans ce paragraphe nous nous limiterons donc à un rappel des aspects les plus marquants de l'évolution de ces ouvrages dans le but de mettre en évidence les causes de leur essor tardif.

La plus ancienne tentative de pont haubané remonte à 1784, lorsqu'un charpentier allemand du nom de Loescher (figure 1.1) conçoit un ouvrage entièrement en bois. Toutefois, les premières réalisations de ponts sont de conception hybride, mi-suspendue, mi-haubanée. Elles ont lieu aux Etats-Unis et en Angleterre à la fin du XVIII^e siècle.

En 1830, dans son « Rapport et Mémoires sur les ponts suspendus », Navier décrit les ouvrages déjà réalisés et fait une synthèse des connaissances de l'époque à ce sujet :

« Les ponts suspendus peuvent présenter deux dispositions différentes. Dans la première, des chaînes sont tendues entre des points fixes; le plancher repose sur ces chaînes, on est suspendu au-dessous au moyen de tiges verticales.

Dans la seconde, des tiges inclinées partent des points fixes et viennent s'attacher à d'autres points distribués sur la longueur du plancher.

Dans ces deux genres de construction, les parties les plus essentielles : celles qui soutiennent le poids du plancher et des fardeaux auxquels ce plancher donne passage, se trouvent tendues dans le sens de la longueur. La solidité de l'édifice dépend de la résistance de ces pièces à l'extension et les ponts dont il s'agit diffèrent essentiellement sous ce rapport des autres ponts, où les pièces principales ne sont jamais exposés qu'à fléchir ou à se contracter ». Les ponts supportés par des tiges inclinées ne forment point comme les ponts soutenus par des chaînes, un système flexible et susceptible de changer de figure par suite d'une distribution différente de charge. Si l'on considère les poteaux comme des verges rigides, les parties du plancher comprises entre le pied de chaque tige, et les tiges elles-mêmes, comme des fils inextensibles, la figure du système doit être regardée comme invariable et ne peut subir que les légères modifications dues à l'élasticité des mâts ».

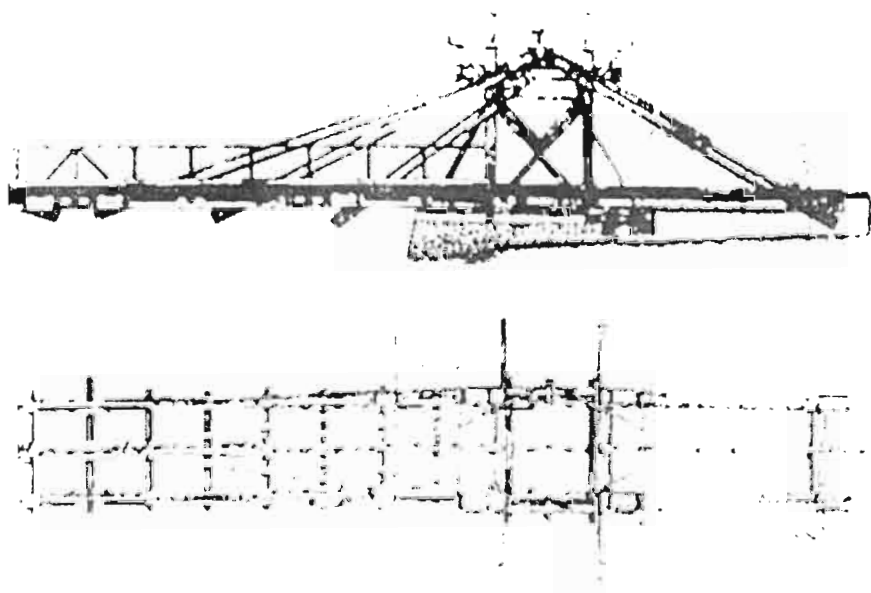


Figure 1.1 Projet de Loescher, Allemagne, 1784.

En 1883 s'achève la construction de l'ouvrage le plus remarquable de cette époque, le célèbre Brooklyn Bridge de New York. Conçu par Roebling, l'ouvrage sera réalisé par son fils W.Roebling. Ce pont, d'une portée centrale de 486,50m et d'une longueur totale de 1059,90m est le premier ouvrage important pour lequel l'acier a intégralement remplacé le fer. La résistance des fils d'aciers est jusqu'à deux fois plus élevée que celle des mâts utilisés jusqu'alors.

En 1938, F. Dischinger introduit des haubans inclinés précontraints dans le projet d'un pont suspendu pour chemin de fer sur l'Elbe, près de Hambourg. Il utilise des câbles d'acier à haute résistance, qui travaillent à un taux de contraintes élevé sous le poids propre de l'ouvrage, dans le but de réduire la déformabilité de la suspension.

Ses recherches théoriques et expérimentales lui permettent d'affirmer que la rigidité et la stabilité aérodynamique des ponts suspendus sont nettement améliorées à l'aide des haubans précontraints.

Après la seconde guerre mondiale ; il participe activement à la reconstruction des ouvrages détruits. Les nouvelles conceptions s'imposent progressivement, en raison de leur mode de

réalisation rapide d'une part, de leur économie d'autre part. Il construit en 1955 le pont de Strömsund (figure 1.2) considéré aujourd'hui comme le premier pont haubané moderne en acier.

Ainsi, on découvre peu à peu les qualités esthétiques de ces ouvrages pour lesquels le jeu des forces et le fonctionnement de la structure s'expriment clairement. Ainsi en 1952, la ville de Düsseldorf, sous la conduite de son architecte F. Tamms, planifie la réalisation de trois ponts haubanes et impose dans les concours de sévères exigences sur le plan architectural et technique. Les ouvrages ont un tablier en acier soutenu par un nombre restreint de haubans et une configuration en harpe. Il s'agit du Theodor Heuss Brücke, du Kniebrücke et du pont Oberkassel.

L'évolution des ponts haubanés est marquée en 1967 par H. Homberg, qui conçoit le Friedrich Ebert Brücke (Figure 1.3), à Bonn, avec une suspension axiale composée de haubans multiples. Cette conception, facilitée par l'apparition des moyens de calculs électroniques, va s'avérer judicieuse pour les ouvrages en béton, pour lesquels une construction par encorbellement est rendue possible par un soutien direct des haubans. Le haubanage multiple s'impose aussi pour des raisons d'esthétique, notamment par la transparence qu'il confère à la structure porteuse.

On construit aujourd'hui des ouvrages de portées toujours plus grandes et d'un effet architectural plus marqué.

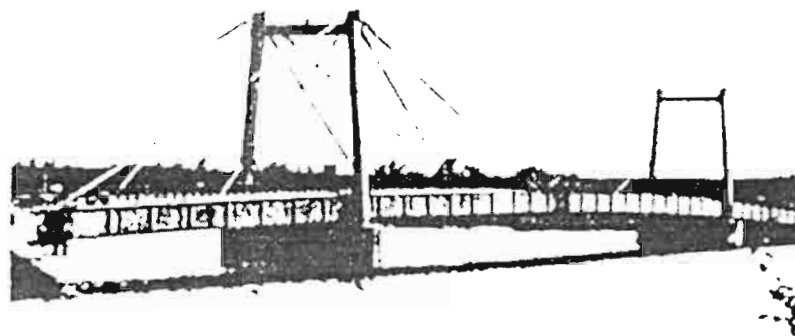


Figure 1.2: Pont de Strömsund, Suède, 1955.

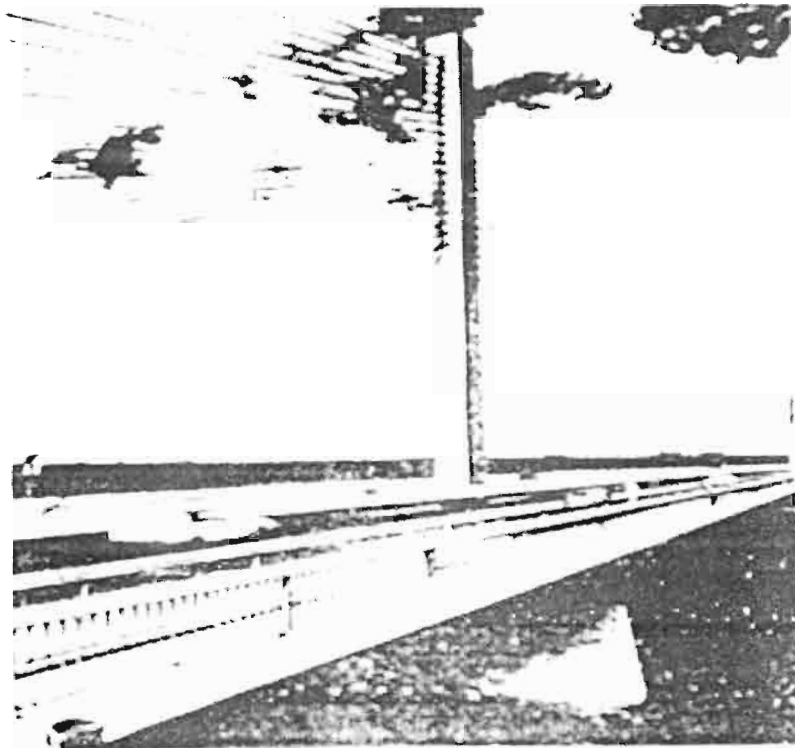


Figure 1.3 : Friedrich Ebert Brücke, Allemagne Fédérale, 1967.

1.2 Conception générale des ponts haubanés

Dans le but d'ordonner quelque peu l'analyse des aspects multiples des ponts haubanés, leur éléments porteurs fondamentaux : câbles, tablier et mâts sont traités séparément. Cette dissociation artificielle ne peut pas être réalisée lors de la conception elle-même. L'interaction entre les différentes parties est en effet très marquée et une prise en compte de l'ensemble s'impose dès le départ. Cette caractéristique résulte du fait que chacun des éléments porteurs fondamentaux contribue de manière déterminante au comportement structural de l'ouvrage. Ceci est illustré par les trois cas limites représentés ci-dessous :

.

.

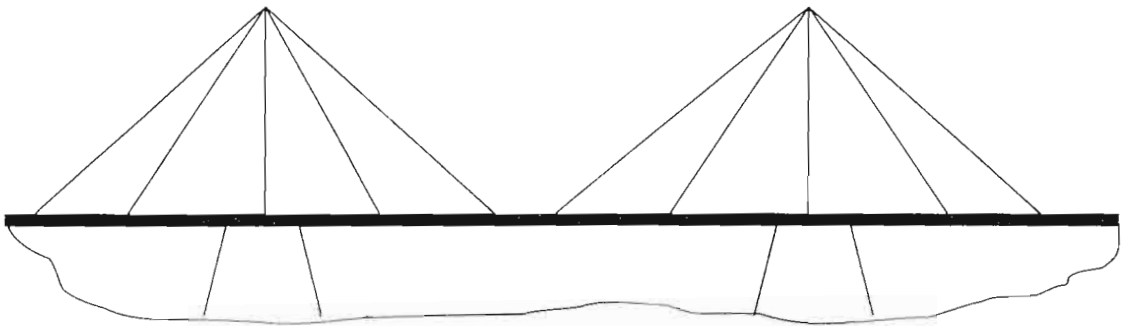


Figure a)

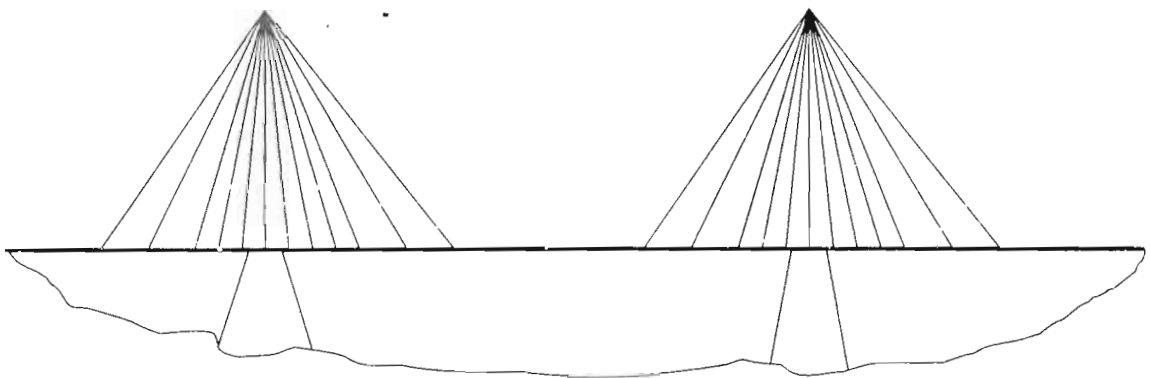


Figure b)

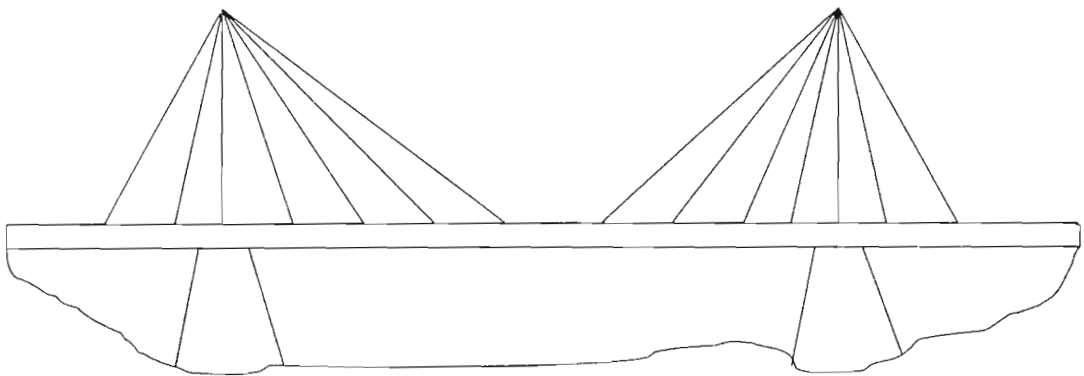


Figure c)

La conception limite a) comporte un tablier très rigide. Un nombre en général réduit de haubans joue en général le rôle d'appuis intermédiaire élastiques dans les zones où

l'aménagement de piles n'est pas possible. Les mâts présentent une forme élancée, car ils sont sollicités par des moments de flexion relativement faibles.

La conception limite b) est caractérisée par des mâts très rigides devant reprendre intégralement les moments longitudinaux dus aux surcharges. Le tablier ne subit en revanche qu'une sollicitation modérée, en particulier si on limite l'écartement des câbles. Il en résulte une section modérée, dont les dimensions minimales sont dictées essentiellement par la flexion transversale et l'effort normal. Cette solution s'applique aux ouvrages à portées multiples.

La conception limite c), quant à elle, fait intervenir le haubanage lui-même en tant qu'élément déterminant du comportement structural de l'ouvrage. Pour éviter que les câbles de retenue ne détendent complètement sous surcharge, la longueur des travées de rive doit être inférieure à celle de la demi travée centrale. Le déséquilibre qui en résulte engendre, sous charge permanente, des forces de traction importantes dans les câbles susmentionnés. L'aménagement de contrepoids ou de piles tendues est donc indispensable. Cette conception permet le choix d'un tablier et de mâts relativement minces.

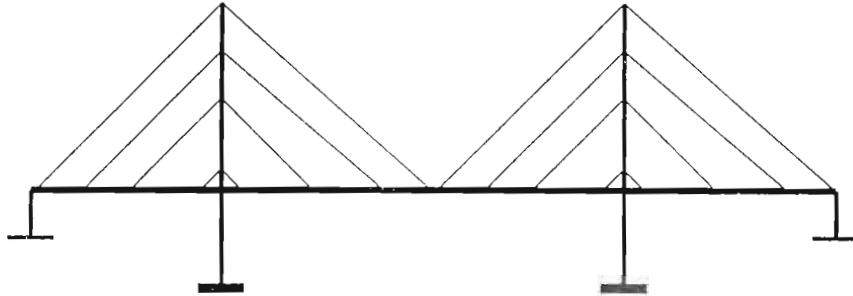
Ces exemples illustrent la multiplicité des systèmes porteurs possibles et la grande liberté dans le choix des formes qu'autorisent les ponts haubanés.

1.2.1 Configuration des haubans

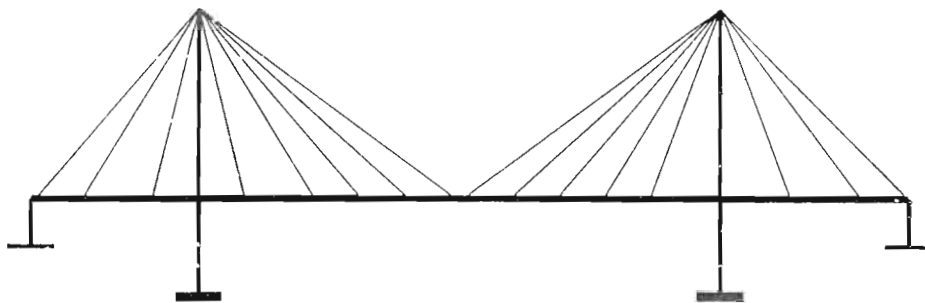
La configuration des haubans constitue l'un des éléments fondamentaux de la conception des ponts haubanés. Elle influence en effet le comportement structural de l'ouvrage, mais également la procédure de montage et l'économie.

Dans le sens transversal, la plupart des structures existantes comportent une suspension à deux nappes latérales disposées généralement au bord du tablier. Cependant il existe des ponts qui ont été réalisés avec succès au moyen d'une seule nappe centrale. En principe, il est également possible de prévoir des solutions à trois nappes et plus, dans le but de réduire les sollicitations de la section lorsque celle-ci est très large. Dans le sens longitudinal, on distingue les configurations de base décrites à la figure ci-dessus :

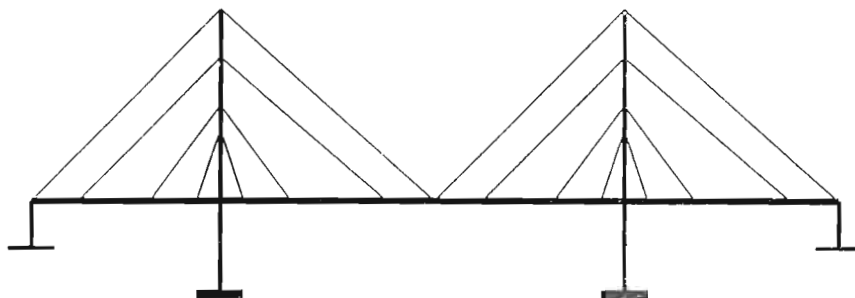
a) Harpe



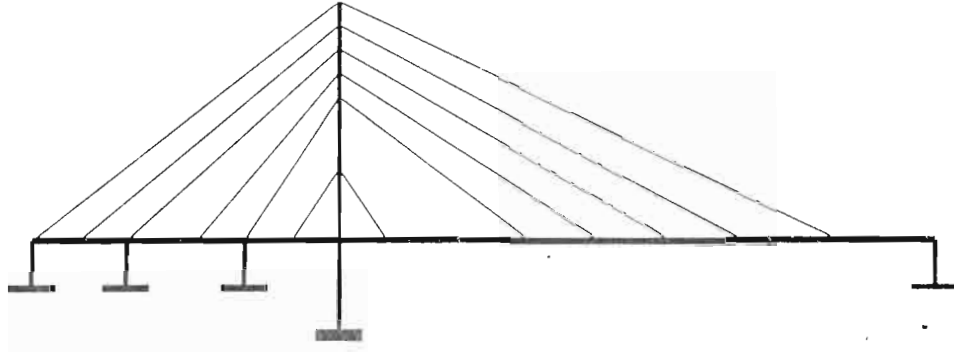
b) Eventail



c) Semi-harpe



d) Asymétrique



1. 2.1.1 Nombre de nappes de haubans

a) Systèmes pourvus d'une suspension centrale

Au premier abord, on peut se demander si le choix d'une nappe centrale ne va pas à l'encontre des avantages que l'on cherche à obtenir au moyen d'un haubanage multiple. En effet les moments de torsion engendrés par une telle suspension requièrent un tablier rigide dont la capacité flexionnelle est surabondante par rapport à l'écart longitudinal des câbles. Sous l'action des surcharges non permanentes, l'ouvrage présente une déformation dictée essentiellement par les rigidités des mâts et de la suspension. Le tablier subit en quelque sorte un phénomène de déplacement imposé et sa flexion longitudinale croît avec sa rigidité. Le choix d'une section transversale rigide n'est donc pas favorable à priori.

Un tablier rigide à la torsion contribue en effet à la réduction des moments du second ordre, ainsi qu'à la stabilité dynamique et aérodynamique du système global. Ce mode de suspension est également caractérisé par une faible sollicitation des câbles à la fatigue, étant donné qu'un tablier rigide à la torsion présente une importante capacité de répartition des charges concentrées, ce qui limite les variations de contraintes dans les haubans. S'il s'agit de ponts très larges ou de grandes portées, une suspension centrale conduit à des moments de torsion excessifs. Cette conception ne convient pas dans le domaine des ponts-routes à deux voies de circulation.

b) Systèmes pourvus d'une suspension latérale

La plupart des ponts haubanés exécutés aujourd'hui présente une suspension latérale. Les plans des haubans peuvent être verticaux ou légèrement inclinés vers l'intérieur, si l'on adopte des mâts en forme de A (voir chapitre 3).

c) Systèmes pourvus de trois nappes de haubans

Le tablier d'un pont pourvu d'une suspension latérale à haubans multiples et présentant une chaussée très large subit une sollicitation de flexion transversale nettement supérieure à celle de flexion longitudinale. On peut éviter cette disproportion, qui conduit à des tabliers peu économiques, en adoptant une suspension à trois nappes de haubans. Par cette disposition les moments de flexion transversaux sont réduits d'un facteur quatre et leur intégrale d'un facteur huit.

Nonobstant ses avantages évidents, cette conception n'a jamais été exécutée à ce jour, pour des raisons d'encombrement optique.

1.2.1.2 Ecartement des haubans

Dans la construction des premiers ponts haubanés modernes, on s'est contenté de soutenir le tablier rigide à l'aide d'un nombre réduit de haubans. Les écartements de 30 m à 73 m nécessitent des sections pouvant atteindre une hauteur de 5 m. Une telle conception n'est plus économique dans le contexte du marché actuel, du moins dans le domaine des grands ouvrages. Des tabliers aussi rigides exigent en effet une quantité de matériaux importante d'une part, et des installations de montage coûteuses d'autre part. Dans les cas extrêmes, des échafaudages sont parfois nécessaires.

1.2.2 Le tablier

Les premiers ponts haubanés modernes présentent un nombre réduit de haubans et la distance entre les appuis élastiques ainsi créée est importante. Il est donc nécessaire de

choisir des tabliers rigides, généralement en acier. Le poids propre est ainsi réduit au minimum et l'élançement de la travée principale varie entre les valeurs de $h/L = 1/50$ et $h/L = 1/70$.

1.3 Modélisation de la structure

Modéliser une structure consiste à l'idéaliser en un système d'éléments appropriés qui permettent d'en analyser le comportement avec une précision suffisante et un volume de calcul raisonnable.

En fonction de la complexité de l'ouvrage ainsi que de l'avancement du projet, on a recours à des modèles fort différents. Il s'agit de systèmes plans et spatiaux, qui portent sur la structure globale ou seulement sur une partie de celle-ci. Ils peuvent être composés d'éléments de divers types. On peut généralement idéaliser les mâts au moyen d'éléments de type barre. Il en est de même si ce dernier se comporte réellement comme une poutre (caisson rigide suspendu axialement). On modélisera le tablier à l'aide d'éléments du type coque si le comportement s'écarte de trop de celui d'une poutre (suspension latérale, section transversale déformable).

On peut aussi assimiler les câbles à des barres en leur imposant une très faible inertie flexionnelle et un module d'élasticité idéalisé (module de Ernst) qui permettent de prendre en compte les effets dus à leurs flèches. Cette modélisation est possible s'il s'agit d'ouvrages dont les câbles sont suffisamment tendus sous charges permanentes, de sorte que toute la compression éventuelle sous l'action des surcharges ne se traduise que par une définition de la traction initiale.

Ils existent des éléments qui simulent le comportement réel des câbles, ils doivent toutefois être intégrés dans les programmes non linéaires.

1.3.1 Modèles plans

Le comportement des ponts haubanés sous l'action des surcharges est difficile à saisir au moyen de méthodes simples et intuitives. Il est donc utile de disposer dès le stade de l'avant-projet d'un modèle de calcul simplifié, par exemple une projection de l'ensemble de

la structure en cadre plan dans laquelle tous les éléments sont assimilés à des barres. Dans un tel cas, une difficulté réside dans la modélisation des liaisons entre les mâts et le tablier. Cette modélisation peut être la cause d'une instabilité numérique lors du calcul électronique. De par la simplicité de l'introduction des données et la rapidité de l'exécution du calcul, ce modèle peut non seulement servir de base aux choix des dimensions de l'ouvrage, mais également constituer le support même de la conception.

De plus, lors du calcul définitif, on peut travailler en parallèle entre ce système simplifié et un modèle spatial parfois indispensable. Il est donc possible de vérifier l'ordre de grandeur des résultats, et même de détecter d'éventuelles erreurs numériques provenant soit du programme utilisé, soit surtout d'une modélisation inadéquate. La figure 1.4 montre le système simplifié en cadre plan du pont de Diepolsau, qui a permis le calcul d'avant-projet jusqu'au stade de la mise en soumission.

Le dimensionnement définitif peut être également réalisé sur la base d'un modèle cadre plan. Ceci est le cas des ouvrages dont les mâts ne subissent aucune flexion transversale sous l'action du poids propre et des surcharges de trafic (suspension centrale, pont de Brotonne ; suspension latérale en éventail avec mât pourvu d'une entretoise supérieure, pont de Pasco-Kennewick de la figure 1.5. Dans ce cas les sollicitations transversales du tablier sont déterminées par la méthode traditionnelle (tables, abaques) et les efforts dans les haubans sont estimés selon l'équilibre de la poutre simple.

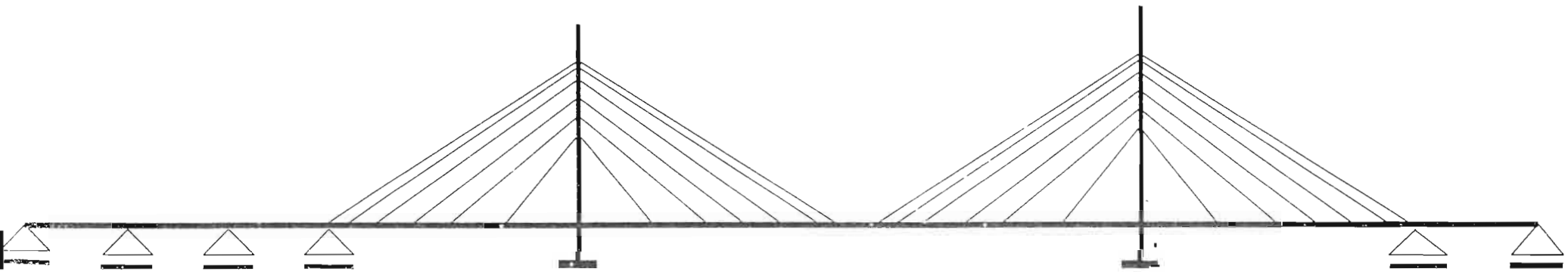


Figure 1.4 : Pont de Diepoldsau. Modèle plan.

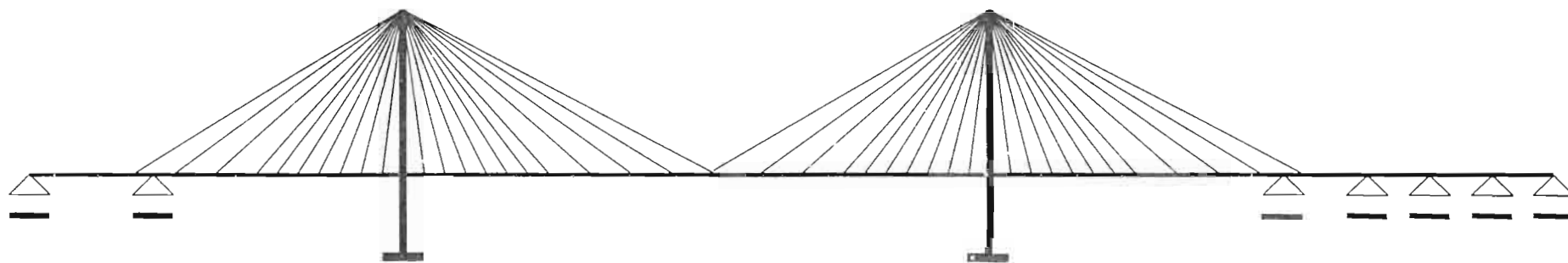


Figure 1.5 : Pont de Pasco-Kennewick. Modèle cadre plan.

1.3.2 Modèles spatiaux

Dans certains cas et en particulier s'il s'agit d'ouvrages importants, on peut être contraint de recourir à un modèle spatial, afin d'analyser certains phénomènes plus en détail. Des effets non-linéaires importants ainsi qu'une dissymétrie transversale des surcharges et des sections des haubans peuvent exiger l'adoption d'un modèle spatial.

Ainsi une connaissance étoffée, qui passe nécessairement par le calcul automatique des cadres plan et spatiaux, basé sur la méthode des éléments finis, s'impose.

Aussi les ponts haubanés sont-ils des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes, alors un le développement de l'élément poutre englobant le calcul de ces propriétés de section serait d'un apport considérable.

CHAPITRE 2 : Développement et calcul de propriétés de section de l'élément poutre

La poutre est un élément de base en Résistance des matériaux. Au sein des constructions, elle est susceptible de reprendre des efforts et des moments dans toutes les directions. A ce titre l'étude de son comportement en tant que système mécanique s'avère d'une importance capitale. C'est ainsi toute une théorie a été développée dans la résolution linéaire de poutres. Les hypothèses générales à prendre en compte pour l'étude des problèmes pratiques de poutres concernent les comportements en flexion avec prise en compte des effets de cisaillement transversal pour les modèles dits de Timoshenko ou Mindlin / Reissner et qui généralisent ceux de Navier / Bernoulli. Mais aussi les hypothèses de Saint-Venant sur la torsion libre et de Vlasov pour la torsion gênée avec prise en compte du gauchissement des sections à parois minces (ouvertes ou fermées). L'établissement des équations fondamentales s'est fait considérant les relations cinématiques, d'équilibre et des lois constitutives (Référence [9], PFE Waldiodio Guirande DIOUF).

En introduisant les paramètres géométriques liés à la courbure nous obtenons un modèle de poutre courbe.

Dans ce projet, le calcul des propriétés de sections a été affiné pour la détermination des propriétés mécaniques liées au gauchissement et le modèle présenté en [9] a été prolongé pour la prise en compte des effets dynamiques.

2.1 Les effets dynamiques

Les forces de surface et de volume varient en fonction du temps. Considérant que la poutre est soumise à des sollicitations dynamiques : une force de volume inertielle F_{vi} et une force de freinage visqueuse F_{fv} . Nous obtenons :

$$F_{vi} = -\rho \frac{\partial^2 U_G(x, y, z, t)}{\partial t^2} \quad \text{et} \quad F_{fv} = -C_f \frac{\partial U_G(x, y, z, t)}{\partial t}$$

De même nous avons les moments nés de ces forces, à savoir :

$$M_{vi} = -\rho \frac{\partial^2 \theta(x, y, z, t)}{\partial t^2} \quad \text{et} \quad M_{fv} = -C_f \frac{\partial \theta(x, y, z, t)}{\partial t}$$

2.2 Conditions d'équilibre

2.2.1 Efforts

$Q = \{Q_x, Q_y, Q_z\}^T$ le vecteur des efforts normal et tranchants internes dans les directions respectives x , y et z .

$M = \{M_x, M_y, M_z\}^T$ le vecteur des moments internes

$F_b = \bar{F} = \{F_{bx}, F_{by}, F_{bz}\}^T$ le torseur des forces réparties appliquées dans les trois directions

$M_b = \bar{M} = \{M_{bx}, M_{by}, M_{bz}\}^T$ le torseur des moments dans les trois directions

F_{vi} et F_{fv} étant respectivement les forces de volume inertielle et de freinage visqueuse car U_G dépend aussi du temps. On a :

$$F_{vi} = -\rho \frac{\partial^2 U_G(x, y, z, t)}{\partial t^2} \quad \text{et} \quad F_{fv} = -C_f \frac{\partial U_G(x, y, z, t)}{\partial t}$$

De même nous avons les moments nés de ces forces, à savoir :

$$M_{vi} = -\rho \frac{\partial^2 \theta(x, y, z, t)}{\partial t^2} \quad \text{et} \quad M_{fv} = -C_f \frac{\partial \theta(x, y, z, t)}{\partial t}$$

2.2.2 Expressions vectorielles et matricielles

L'équilibre des efforts normaux et tranchants et des moments internes par rapport aux efforts appliqués nous conduit aux relations suivantes :

$$\mathbf{Q}' + \mathbf{K} \times \mathbf{Q} + \bar{\mathbf{F}} + \mathbf{F}_{vi} + \mathbf{F}_{fv} = \mathbf{0}$$

$$\mathbf{M}' + \mathbf{K} \times \mathbf{M} + \bar{\mathbf{M}} + \mathbf{M}_{vi} + \mathbf{M}_{fv} + \mathbf{e}_3 \times \mathbf{Q} = \mathbf{0}$$

Sous forme matricielle, nous avons :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial Q_x(s)}{\partial s} \\ \frac{\partial Q_y(s)}{\partial s} \\ \frac{\partial Q_z(s)}{\partial s} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & K_z & -K_y \\ -K_z & 0 & K_x \\ K_y & -K_x & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q_x(s) \\ Q_y(s) \\ Q_z(s) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F_{bx} \\ F_{by} \\ F_{bz} \end{bmatrix} - \rho \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 u_G}{\partial t^2} \\ \frac{\partial^2 v_G}{\partial t^2} \\ \frac{\partial^2 w_G}{\partial t^2} \end{bmatrix} - C_f \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial u_G}{\partial t} \\ \frac{\partial v_G}{\partial t} \\ \frac{\partial w_G}{\partial t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial M_x(s)}{\partial s} \\ \frac{\partial M_y(s)}{\partial s} \\ \frac{\partial M_z(s)}{\partial s} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & K_z & -K_y \\ -K_z & 0 & K_x \\ K_y & -K_x & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} M_x(s) \\ M_y(s) \\ M_z(s) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} M_{bx} \\ M_{by} \\ M_{bz} \end{bmatrix} - \rho \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 \theta_x}{\partial t^2} \\ \frac{\partial^2 \theta_y}{\partial t^2} \\ \frac{\partial^2 \theta_z}{\partial t^2} \end{bmatrix} - C_f \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial \theta_x}{\partial t} \\ \frac{\partial \theta_y}{\partial t} \\ \frac{\partial \theta_z}{\partial t} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q_x(s) \\ Q_y(s) \\ Q_z(s) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

2.3 Expression de la loi constitutive

La loi constitutive est donnée par la relation suivante :

$$\boldsymbol{\sigma}_R = \mathbf{C} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}_R$$

La matrice qui lie les déformations conjuguées aux efforts est donnée dans [9] par :

$$C = \begin{bmatrix} EA & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & GA & 0 & z_c GA & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & GA & -y_c GA & 0 & 0 & 0 \\ 0 & z_c GA & -y_c GA & GI_p & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & EI_y & -EI_{yz} & -EI_{wz} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -EI_{yz} & EI_z & EI_{wy} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -EI_{wz} & EI_{wy} & EI_w \end{bmatrix}$$

La matrice de rigidité de l'élément poutre est donnée par la relation suivante :

$$k = \int_{\Omega} B^t C B d\Omega$$

Avec :

$$B = L N$$

L : opérateur différentiel

$$N = C \varepsilon_R A$$

En définitive :

$$k = \int_{\Omega} L C \varepsilon_R A^t C L C \varepsilon_R A d\Omega$$

Cette matrice de rigidité k s'exprime en fonction des inerties, des rigidités des sections et les coordonnées du centre de torsion que nous allons définir au passage d'une manière succincte pour ensuite en donner une méthode de calcul pratique au paragraphe 2.5.

$$A = \int_A dA \quad : \text{aire de la section de la poutre avec } dA = dydz$$

$$I_y = \int_A z^2 dA \quad : \text{Moment d'inertie principale par rapport à } y.$$

$$I_z = \int_A y^2 dA \quad : \text{Moment d'inertie principale par rapport à } z.$$

$$I_{yz} = \int_A yz dA \quad : \text{Produit d'inertie relativement aux axes } y \text{ et } z.$$

$I_p = I_y + I_z$: Moment d'inertie polaire ou quadratique.

$I_w = \int_A \omega^2 dA$: Moment d'inertie de gauchissement.

$I_{wy} = \int_A \omega_s \cdot y dA$: Produits d'inertie de gauchissement.

$I_{wz} = \int_A \omega_s \cdot z dA$

$y_c = -\frac{I_{wy}}{I_y}$: sont les coordonnées du centre de torsion dans le plan $\{y, z\}$.

$z_c = \frac{I_{wz}}{I_z}$

2.4 Equations aux dérivées partielles fondamentales (EDPF)

Connaissant la relation constitutive :

$$\sigma_R = C \cdot \varepsilon_R$$

On construit la relation déformations-déplacements :

$$\varepsilon_R = L \cdot U$$

Avec l'opérateur matriciel carré $L(7 \times 7)$ qui est donné par :

$$L = \begin{bmatrix} Ds & K_z & -K_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_z & Ds & K_x & 0 & 0 & 1 & 0 \\ K_y & -K_x & Ds & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & Ds & K_z & -K_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_z & Ds & K_x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_y & -K_x & Ds & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & Ds \end{bmatrix}$$

Ds étant un opérateur différentiel égal à : $Ds = \frac{\partial}{\partial s}$

$K = \{K_x, K_y, K_z\}^T$ est le vecteur courbure-torsion local.

On écrit l'équation :

$$L^T \sigma_R + b + F_{vi} + F_{fv} = 0$$

En vertu des équations précédentes, nous avons l'équation matricielle fondamentale du problème :

$$L^T C \cdot L \cdot U + b + F_{vi} + F_{fv} = 0$$

Cette équation matricielle nous fournit les 7 équations différentielles fondamentales du problème. C'est un système de 7 équations différentielles non linéaires à 7 inconnues couplées et d'ordre 2 (Cf. annexe 1 pour les expressions des équations différentielles) générées avec Maple 6.

2.5 Calcul pratique des propriétés de section

Dans le calcul des structures plusieurs formules comportent des termes reliés aux propriétés de la section des poutres. Dans ce paragraphe, nous donnerons des définitions relatives à ces propriétés, ainsi que des méthodes couramment employées pour déterminer les propriétés des dites formules.

2.5.1 Le centre de gravité ou centroïde (premier moment de section)

Les premiers moments de section la section A par rapport à l'axe des z et à l'axe des y sont déterminés respectivement par :

$$\int_A y \cdot dA = \bar{y} \cdot A$$
$$\int_A z \cdot dA = \bar{z} \cdot A$$

Le point G de coordonnées \bar{y} et \bar{z} , est appelé le centroïde de la section (les premiers moments sont nuls lorsque le centroïde coïncide avec l'origine du système d'axes ; c'est d'ailleurs là la définition du centroïde).

Lorsqu'une section A est de forme complexe, on la décompose en plusieurs sous-sections simples $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ dont nous pouvons facilement déterminer leur centroïde. Ainsi les premiers moments sont donnés par :

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{y}_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

$$\bar{z} = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{z}_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

\bar{y}_i et \bar{z}_i étant les coordonnées du centroïde de la section A_i .

2.5.2 Les moments d'inertie (Seconds moments de section)

Les moments d'inertie de la section A par rapport à l'axe des y et à l'axe des z sont déterminés respectivement par :

$$I_y = \int_A z^2 dA$$

$$I_z = \int_A y^2 dA$$

Là encore lorsqu'une section A au contour de forme complexe peut être décomposée en plusieurs sous-sections simples $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ dont on connaît les seconds moments respectifs par rapport à leurs propres centroïdes ($I_{G1}, I_{G2}, \dots, I_{Gn}$), on peut déterminer son second moment de section à l'aide des relations générales :

$$(I_G)_y = \sum_{i=1}^n (I_{Gi})_y + \sum_{i=1}^n \bar{z}_i^2 A_i$$

$$(I_G)_z = \sum_{i=1}^n (I_{Gi})_z + \sum_{i=1}^n \bar{y}_i^2 A_i$$

où \bar{y}_i et \bar{z}_i sont les distances qui séparent le centroïde de la sous-section A_i de celui de la section A.

2.5.3 Le moment d'inertie polaire ou quadratique

Le second moment polaire de la section par rapport à l'axe des x passant par le point G, est déterminé par :

$$I_p = \int_A \rho^2 dA$$

où ρ est la distance qui sépare l'élément dA du point G : $\rho^2 = y^2 + z^2$.

$$I_p = \int_A y^2 dA + \int_A z^2 dA = I_z + I_y$$

2.5.4 Le produit d'inertie ou moment produit d'une section

Le produit d'inertie de la section A par rapport au système d'axes y et z est déterminé par :

$$I_{yz} = \int_A yz dA$$

Contrairement à ce qui se passe pour le moment d'inertie polaire qui est toujours positif, le signe de I_{yz} dépend de la position de la section considérée par rapport aux axes des y et des z.

Ainsi, quand on fait subir une rotation au système d'axes y et z, il existe une orientation particulière de ce système pour laquelle la valeur du produit d'inertie est nulle. Les axes associés à cette orientation sont appelés axes principaux de la section. Donc si l'un des deux axes y ou z coïncide avec l'axe de symétrie de la section, le moment produit par rapport à ce système d'axes est automatiquement nul ; ces axes sont par conséquent les axes principaux de cette section.

2.5.5 Les produits d'inertie de gauchissement, les coordonnées du centre de torsion et le moment d'inertie de gauchissement.

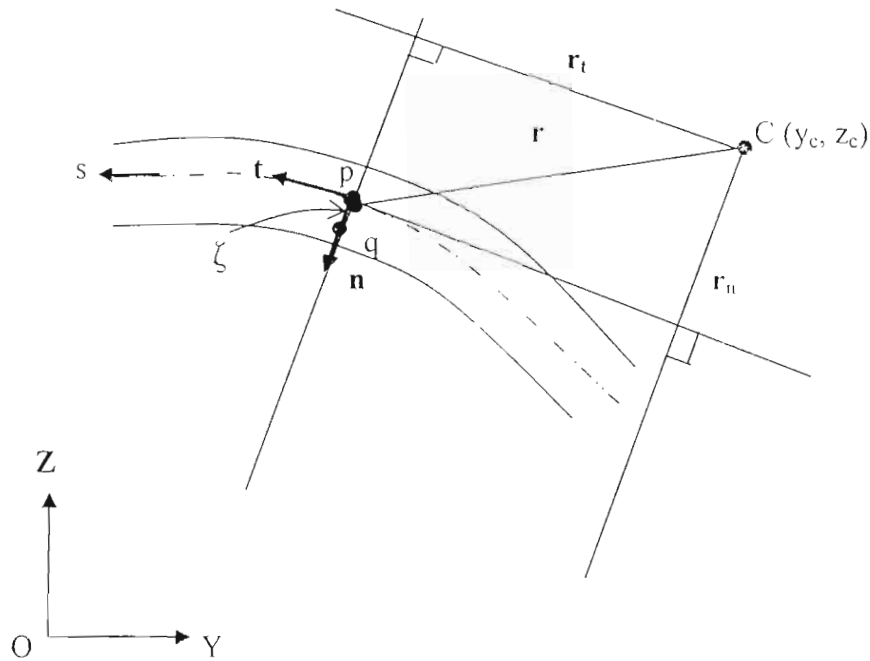


Figure 2.1 : Poutre à paroi mince et ouverte

$$\mathbf{OC} = y_c \mathbf{j} + z_c \mathbf{k} \quad ; \quad \mathbf{r}_q = \mathbf{Cq} = r_t \cdot \mathbf{t} + (r_n + \xi) \cdot \mathbf{n}$$

La fonction de gauchissement est définie par :

$$\omega(s, \xi) = \omega_s(s) - \omega_m - r_t(s) \cdot \xi$$

Avec :

$$\omega_s(s) = \int_0^s r_n \cdot ds \quad : \text{ la coordonnée d'aire sectorielle}$$

$$\omega_m = \int_0^L \omega_s(s) \cdot t(s) \cdot ds \quad : \text{ la coordonnée sectorielle moyenne}$$

Dans la relation précédente, on utilise C (centre de torsion) comme référence pour définir r_t et r_n . Du fait que C n'est pas connu, on utilise O, origine du repère principal d'inertie, comme référence. Ce qui nous amène à définir quelques expressions :

r_n^O : la composante normale de \mathbf{r} prise par rapport au point O au lieu du point C.

r_t^O : la composante tangentielle de \mathbf{r} prise par rapport au point O.

$\omega_s^O(s) = \int_0^s r_n^O \cdot ds$ est la coordonnée d'aire sectorielle prise par rapport au point O.

Les opérations qui permettent de calculer y_c et z_c dans le cas d'une section homogène sont :

- Définir O et les axes principales d'inertie y et z (inerties principales I_y et I_z)
- Définir ds
- Définir r_n
- Calculer ω_s^O
- Calculer $I_{\omega y}$ et $I_{\omega z}$ puis y_c et z_c avec les formules suivantes :

$$y_c = -\frac{I_{\omega y}}{I_y} \quad \text{et} \quad z_c = \frac{I_{\omega z}}{I_z}$$

avec :

$$I_{\omega y} = \int_A \omega_s^O \cdot z \cdot dA \quad \text{et} \quad I_{\omega z} = \int_A \omega_s^O \cdot y \cdot dA$$

Après avoir déterminé la position du centre de torsion, nous pourrions maintenant calculer

$\omega_s^O(s) = \int_0^s r_n^O \cdot ds$ avec r_n prise par rapport au centre de torsion C. Aussi pourrions nous

évaluer $\omega_m = \int_0^L \omega_s^O(s) \cdot t(s) \cdot ds$.

Par suite nous pouvons calculer le moment d'inertie de gauchissement par la formule :

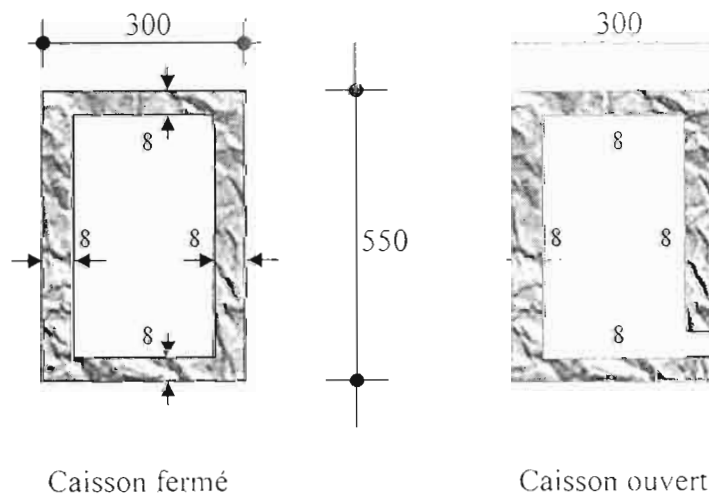
$$I_{\omega} \equiv \int_A \omega^2 dA$$

Pour le calcul de tous ces paramètres nous nous proposons de construire une bibliothèque de programmes de calcul de quelque cas sur MAPLE 6 (voir annexes 2).

En ce qui concerne les profils minces à section droite indéformable fermée la méthodologie reste pratiquement la même chose sauf qu'il faut fermer la structure ouverte que nous avons.

2.5.6 Avantages des sections en profils minces fermées par rapport aux sections en profils minces ouvertes.

Pour comprendre bien voir ces avantages nous allons faire une comparaison entre une section en caisson ouvert et une section en caisson fermé.



- Section en caisson ouvert

Etant donné que les parois du caisson sont minces, la constante de torsion pourrait être approximée par :

$$I_t = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n b_i t_i^3$$

L'application numérique de cette relation est donnée dans le tableau de calcul suivant :

Nombre	b_i	t_i	$b_i t_i^3$ [mm ⁴]	$2 b_i t_i^3$ [mm ⁴]
2	292	8	149504	299008
2	542	8	277504	555008
Total				854016

La constante de torsion uniforme de la section en **caisson ouvert** vaut par conséquent :

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot 854016 = 0.285 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

- **Caisson fermé**

Pour ce type de section, on a :

$$I_t = \frac{4A_m^2}{\oint \frac{ds}{t}} \quad \text{avec} \quad \oint \frac{ds}{t} = \sum_i \frac{b_i}{t_i}$$

Application numérique :

$$A_m = \{(300 - 8) \cdot (550 - 8)\} = 158264 \cdot \text{mm}^4$$

$$\oint \frac{ds}{t} = 2 \cdot \left(\frac{294}{8} + \frac{542}{8} \right) = 208.5$$

La constante de torsion uniforme de la section en **caisson fermé** sera égale à :

$$I_t = \frac{4 \cdot 158264}{208.5} = 481 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Nous remarquons que la constante de torsion uniforme dépend fortement du fait que la section soit ouverte ou fermée. Cette constante de torsion est beaucoup plus élevée dans le cas d'une section fermée, d'où l'avantage des sections fermées qui résistent mieux à la torsion.

Ainsi cet avantage nous guidera beaucoup dans le choix de notre section à adopter lors du prédimensionnement de notre tablier de pont. En effet les ponts haubanés sont sollicités en torsion d'une manière considérable.

Après avoir traité des propriétés de section nous voilà fin prêt à choisir un prototype pour faire notre analyse structurale.

Chapitre 3 : Choix du prototype à étudier

L'analyse structurale d'un pont dépend de plusieurs facteurs qui influencent la solution. Les principaux facteurs qui gouvernent le type et les dimensions du pont sont les suivants :

- la direction du tracé par rapport à celle de l'obstacle : le pont peut être normal, projeté de biais ou en courbe ;
- le débit maximum des eaux : il faut que la longueur du pont soit suffisante pour assurer le débouché nécessaire aux crues ;
- la nature du terrain du fond de la rivière : la profondeur à laquelle on doit fonder les piles et les culées dépend de la nature des couches le long du tracé ;
- la hauteur disponible : le tirant d'air doit être au moins égal au gabarit de navigation ;
- les servitudes : il faut que le pont ne crée pas de préjudices à d'autres intérêts publics ;
- l'aspect esthétique : il est souvent décisif pour le choix du matériau, du type et des dimensions des travées ;
- l'économie et les possibilités d'exécution : la solution adoptée doit représenter le coût le plus réduit mais aussi on doit tenir compte des possibilités d'exécution, la solution la plus économique pouvant demander un outillage qui n'est pas disponible.

Le pont sera fixe et comportera deux voies de circulation et deux voies piétonnières. Sa longueur sera extensible, une propriété qui permettra une implantation sur plusieurs sites possibles (fleuve SENEGAL ou fleuve GAMBIE).

Dans le cadre de ce projet nous allons utiliser les résultats de l'enquête qui furent menée par l'O.M.V.S en 1993 pour le compte d'un projet de fin d'études de l'école polytechnique de Thiès.

D'après les résultats de cette enquête l'O.M.V.S avait proposé un site sur le fleuve Sénégal en l'occurrence ROSSO. C'est ce même site qui sera reconduit pour le calage du prototype à étudier.

3.1 Fixation de la géométrie du pont

Avant de choisir un prototype de pont nous allons d'abord donner quelques définitions relatives à la géométrie des ponts.

Les éléments géométriques peuvent se résumer en deux groupes : les éléments verticaux et les éléments horizontaux.

↓ Dans les éléments verticaux, on distingue généralement :

- l'épaisseur du pont qui est la hauteur comprise entre le dessous des poutres et le dessus de la voie portée ;
- le tirant d'air qui est la hauteur comprise entre le dessous des poutres et le niveau des eaux ;

↓ Dans les éléments horizontaux, on distingue :

- la travée qui est la partie de la superstructure comprise entre deux éléments consécutifs de l'infrastructure ;
- l'ouverture d'une travée qui est la distance horizontale entre les faces intérieures des éléments d'infrastructure qui limitent la travée ;
- l'ouverture totale qui est la somme de toutes les ouvertures des travées ;
- la portée d'une travée qui est la distance horizontale entre les axes des appareils d'appui ;
- la largeur du pont qui est la distance entre les faces intérieures des garde-corps.

3.1.1 Allure générale

Ne disposant pas de profil en travers du site, nous avons alors fixé la géométrie de manière arbitraire. L'ouvrage porte sur une longueur de 350 mètres qui est la longueur approximative relevée du profil en long.

3.1.1.1 Distribution des travées

L'ouvrage se composera d'une partie centrale haubanée à laquelle on accède par deux travées de rives. Pour des raisons simplificatrices nous essayerons d'avoir un tablier à hauteur constante, cette hauteur devra être faible car pour justifier l'haubanage il faudra un tablier souple.

Cet élancement sera déterminé à partir de la plus importante portée non haubanée ; c'est pour cela que nous allons tenter d'avoir de faibles longueurs pour les différentes travées de rives.

3.1.1.2 Travées de rive

Il serait plus judicieux de minimiser la longueur de ces travées pour diminuer les efforts internes. Au-delà le problème ne se pose pas, car les ponts haubanés sont bien adaptés pour le franchissement de longues portées.

La première pile pourrait être placée à partir de 25 m du début de la culée

En appliquant la règle qui propose des longueurs de travées de rive optimales par rapport aux travées centrales, nous aurons :

$$\text{Longueur travée de rive} = \frac{2}{3} \text{ longueur travée centrale}$$

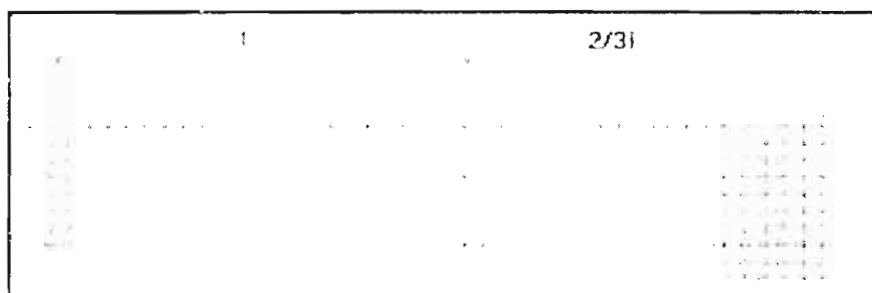


Figure 3.1 : Disposition optimale d'une travée de rive

Donc la position de la deuxième pile doit être à 37.5 m de la première. Mais du fait que l'augmentation de la longueur jusqu'à « l » impliquerait une augmentation de l'élancement,

nous conduit à choisir une longueur proche de 25 m. D'où nous retiendrons 25 m comme longueur de la deuxième travée.

Soit au total $2 \times 25 = 50$ m qui seront supportés par les deux piles et la culée.

3.1.1.3 Travées centrales (haubanées)

Ce qui laisse pour la travée haubanée une longueur de $350 - 2 \times 50 \equiv 250$ m.

Un mât central haubané suffira pour reprendre cette longueur. Le pylône sera en milieu de la travée centrale ce qui correspondrait à deux travées symétriques de 125 m de part et d'autre.

En résumé nous avons alors :

- 1^{ère} travée de 25 m de longueur
- 2^{ème} travée de 25 m de longueur
- 3^{ème} travée de 125 m de longueur
- 4^{ème} travée de 125 m de longueur
- 5^{ème} travée de 25 m de longueur
- 6^{ème} travée de 25 m de longueur

Ainsi notre pont est à travées symétriques de part et d'autre du mât.

Pour les piles :

- 1^{ère} pile à 25 m du début de l'une des culées
- 2^{ème} pile à 50 m
- 3^{ème} pile (mât de la partie haubanée) à 175 m
- 4^{ème} pile à 300 m
- 5^{ème} pile à 325 m

3.1.2 Prédimensionnement de quelques composantes du pont

3.1.2.1 Prédimensionnement du tablier

Dans le cas de ponts haubanés munis d'une suspension centrale, une grande rigidité torsionnelle est indispensable. Ce qui entraîne nécessairement une rigidité flexionnelle élevée. Ainsi nous choisirons des sections fermées comme les caissons qui ont une grande rigidité torsionnelle comme il a été expliqué au 2.5.6.

Etant donné les portées raisonnables de notre ouvrage, il serait préférable d'opter pour un tablier d'épaisseur constante. Cette épaisseur sera déterminée par les travées de rive, où le calibre de la dalle est donné à l'aide de la règle qui propose des hauteurs économiques en fonction de la portée considérée :

$$\text{Elancement} = \text{portée} / 20 \text{ à } 22$$

(NB : règle valable que pour les tabliers à hauteur constante)

La portée de rive la plus importante sera considérée, c'est à dire 25 m. Nous obtenons un élancement de 1.14 m à 1.25 m que nous arrondirons à **1.20 m**.

En même temps nous avons fixé la largeur et les autres dimensions de notre section telle que montrées ci-dessous.

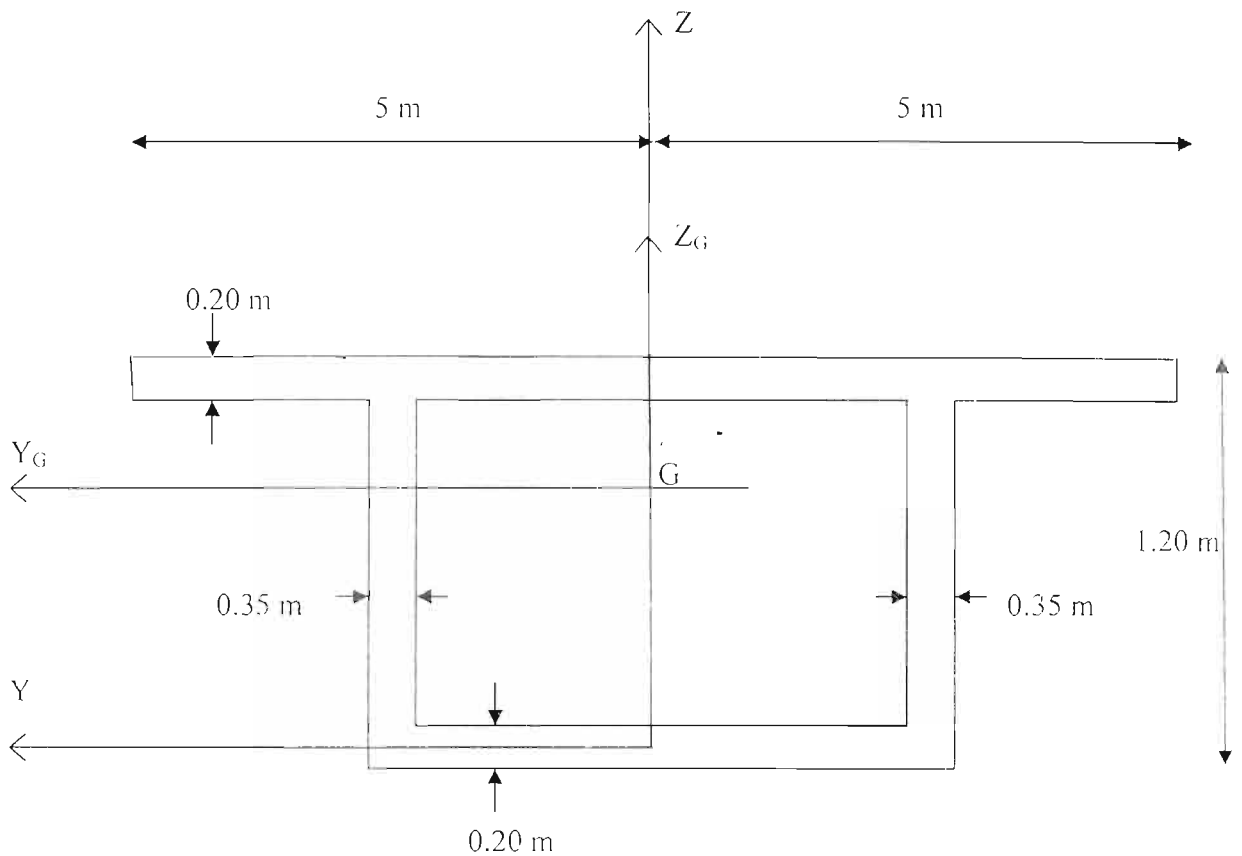


Figure 3.2 : Dimensions du caisson

Aire : $A = 3.56 \text{ m}^2$

Centre de gravité : $y_G = 0$ et $z_G = 0.667 \text{ m}$

Inertie par rapport à l'axe Z : $I_Z = 21.807 \text{ m}^4$

Inertie par rapport à l'axe Y : $I_Y = 2.180 \text{ m}^4$

Inertie par rapport à l'axe parallèle à Z passant par G : $I_{ZG} = 21.807 \text{ m}^4$

Inertie par rapport à l'axe parallèle à Y passant par G : $I_{YG} = 0.556 \text{ m}^4$

Produit d'inertie : $I_{YZG} = 2.14 \text{ m}^4$

La largeur est fixée à 10 mètres avec deux voies piétonnières. Le pont sera composé de 6 travées et 1 mât central. Le tirant d'air a été fixé à 4 mètres compte tenu des possibilités de navigation.

La voie piétonnière sera large de 1 mètre sur chaque côté de l'ouvrage, et surélevé par rapport aux bords de la chaussée de 8 cm. Une pente de 2 % sera réalisée pour assurer le drainage des eaux vers les chenaux situés aux bords de la chaussée.

Nous nous proposons maintenant de définir quelques termes liés à la géométrie du pont.

↳ **Largeur roulable**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositif de sécurité ou bordure ; elle comprend donc en outre la chaussée proprement dite toutes les sur-largeurs éventuelles, telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc. Dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y'a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif.

Il en résulte que si une chaussée est encadrée par deux bordures, la largeur chargeable est confondue avec la largeur roulable ; si elle est bordée d'un côté par un dispositif de sécurité, de l'autre par une bordure, c'est une bande de 0.50 m qui doit être enlevée.

Donc la **largeur roulable** = $10 - 2 \times 1 = 8$ mètres

↳ **Largeur chargeable**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable :

- En enlevant une bande de 0.50 m de long de chaque dispositif de sécurité glissière barrière lorsqu'il en existe ;
- En conservant cette même largeur roulable dans le cas contraire.

Dans notre cas nous prévoyons des gardes corps métalliques. Ils seront fixés dans le corps du béton avec un espacement entre la dalle et le garde-corps de 5cm.

Par suite notre **largeur chargeable** = $8.0 - 2 \times 0.5 = 7$ mètres

↳ **Nombre de voies**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable en mètres.

Aussi, les voies de circulation ont-elles des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

Par conséquent le **nombre de voies** = partie entière de $\left(\frac{7}{3}\right) = 2$ voies et la **largeur des voies de circulation** = $\left(\frac{7}{2}\right) = 3.5$ mètres.

↓ Classe du pont

Les ponts routes sont classés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

✓ Sont rangés en première classe :

- tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 m ;
- tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées ;
- les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m, qui sont désignés par le C.P.S.

✓ Sont rangés en deuxième classe les ponts, autre que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.50 m et 7m valeurs limites exclues.

✓ Sont rangés en troisième classe les ponts, autres que ceux énumérés ci-dessus, supportant des chaussées à un ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.50 m.

Du fait que notre largeur roulable, égale à 7 mètres alors notre pont sera **de classe 1**.

3.1.2.2 Choix et prédimensionnement du pylône

Le schéma longitudinal des pylônes ne comporte généralement qu'un élément vertical unique de faible rigidité, sa résistance aux efforts horizontaux provenant des surcharges étant assurée par les haubans de retenue. Leur schéma transversal dépend étroitement de la

nature de la suspension. En adoptant une suspension axiale, nous pouvons porter notre choix sur les pylônes en formes de A ci-dessous :

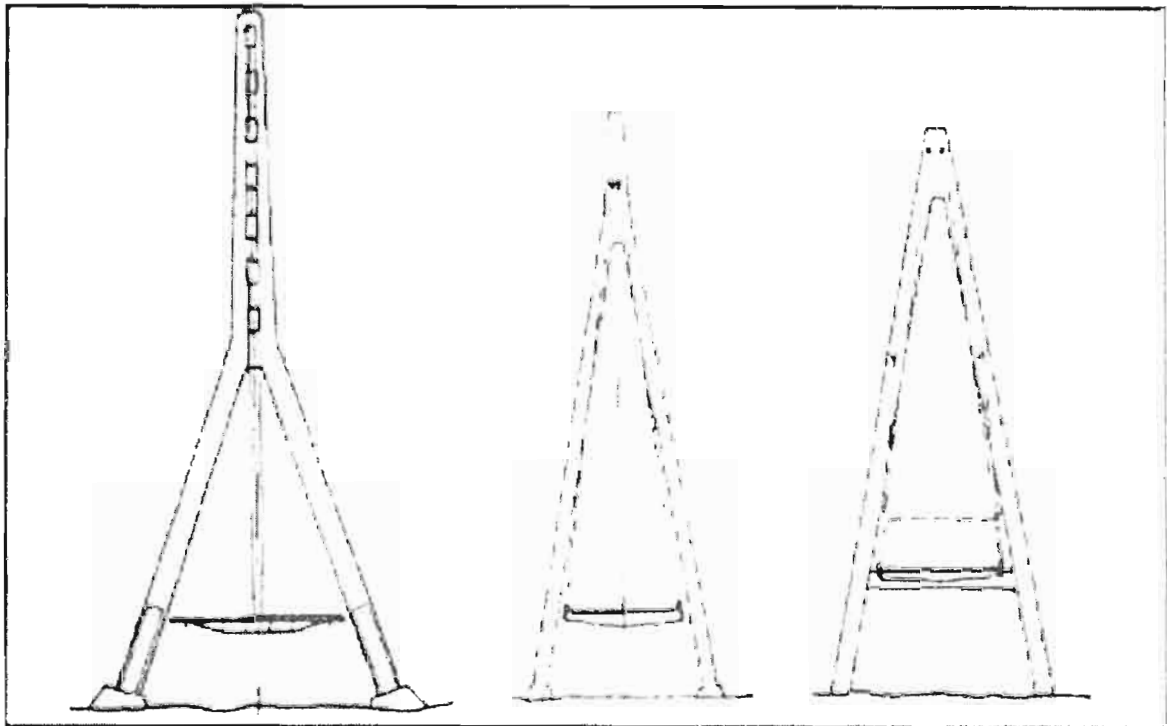


Figure 3.3 : Exemples de mât en A

Le premier mât, qui est en fait un dérivé des pylônes en A, appelé Y renversé est adapté aux longues portées, ce qui est notre cas. Le second est quant à lui conçu pour des tabliers non appuyés au niveau du mât, ce que nous ne souhaitons pas. Le dernier des trois proposés, qui est la plus classique d'entre eux et qui est technologiquement mieux maîtrisé sera adopté.

La hauteur au dessus du tablier du pylône en A peut être obtenue à l'aide de la règle suivante :

$$\text{Hauteur pylône} = 0.22 \text{ à } 0.25 \text{ portée}$$

Ce qui donne une hauteur allant de 77 à 87.5 m. Nous choisirons une hauteur intermédiaire de 78 m. Cette hauteur est entre la partie supérieure de la dalle et le sommet du pylône. Le tirant d'air et l'épaisseur de la dalle devraient être rajoutés à cette hauteur.

Nous obtenons une hauteur totale de **83.2 m**.

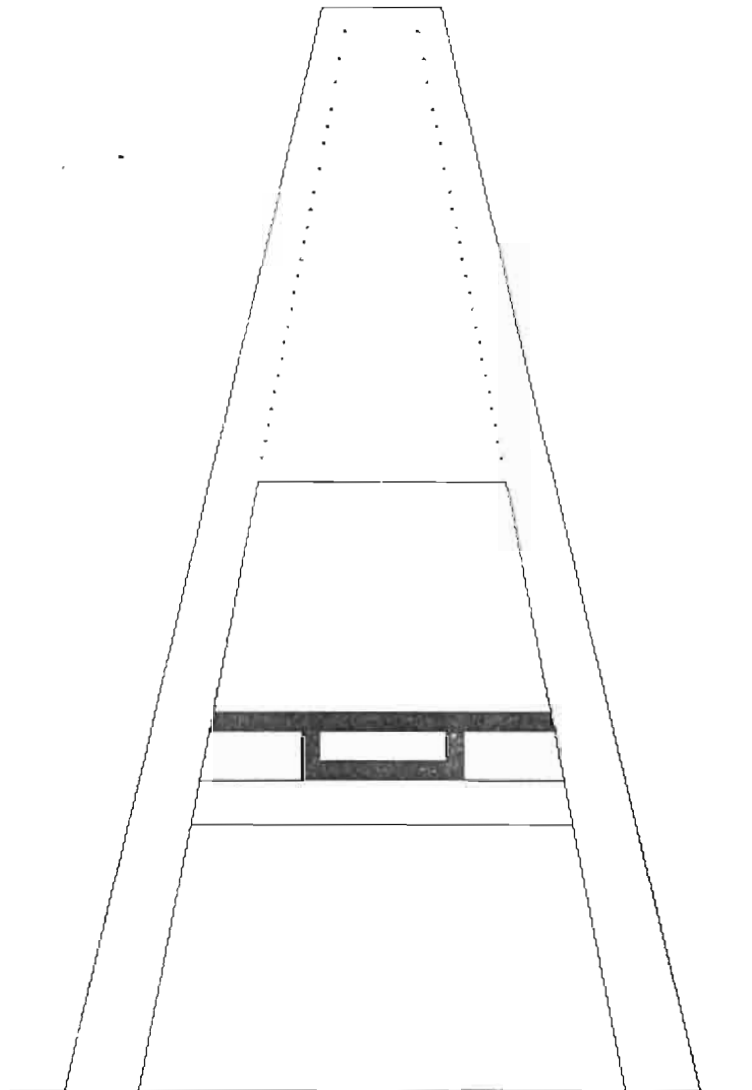


Figure 3.4 : Type de pylône proposé.

3.1.2.3 Les haubans

✦ Disposition au niveau du mât

En vertu de la configuration de notre pont trois possibilités (figure 3.5) s'offrent à nous :

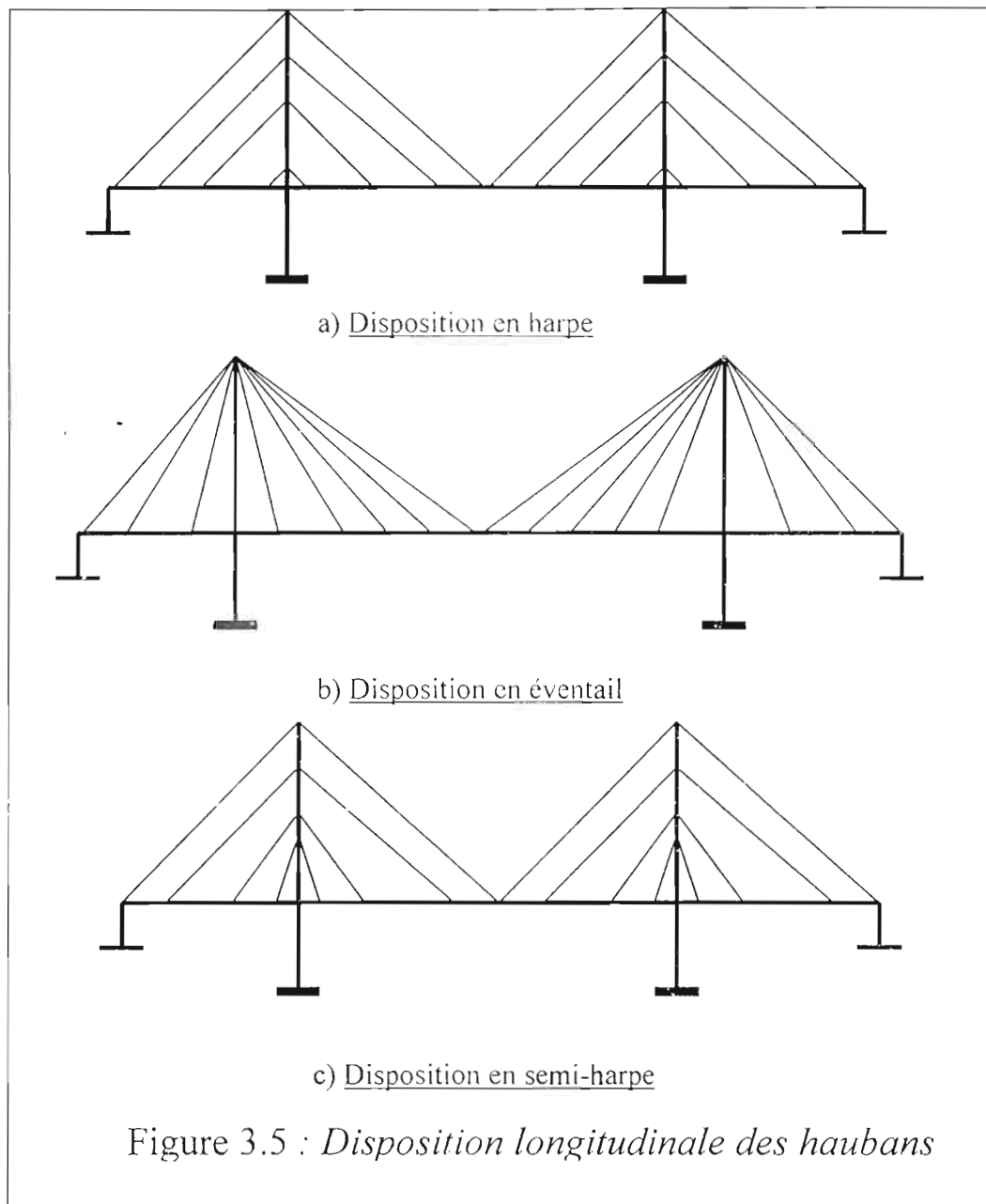
- Une disposition en éventail, où tous les câbles convergent vers le sommet du mât ;
- Une disposition en harpe où les haubans sont ancrés sur toute la longueur du mât ;
- Et enfin une orientation en semi-harpe qui combine les deux tendances précédentes.

La première version offre des avantages incontestables du point de vue mécanique néanmoins l'effet d'intersection optique des câbles n'est pas très favorable au point de vue esthétique, d'autant plus que cette répartition reste assez complexe et coûteuse à la réalisation.

Pour le deuxième choix, c'est à peu près l'inverse de ce qui a été dit précédemment ; du point de vue statique l'inclinaison des câbles n'est pas très avantageuse, ce conduit à choisir des câbles plus résistants, donc plus chers. Cependant on est rapidement séduit par son aspect esthétique.

L'agencement des haubans en semi-harpe est une solution intermédiaire entre ces deux dernières configurations car elle permettra de combiner de manière efficace les avantages inhérents à ces deux conceptions tout en évitant leurs désavantages. Aussi en écartant les haubans dans la partie supérieure du mât, facilite-t-on une bonne conception des ancrages sans pour autant compromettre l'efficacité des haubans. Dans le but de simplifier l'ancrage du premier hauban dans le mât ainsi que pour des raisons esthétiques, on choisit en général une première travée nettement supérieure à l'écartement normal des câbles dans la partie courante du tablier.

En vertu de toutes ces considérations, nous adopterons des haubans en semi-harpe.



✦ Disposition au niveau du tablier

Au niveau de la partie haubanée nous adopterons des voussoirs préfabriqués de 5 m et un voussoir de 15 m au niveau du mât central disposé de part et d'autre de ce dernier, ce qui nous donne un nombre de voussoirs (2×24).

L'adoption d'un câble pour chaque voussoir ne paraît pas abusive, car en plus de l'esthétique cela faciliterait largement les procédures de construction.

Pour les types de câbles à adopter, la tendance actuelle est orientée vers l'utilisation de tendeurs à torons, car cette technologie est tout à fait maîtrisée et à de faibles coûts.

Les câbles seront fixés à 1m avant la fin de chaque voussoir. Mais le premier sera implanté au niveau du deuxième voussoir, le premier étant retenu par l'entretoise du mât.

↓ Ecartement des haubans

En effet dans les premiers ponts haubanés on se contentait de soutenir le tablier à l'aide d'un nombre réduit de haubans avec des écartements allant de 30 m à 73 m. Une telle conception n'est plus économique dans le contexte du marché actuel, du moins dans le domaine des grands ouvrages.

Actuellement, s'agissant d'un tablier en béton, la conception en haubans multiples distants de 5 m à 10 m offre de nombreux avantages et peut même s'imposer dans les ouvrages de grande portée. Le choix de l'écartement dépend avant tout des moyens mis en œuvre lors du montage (chariot de bétonnage, engin de levage). Ainsi nous choisissons un premier écart de 7.5 m au niveau du mât central et des écartements réguliers de 5 m. Notons aussi que notre pont est symétrique ce qui revient à reproduire la même chose de l'autre côté du mât.

Par suite nous aurons au total 96 haubans disposés en semi-harpe car la suspension latérale nous oblige à avoir deux nappes (Figure 3.6).

L'effet de croisement des haubans en vue de face, n'est en fait qu'une illusion car les ancrages sont décalés dans le sens transversal : ils ne sont pas placés symétriquement de part et d'autre du pylône.

↓ Ancrage des haubans

- **Ancrage des haubans au niveau du mât**

L'expérience acquise depuis la réalisation des premiers ponts haubanés montre que la conception des ancrages dans les mâts doit répondre aux trois conditions suivantes :

- ✓ l'ancrage doit être accessible et permettre un éventuel remplacement du câble ;
- ✓ la conception des détails doit permettre une mise en place simple et économique des haubans ;
- ✓ les composantes horizontales des forces dans les haubans doivent être équilibrées de façon simple et durable, sans introduction de moments de torsion dans les mâts.

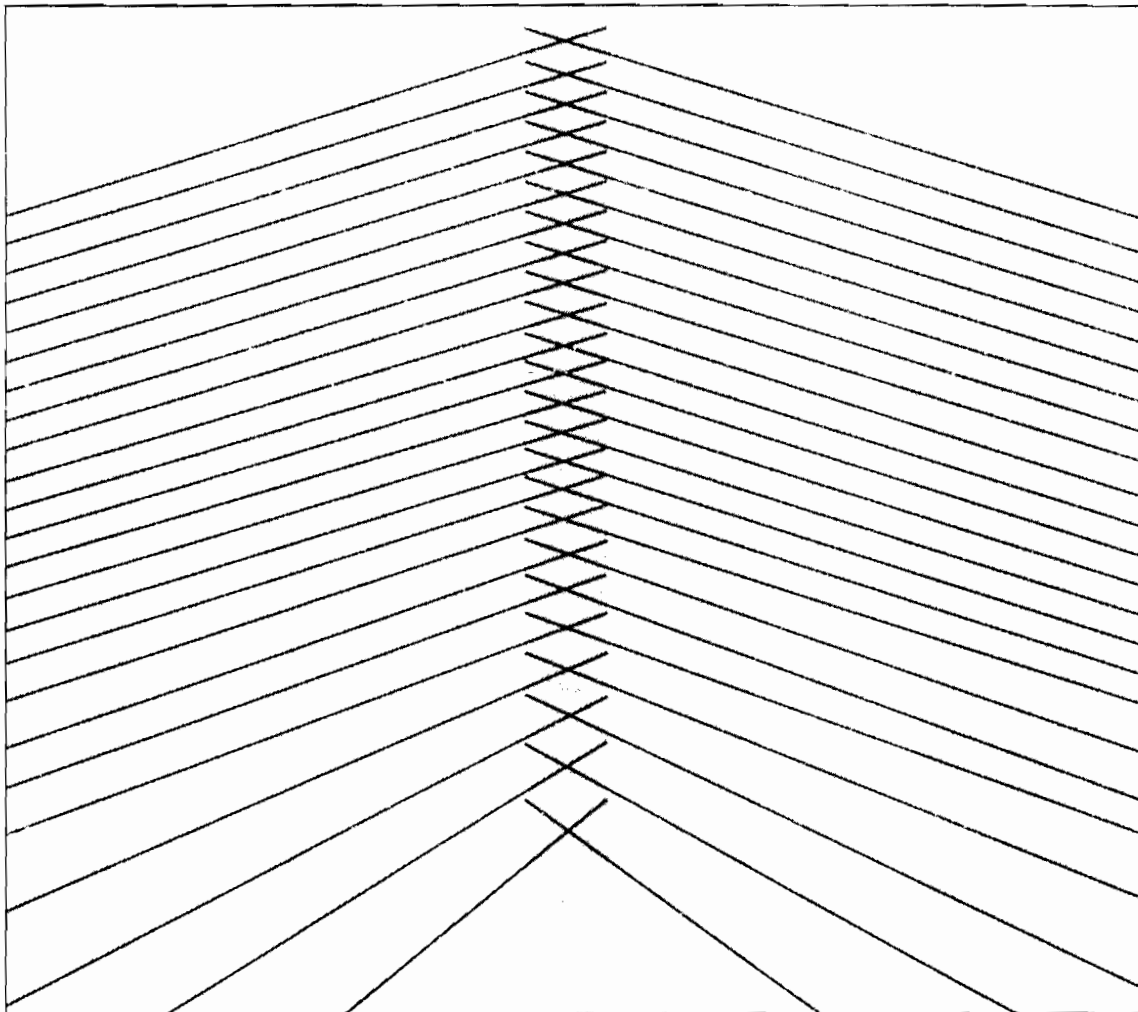


Figure 3.6: Disposition des haubans au niveau du mât.

Comme il s'agit d'un ouvrage de dimensions modérées, nous adopterons des mâts de section pleine et disposer les ancrages dans les niches traditionnelles accessibles depuis l'extérieur car cette solution simple et logique est bien adaptée à la suspension en semi-harpe.

Le dernier câble en partant du tablier sera ancré à 1 m du sommet. Suivent ensuite les 23 autres avec 1 m d'intervalle entre eux. Soit au total 23 m entre l'axe du premier et du dernier hauban. Le premier sera implanté à un niveau de 77 m au dessus du tablier et le dernier à 54 m de ce dernier (Figure 3.12).

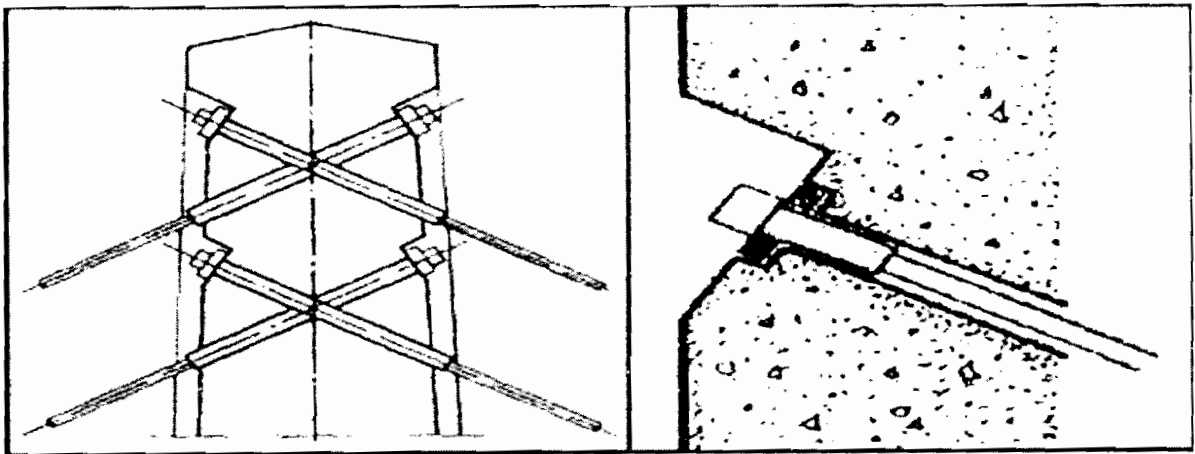


Figure 3.7 : Ancrage des haubans au niveau du mât

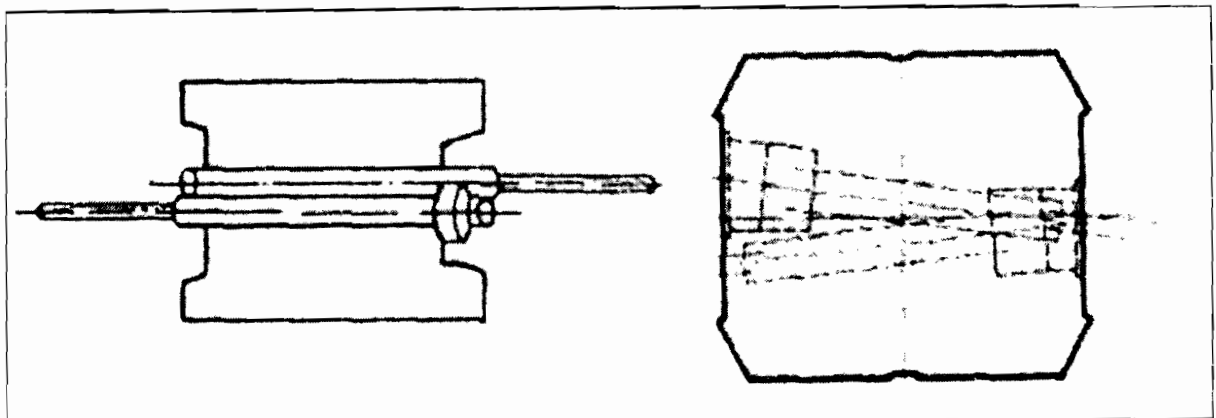


Figure 3.8 : Vue en plan de la disposition des ancrages au niveau du mât

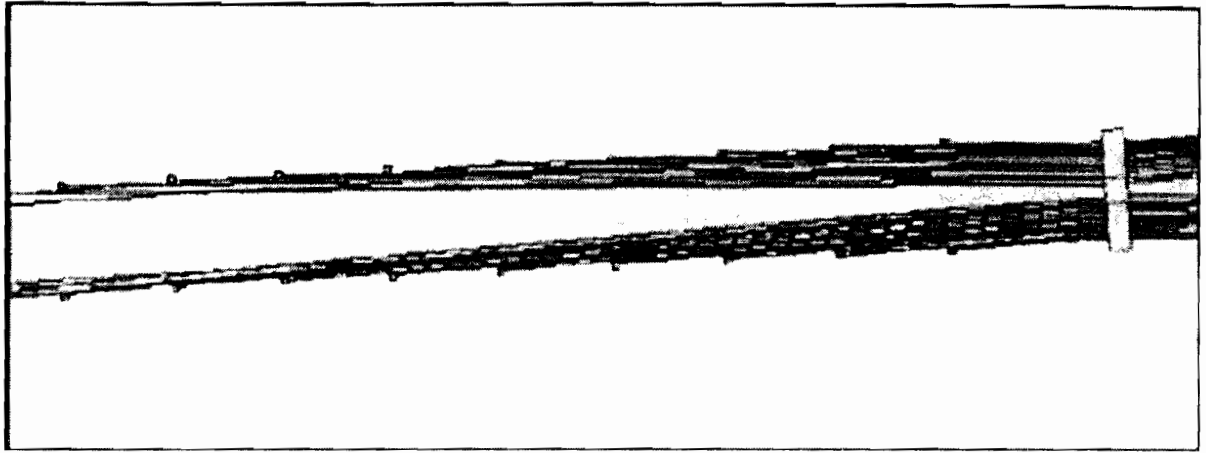


Figure 3.9 : Vue en plan de la disposition des ancrages

- **Ancrage des haubans au niveau du tablier**

Pour le tablier, des ancrages extérieurs conviennent à notre configuration vue les dimensions modérées du tablier. De plus cette disposition est pratique à réaliser.

Les ancrages seront introduits à 30 cm au dessus des fibres inférieures du tablier.

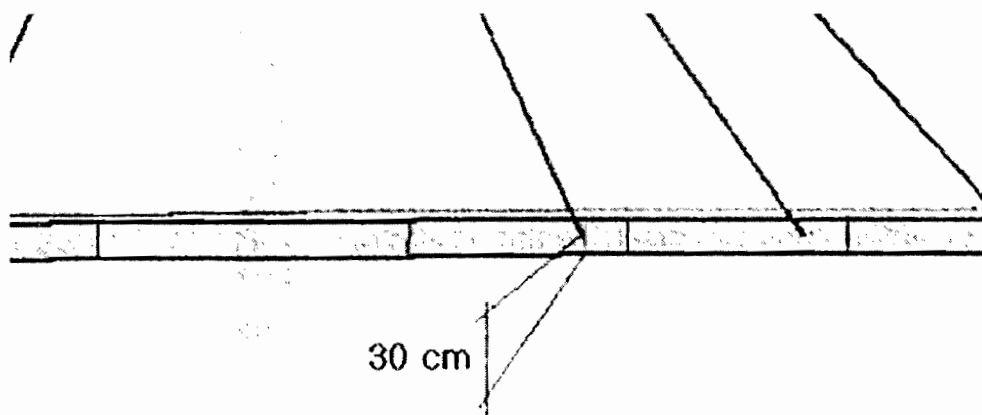


Figure 3.10 : Ancrage des haubans au niveau du tablier

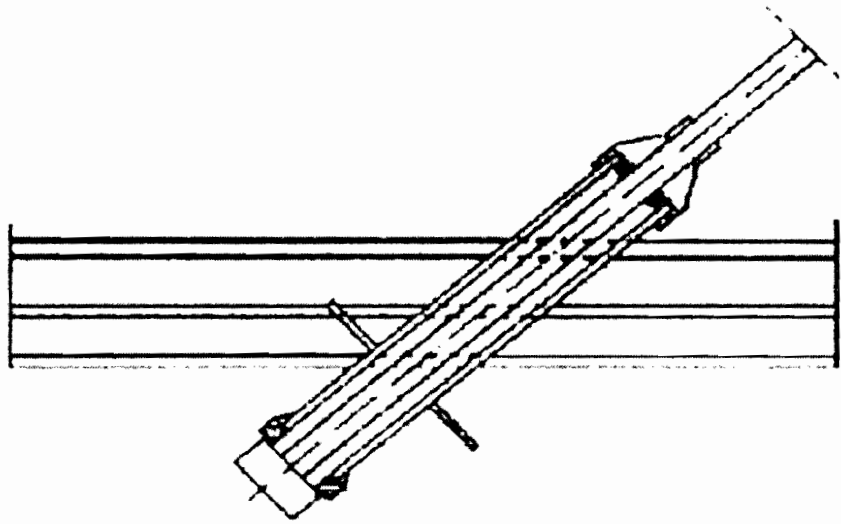


Figure 3.11: Ancrage extérieure

Une précontrainte partielle du tablier n'est pas nécessaire, car chaque voussoir est soutenu par un hauban qui donne une réaction de compression horizontale ayant le même effet que la précontrainte.

Quant au sens transversal, étant donné que les charges et surcharges sont symétriques, le moment de torsion engendré ne sera pas conséquent.

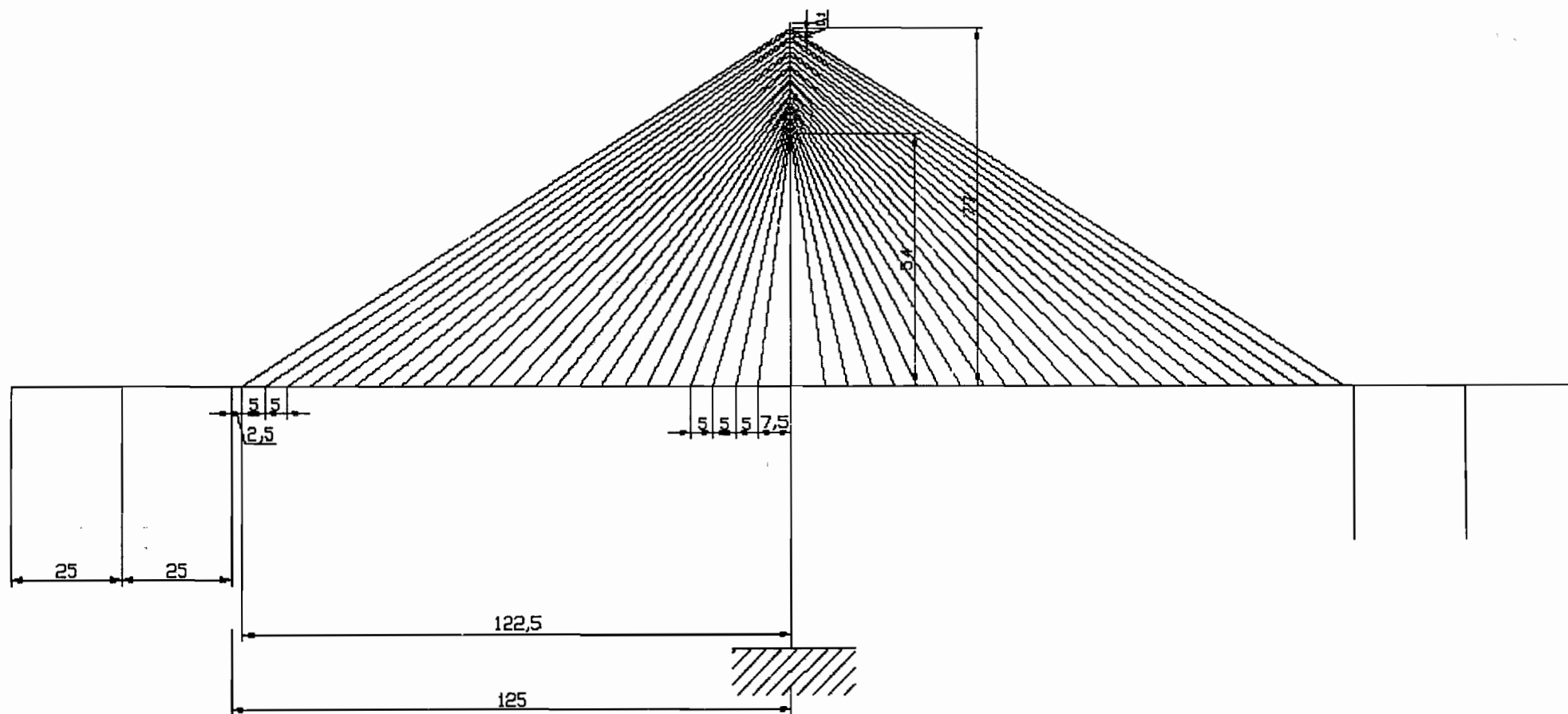


Figure 3.12: Profil en long du pont

3.2 Choix des éléments accessoires de l'ouvrage

3.2.1 Appareils d'appui

Les appareils d'appui sont des éléments d'ouvrage de haute technologie qui permettent, en fonction de leur nombre de degrés de liberté, de reprendre des efforts verticaux ou horizontaux ou d'absorber des déplacements ou rotations.

Eu égard à la maintenance (inspection, entretien et réparation / remplacement), les appareils d'appui doivent être facilement accessibles et contrôlables. Le remplacement d'un éventuel appareil d'appui défectueux (impliquant le vérinage du tablier de 5-10 mm) doit être facilité par des dispositions de constructions appropriées.

Les types d'appareils d'appui utilisés le plus fréquemment aujourd'hui pour la reprise d'efforts verticaux se répartissent en 3 catégories :

- appuis-pots oscillant ou oscillants-glissants en néoprène ;
- appuis de déformation en élastomère ;
- et les appuis oscillants linéaires ou oscillants-glissants linéaires en acier.

Ces derniers peuvent prendre des charges verticales allant de 100 kN à 8000 kN et des charges horizontales variant entre 10 kN et 450 kN.

Tableau 3.1 : Domaine de charge habituelle des appuis

Genre d'appui	Appui-pot		Appui en élastomère		Appui en acier	
	min	max	min	max	min	max
Charges verticales (kN)	500	5000	150	7500	100	8000
Charges horizontales (kN)	50	2500	10	300	10	450

Pour permettre la libre dilatation ou contraction de la superstructure, nous choisissons un appui fixe au niveau de la culée de gauche et des appuis mobiles pour les piles et la culée de droite. L'appui fixe devra permettre seulement la rotation due à la déflexion de la structure. De ce fait nous choisissons un appui composé d'une plaque supérieure en acier s'appuyant sur un pot avec coussin en élastomère incorporé qui est entièrement fretté par l'acier (Figure 3.13). Les efforts horizontaux sont repris par butée de la plaque supérieure contre les bords du pot. Le domaine de charge verticale se trouve entre 600 et 33000 kN et celui des charges horizontales entre 60 et 1650 kN.

Les appuis mobiles devront permettre le déplacement et la rotation de la structure. Nous choisissons donc des appuis en élastomère fretté constitué par un bloc en néoprène (caoutchouc synthétique) de forme rectangulaire ou circulaire, armé de tôles en acier (Figure 14). Ces plaques en acier sont entièrement enrobées de néoprène. Le domaine de charge verticale varie entre 150 et 7750 kN et celui des charges horizontales entre 8 et 715 kN.



Figure 3.13 : Appui fixe

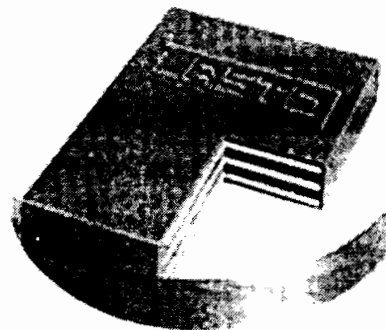


Figure 3.14 : Appui mobil

3.2.2 Joints d'étanchéité

L'étanchéité posée sur la dalle de roulement d'un tablier de pont constitue un élément de première importance pour assurer la durabilité de l'ouvrage et faciliter sa maintenance. On ne peut pratiquement renoncer à une protection de la surface du tablier par une étanchéité durable, vu que le béton seul n'est que rarement en mesure d'empêcher la pénétration des chlorures

jusqu'aux barres d'armature (concentration critique des chlorures dans le béton = 0.4 % environ du poids du ciment).

Le système d'étanchéité doit assurer les fonctions suivantes :

- protection durable de la surface du béton de structure contre les influences nuisibles, physiques et chimiques
- et le pontage des éventuelles fissures pouvant se former dans la surface de béton.

D'une manière générale l'étanchéité est assurée en créant une pente, la plus forte possible, permettant à l'eau d'être rejetée vers les chenaux convenablement établis. Si la couverture est en béton, la face supérieure convenablement pentée sera recouverte d'une chape dirigeant l'eau vers les points d'évacuation choisis et l'empêchant de pénétrer dans le corps du béton.

En ce qui concerne ce pont, nous allons utiliser une chape en asphalte avec une pente de 1.5 % posée sur une couche de séparation en feutre de verre ou papier huilé qui constitue la protection de la chape au contact du ciment.

3.2.3 Chenaux de drainage

Des chenaux de drainage seront aménagés tout au long de la chaussée, et occuperont une largeur de 35 cm. Ils seront constitués de rigoles de type 300 / 400 dont la charge de rupture est de 25 tonnes.

3.2.4 Garde-corps

Des garde-corps métalliques sont prévus. Ils seront fixés sur le corps du béton avec un espacement entre la dalle et le garde-corps de 5 cm. La hauteur des garde-corps sera de 1.25 m, et ils occuperont une largeur de 10 cm.

Chapitre 4 : Analyse et prédimensionnement du prototype choisi

4.1 Estimation des charges et surcharges

Il s'agit aussi de déterminer les charges pondérées (charges permanentes et surcharges) qui agissent sur le tablier. Ces charges pondérées sont obtenues en multipliant les charges d'utilisation par les coefficients de charge. Ces derniers tiennent compte de la variabilité des sollicitations qui découlent de la possibilité de dépassement des charges d'utilisation spécifiées, des incertitudes et des approximations dans la détermination de la valeur des sollicitations. Ces coefficients appelés aussi coefficients de pondération, sont les suivants :

$$\text{Coefficient de charge permanente} = 1.35$$

$$\text{Coefficient de surcharge} = 1.5$$

4.1.1 Charges permanentes

Pour un prédimensionnement nous allons seulement prendre en considération que les charges les plus importantes que sont le poids propre du tablier, du revêtement et des gardes corps.

- La section du tablier est égale à :

$$10 \times 0.20 + 2 \times (1.20 - 0.20) \times 0.35 + 0.20 \times (5 - 2 \times 0.35) = 3.56 \text{ m}^2.$$

La densité du béton armé étant de $25 \text{ kN} / \text{m}^3$, nous obtenons :

$$3.56 \times 1 \times 25 = 89 \text{ kN} / \text{ml}$$

- Le revêtement qui sera en bitume asphalte dont le poids propre sera prise égal à :

$$0.66 \text{ kN} / \text{ml}$$

- Nous prendrons 100 kg / ml comme poids d'un garde corps, soit :

$$2 \times 1 = 2 \text{ kN / ml}$$

Au total nous aurons 91.66 kN / ml. En multipliant par le coefficient de pondération, nous obtenons : **123.741 kN / ml** pour les charges permanentes.

4.1.2 Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont les surcharges mobiles et les surcharges de trottoirs. Les surcharges mobiles sont dues aux poids et aux passages des véhicules sur la chaussée, tandis que celles de trottoirs sont dues aux passages des piétons.

Nous pouvons distinguer deux systèmes de surcharges mobiles :

- ✓ le système B composé du système Bc, Be et Br
- ✓ et le système A qui est une surcharge uniforme.

❖ **Le système B**

➤ **Le système B_C**

Ce système est composé de convois de camions. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par convoi est limité à deux, et dans le sens transversal, dépendamment du nombre de voies de circulation dont la chaussée dispose, nous aurons entre deux et trois convois.

Si nous considérons un convoi de deux camions, la force totale due à ce système de surcharges sera égale à 60 tonnes. Cette charge totale multipliée par le coefficient de pondération vaudra :

$$L_{BC} = 60 \times 10 \times 1.5 = 900 \text{ kN}$$

Mais cette surcharge doit être majorée par un coefficient pour tenir compte des effets dynamiques (de même que Be et Br). Ce coefficient de majoration dynamique K peut être calculé par la formule :

$$K = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \cdot P/S}$$

où

L est la longueur, en mètres, de l'élément d'ouvrage considéré ;

P est le poids total des charges permanentes qu'il supporte, y compris son poids propre ;

S étant le poids maximal des surcharges qu'il peut être appelé à supporter.

En prenant : $L = 1$ m

On a : $P = 123.741$ kN

S étant la surcharge la plus maximale qu'il est possible de disposer sur la chaussée, ce qui correspond au cas où toutes les deux voies sont surchargées ; donc : $S = 2 \times 900 = 1800$ kN.

Ainsi :

$$K = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 1} + \frac{0.6}{1 + 4 \times 123.741/1800} = 1.80$$

D'où la valeur exacte de la surcharge due à ce système B_C sera égale à :

$$L_{BC} = 900 \times 1.80 = 1620 \text{ kN}$$

➤ Le système Be

L'essieu isolé qui constitue le système Be est assimilé à un rouleau. Son poids est de 20 tonnes et sa largeur de 2.50 m. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément surchargé dont le côté transversal mesure 2.50 m et le côté longitudinal 0.08 m.

➤ Le système Br

La roue isolée, qui constitue le système Br, pèse 10 tonnes et sa surface d'impact sur la chaussée est un carré de 0.30 m de côté. Ce carré pourra être disposé n'importe où sur la chaussée à condition de ne pas empiéter sur les bords.

❖ **Le système A**

Dans le système A, la chaussée supporte une surcharge uniforme qui est donnée par la formule :

$$L_A = 350 + \frac{320000000}{l^3 + 60l^2 + 225000}$$

où L_A est la surcharge en kg / m^2 et l la longueur surchargée en mètres.

Dans le sens transversal, la largeur de la zone surchargée comprendra un nombre entier de voies de circulation.

Dans cette étude nous considérerons une travée uniformément surchargée de 350 m.

$$L_A = \left(350 + \frac{320000000}{350^3 + (60 \times 350^2) + 225000} \right) \times 9.81 \cdot 10^{-3} \times 1.5 = 5.24 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

Nous précisons que la surcharge ne sera pas affectée du coefficient de majoration dynamique, car celui-ci a été déjà prise en compte dans la formule de calcul de L_A .

- **Les surcharges de trottoirs**

En plus des surcharges dues aux passages et aux poids des véhicules, nous prendrons en compte aussi les surcharges dues aux piétons. Mais les effets de ces surcharges se cumulent seulement avec ceux du système B_C .

Nous considérerons une surcharge de trottoirs de $450 \text{ kg} / \text{m}^2$. Cette valeur multipliée par le coefficient de pondération donne :

$$L_T = 450 \times 10 \times 1.5 = 6.75 \text{ kN} / \text{m}^2$$

4.2 Détermination des efforts

Les sollicitations seront déterminées à l'aide d'un programme de calcul en langage C ++.

4.2.1 Cas de charge adopté

Le système de surcharge A sera considéré sur toute la longueur du pont. Dans ce cas toute la longueur du pont sera uniformément chargée. Aussi, les charges dues aux garde-corps et au revêtement en bitume asphalte, seront-elles prises en compte. Les surcharges de trottoirs ne seront pas intégrées. Le chargement est représenté à la figure 4.1.

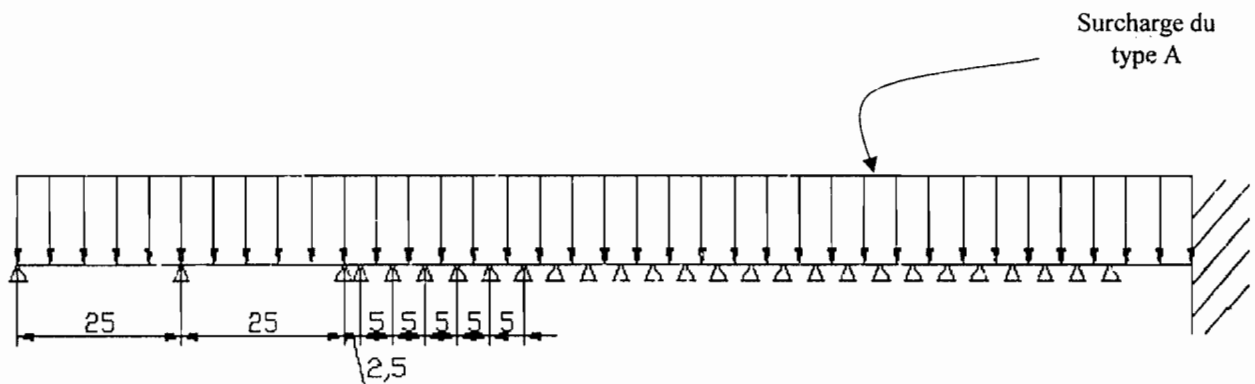


Figure 4.1 : Cas de chargement adopté pour l'analyse du pont en modèle poutre

4.2.2 Réactions et moments sur appuis

Pour arriver à un schéma simplifié nous avons considéré des appuis simples au niveau des piles, des culées et de l'ancrage des haubans. Etant donné que les appuis soient très rapprochés entre les haubans alors les moments y seront très faibles.

Du fait de la symétrie de notre pont par rapport au mât central, nous allons sectionner ce dernier en deux parties identiques. De part et d'autre de notre section nous aurons les mêmes efforts car nous avons adopté un chargement uniformément réparti sur toute la longueur du pont.

La première partie comprendra les deux travées de rive gauche plus la moitié de la portion haubanée.

Pour tenir compte des interactions des deux parties nous allons considérer un encastrement au niveau du mât. Ceci nous permettra de déterminer les efforts recherchés à savoir :

- la réaction verticale qui sera égale à la somme des réactions des deux portions ;
 - et le moment fléchissant qui est le maximum des deux parties.
- Pour effectuer ce calcul nous avons utilisé un programme en langage de programmation C ++ conçu dans le cadre du cours de Structure II

L'utilisation de ce programme nous donne les résultats présentés ci-dessous sous forme de tableau.

•
•

Tableau 4.1 : Efforts dans la partie Ouest du pont.

Désignation	Moments sur appui (kN .m)	Réaction (kN)	Réaction pour chaque Hauban (kN)
Culée Ouest	0	384,7220	
Pile 1	-2675.7	642,1670	
Pile 2	-1590.96	733,3540	
Hauban 24	227.96	-707,8100	-353,9050
Hauban 23	-165	198,0000	99,0000
Hauban 22	-59.71	71,6488	35,8244
Hauban 21	-87.92	105,5050	52,7525
Hauban 20	-80.36	96,4329	48,2165
Hauban 19	-82.39	98,8637	49,4319
Hauban 18	-81.84	98,2124	49,1062
Hauban 17	-81.99	98,3869	49,1935
Hauban 16	-81.95	98,3401	49,1701
Hauban 15	-81.96	98,3526	49,1763
Hauban 14	-81.96	98,3493	49,1747
Hauban 13	-81.96	98,3502	49,1751
Hauban 12	-81.96	98,3499	49,1750
Hauban 11	-81.96	98,3501	49,1751
Hauban 10	-81.96	98,3495	49,1748
Hauban 9	-81.96	98,3518	49,1759
Hauban 8	-81.95	98,3431	49,1716
Hauban 7	-81.98	98,3757	49,1879
Hauban 6	-81.88	98,2541	49,1271
Hauban 5	-82.26	98,7081	49,3541
Hauban 4	-80.84	97,0137	48,5069
Hauban 3	-86.11	103,3370	51,6685
Hauban 2	-66.45	79,7372	39,8686
Hauban 1	-139.86	153,2920	76,6460
Mât	-206,6870	156,4370	

Par symétrie nous aurons dans la partie Est :

Tableau 4.2 : Efforts dans la partie de Est du pont

Désignation	Moments sur appui (kN .m)	Réaction (kN)	Réaction pour chaque Hauban (kN)
Culée Est	0	384,7220	
Pile 1	-2675.7	642,1670	
Pile 2	-1590.96	733,3540	
Hauban 24	227.96	-707,8100	-353,9050
Hauban 23	-165	198,0000	99,0000
Hauban 22	-59.71	71,6488	35,8244
Hauban 21	-87.92	105,5050	52,7525
Hauban 20	-80.36	96,4329	48,2165
Hauban 19	-82.39	98,8637	49,4319
Hauban 18	-81.84	98,2124	49,1062
Hauban 17	-81.99	98,3869	49,1935
Hauban 16	-81.95	98,3401	49,1701
Hauban 15	-81.96	98,3526	49,1763
Hauban 14	-81.96	98,3493	49,1747
Hauban 13	-81.96	98,3502	49,1751
Hauban 12	-81.96	98,3499	49,1750
Hauban 11	-81.96	98,3501	49,1751
Hauban 10	-81.96	98,3495	49,1748
Hauban 9	-81.96	98,3518	49,1759
Hauban 8	-81.95	98,3431	49,1716
Hauban 7	-81.98	98,3757	49,1879
Hauban 6	-81.88	98,2541	49,1271
Hauban 5	-82.26	98,7081	49,3541
Hauban 4	-80.84	97,0137	48,5069
Hauban 3	-86.11	103,3370	51,6685
Hauban 2	-66.45	79,7372	39,8686
Hauban 1	-139.86	153,2920	76,6460
Mât	-206,6870	156,4370	

La réaction sur appui au niveau du mât est égale à la somme des deux réactions trouvées soit 2×156.437 égale à 312.874 kN.

En résumé nous avons les mêmes réactions de part et d'autre du mât et une réaction de 312.874 kN au niveau du mât.

Tableau 4.3 Efforts retenus après calcul au niveau des haubans et du mât

Désignation	Moments sur appui (kN .m)	Réaction (kN)	Réaction pour chaque Hauban (kN)
Culée Ouest	0	384,7220	
Pile 1	-2675.7	642,1670	
Pile 2	-1590.96	733,3540	
Hauban 24	227.96	-707,8100	-353,9050
Hauban 23	-165	198,0000	99,0000
Hauban 22	-59.71	71,6488	35,8244
Hauban 21	-87.92	105,5050	52,7525
Hauban 20	-80.36	96,4329	48,2165
Hauban 19	-82.39	98,8637	49,4319
Hauban 18	-81.84	98,2124	49,1062
Hauban 17	-81.99	98,3869	49,1935
Hauban 16	-81.95	98,3401	49,1701
Hauban 15	-81.96	98,3526	49,1763
Hauban 14	-81.96	98,3493	49,1747
Hauban 13	-81.96	98,3502	49,1751
Hauban 12	-81.96	98,3499	49,1750
Hauban 11	-81.96	98,3501	49,1751
Hauban 10	-81.96	98,3495	49,1748
Hauban 9	-81.96	98,3518	49,1759
Hauban 8	-81.95	98,3431	49,1716
Hauban 7	-81.98	98,3757	49,1879
Hauban 6	-81.88	98,2541	49,1271
Hauban 5	-82.26	98,7081	49,3541
Hauban 4	-80.84	97,0137	48,5069
Hauban 3	-86.11	103,3370	51,6685
Hauban 2	-66.45	79,7372	39,8686
Hauban 1	-139.86	153,2920	76,6460
Mât	-206,6870	312,8740	

4.2.3 Effort normal

- **Au niveau des voussoirs**

En ce qui concerne les voussoirs, l'effort normal est distribué dans la partie haubanée de 125 m. Son origine est la composante horizontale de tension des câbles. Ainsi chaque voussoir reprend cette composante horizontale plus l'effort normal transmis par le voussoir suivant.

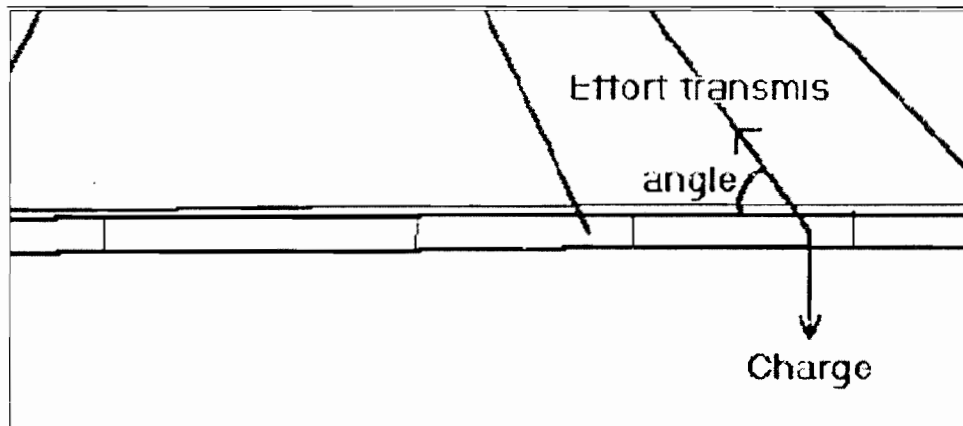


Figure 4.2 : Transmission des efforts aux haubans

Ainsi l'effort normal est donné par la formule suivante :

$$\text{Effort normal} = \frac{\text{Réaction}}{\tan(\text{angle} \cdot \text{d'inclinaison})}$$

Ce qui conduit aux résultants présentés dans le tableau 4.4 ci-dessous.

Nous remarquons que le voussoir se situant au niveau du 24^{ème} hauban est sollicité en traction, force qu'il transmet au voussoir de rive. En ce qui concerne les autres voussoirs ils sont sollicités en compression et les valeurs s'additionnent de voussoir à voussoir en allant vers le mât central.

Tableau 4.4 : Effort normal au niveau des voussoirs

N° Voussoir	Hauteur jusqu'à l'ancrage (m)	Longueur jusqu'à l'ancrage (m)	Angle d'inclinaison du hauban (rad)	Effort normal repris (kN)	Effort normal cumulé (kN)
24	77	121,5	0,564863	-1116,87	-1116,87
23	76	116,5	0,578033	303,51	303,51
22	75	111,5	0,592131	106,52	410,03
21	74	106,5	0,607252	151,84	561,87
20	73	101,5	0,623504	134,08	695,95
19	72	96,5	0,641009	132,50	828,46
18	71	91,5	0,659907	126,57	955,03
17	70	86,5	0,680355	121,58	1076,61
16	69	81,5	0,702532	116,16	1192,76
15	68	76,5	0,726642	110,65	1303,41
14	67	71,5	0,752919	104,95	1408,36
13	66	66,5	0,781625	99,10	1507,46
12	65	61,5	0,813059	93,05	1600,51
11	64	56,5	0,847559	86,82	1687,34
10	63	51,5	0,885499	80,40	1767,73
9	62	46,5	0,927295	73,76	1841,50
8	61	41,5	0,973396	66,91	1908,40
7	60	36,5	1,024272	59,85	1968,25
6	59	31,5	1,080399	52,46	2020,71
5	58	26,5	1,142222	45,10	2065,81
4	57	21,5	1,210104	36,59	2102,40
3	56	16,5	1,284262	30,45	2132,85
2	55	11,5	1,364675	16,67	2149,52
1	54	8,5	1,414670	24,13	2173,65
Sur mât			0	0	2173,65

- **Au niveau des haubans**

A partir des réactions maximales précédentes nous allons déduire l'effort normal dans chaque hauban par l'expression suivante :

$$\text{Effort transmis} = \frac{\text{Charge par hauban}}{\sin(\text{angle d'inclinaison})}$$

Les résultats sont présentés au tableau 4.5.

Tableau 4.5 : Effort normal transmis aux haubans

N° Hauban	Hauteur jusqu'à l'ancrage (m)	Longueur jusqu'à l'ancrage (m)	Angle d'inclinaison du hauban (rad)	Charge par hauban (kN)	Force transmise au hauban (kN)
24	77	121,5	0,564863	-353,91	-661,13
23	76	116,5	0,578033	99,00	181,19
22	75	111,5	0,592131	35,82	64,19
21	74	106,5	0,607252	52,75	92,45
20	73	101,5	0,623504	48,22	82,58
19	72	96,5	0,641009	49,43	82,66
18	71	91,5	0,659907	49,11	80,10
17	70	86,5	0,680355	49,19	78,20
16	69	81,5	0,702532	49,17	76,10
15	68	76,5	0,726642	49,18	74,02
14	67	71,5	0,752919	49,17	71,92
13	66	66,5	0,781625	49,18	69,81
12	65	61,5	0,813059	49,17	67,70
11	64	56,5	0,847559	49,18	65,60
10	63	51,5	0,885499	49,17	63,51
9	62	46,5	0,927295	49,18	61,47
8	61	41,5	0,973396	49,17	59,47
7	60	36,5	1,024272	49,19	57,57
6	59	31,5	1,080399	49,13	55,69
5	58	26,5	1,142222	49,35	54,26
4	57	21,5	1,210104	48,51	51,84
3	56	16,5	1,284262	51,67	53,86
2	55	11,5	1,364675	39,87	40,73
1	54	8,5	1,414670	76,65	77,59

Répartition des efforts normaux au niveau des haubans

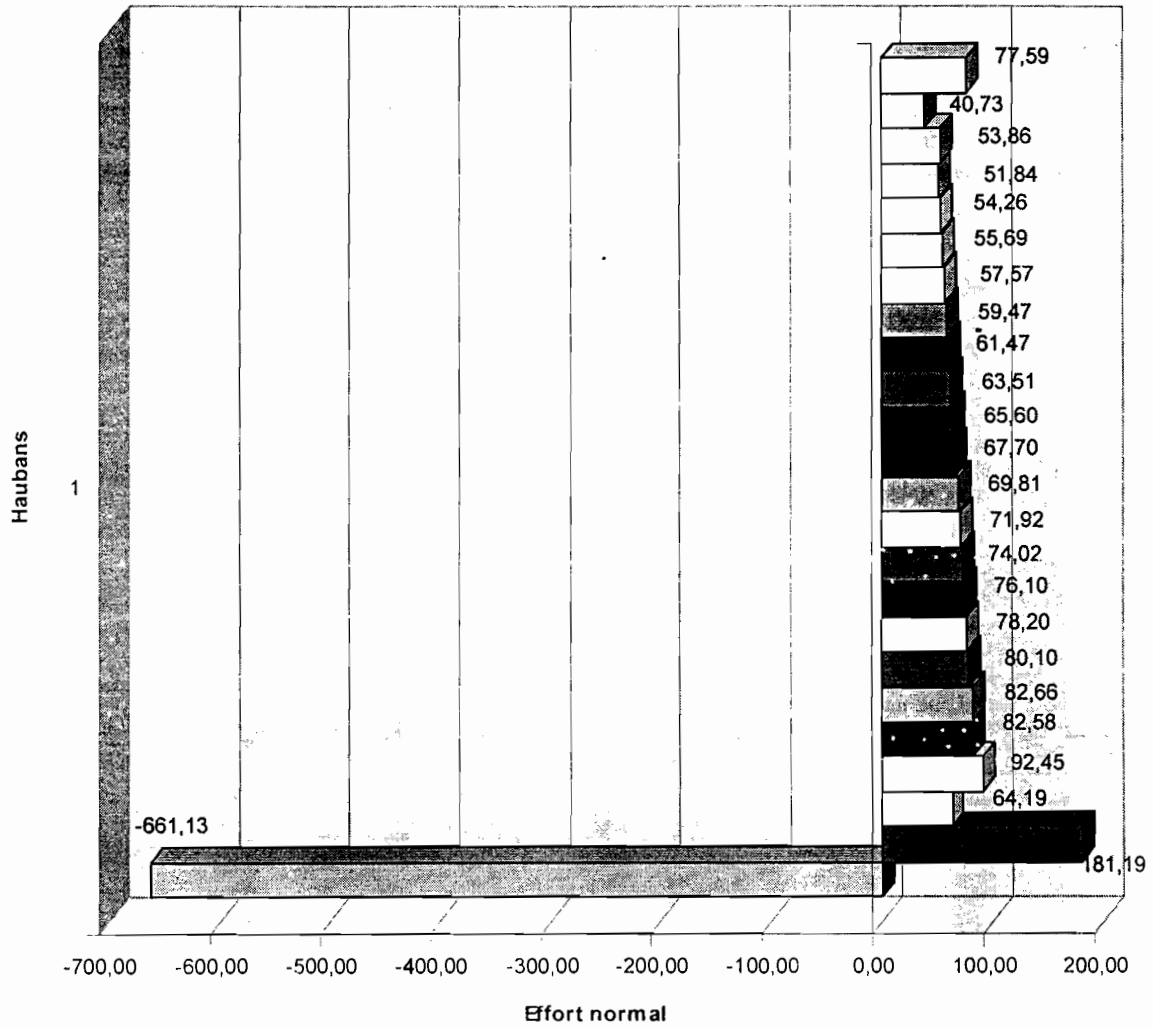


Figure 4.3 : Répartition des efforts normaux au niveau des haubans

Nous remarquons que le dernier hauban est beaucoup plus sollicité que les autres, de ce fait il serait intéressant d'adopter dans ce cas une section particulière afin de ne pas trop surdimensionner l'ouvrage en adoptant une seule gamme de haubans.

Ceci est du au fait que le dernier hauban retient une partie du tablier jusqu'à la prochaine pile. Vient ensuite le hauban 23 qui reprend qu'une partie des efforts.

Nous expliquons cela par le fait que ce dernier se trouve entre le 24^{ème} hauban qui est très sollicité et le 22^{ème} qui l'est moyennement. Donc il se trouve dans une zone intermédiaire.

Pour les autres haubans la différence des sollicitations transmises n'est pas très flagrante ce qui nous permettra d'adopter une section constante.

4.2.4 Dimensionnement des haubans

Connaissant à ce stade les forces dans les haubans, il est nécessaire de définir une contrainte admissible σ_g sous le poids propre et les surcharges permanentes afin de déterminer les sections d'acier.

Pour aborder ce problème de façon simplifiée, on peut admettre qu'un hauban reprend sous surcharges une force N_q proportionnelle à la force N_g qu'il subit sous charges permanentes.

La valeur σ_g est donc liée au paramètre η que l'on définit comme le rapport :

$$\eta = \frac{q}{g}$$

où g est la valeur du poids propre et des charges permanentes sur le tablier et q la surcharge répartie correspondant au type de trafic auquel l'ouvrage est soumis.

De ce fait, si la valeur de η est petite, la variation de contrainte $\Delta\sigma_q$ est inférieure à la valeur limite admissible $\Delta\sigma_{adm}$ et l'on utilise toute la capacité portante des (critère de résistance) :

$$\sigma_g + \sigma_q < \sigma_{adm}$$

Par contre si le rapport η est élevé, la variation de contrainte $\Delta\sigma_q$ devient déterminante et l'on ne peut plus utiliser toute la capacité portante des haubans (critère de fatigue) :

$$\Delta\sigma_q < \Delta\sigma_{adm}$$

Notre choix se portera sur les câbles à torons. Très répandus dans les différents procédés de précontrainte, les torons ont récemment trouvé de nouvelles applications importantes dans la fabrication des haubans, principalement pour des raisons économiques. En effet, malgré des fluctuations parfois imprévisibles du marché, les torons sont actuellement commercialisés à des tarifs relativement bon marché, par suite de leur production en grande quantité.

Ils sont constitués chacun de sept brins torsadés d'un diamètre extérieur variant entre 12.7 mm (0.5 pouce) et 17.78 mm (0.7 pouce).

Dans notre cas
$$\eta = \frac{39.34}{123.741} = 0.32$$

ce qui est relativement faible (inférieur à 0.4) ; c'est alors la condition de résistance qui est déterminante :

D'où pour le critère de résistance :

$$\sigma_{\text{adm}} = (1 + \eta) \times \sigma_g = 1,32 \times \sigma_g$$

La contrainte maximale admissible dans un hauban est généralement définie ainsi :

$$\sigma_{\text{adm}} = 0.45 \times \beta_z \quad \text{avec } \beta_z \text{ la contrainte de rupture de l'acier}$$

Dans notre nous adopterons des aciers de résistances ultimes garanties par les différents fabricants égales à 1700 N / mm^2 .

D'où
$$\sigma_{\text{adm}} = 0.45 \times 1700 = 765 \text{ N / mm}^2$$

Donc
$$\sigma_g = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{1.32} = 579.5 \text{ N / mm}^2$$

En utilisant encore une fois de plus le programme C ++, nous aurons les réactions au niveau des haubans sous l'effet du poids propre du tablier et par la suite les forces transmises aux haubans et enfin leurs sections.

Les résultats obtenus sont présentés au tableau 4.6.

Le type de haubans choisi fait partie de la gamme proposée par le constructeur Freyssinet, il s'agit de torons de précontrainte de 0.5 '' (0.5 pouce) disposés parallèlement en faisceau compact.

Chaque toron à un diamètre de 150 mm, donc on pourrait déterminer le nombre de torons pour chaque hauban. Les résultats sont consignés au tableau 4.7.

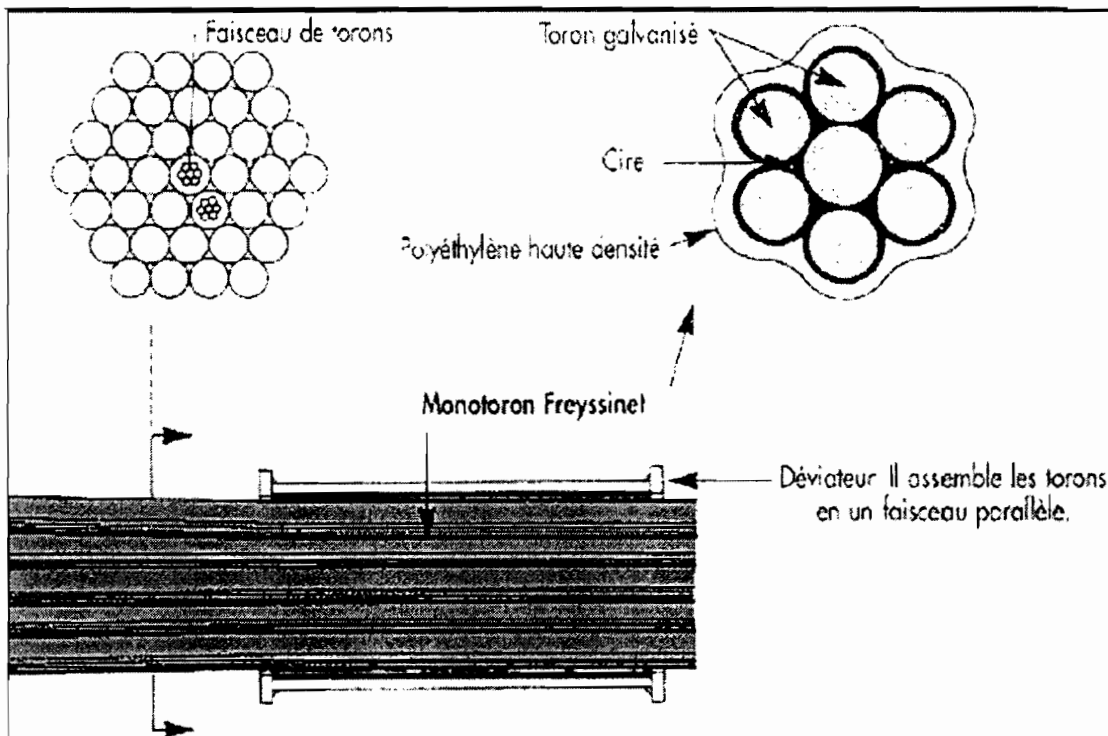


Figure 4.4 : Détail des haubans Freyssinet.

Tableau 4.6 : Dimensionnement de la section des haubans

N° Hauban	Réaction sous poids propre (kN)	Angle d'inclinaison du hauban (rad)	Force transmise sous Poids propre (kN)	Section en (mm ²)	Section en (cm ²)
24	-2161,75	0,564863051	-2019,19	3484,3732	34,8437
23	604,721	0,578032844	553,39	954,9461	9,5495
22	218,826	0,592130547	196,03	338,2829	3,3828
21	322,226	0,607251563	282,35	487,2320	4,8723
20	294,52	0,623503775	252,21	435,2165	4,3522
19	301,944	0,64100942	252,46	435,6506	4,3565
18	299,955	0,659907236	244,64	422,1641	4,2216
17	300,488	0,680354918	238,84	412,1406	4,1214
16	300,383	0,702531883	232,44	401,1041	4,0110
15	300,373	0,726642341	226,06	390,0960	3,9010
14	300,376	0,752918615	219,65	379,0276	3,7903
13	300,375	0,781624596	213,20	367,9090	3,6791
12	300,375	0,813059091	206,76	356,7867	3,5679
11	300,373	0,847558642	200,34	345,7077	3,4571
10	300,381	0,885499155	193,99	334,7484	3,3475
9	300,354	0,927295218	187,72	323,9366	3,2394
8	300,454	0,973395504	181,70	313,5407	3,1354
7	300,082	1,024271896	175,62	303,0594	3,0306
6	301,469	1,080399247	170,87	294,8620	2,9486
5	296,294	1,142222048	162,88	281,0661	2,8107
4	315,607	1,210104429	168,66	291,0372	2,9104
3	243,529	1,28426156	126,94	219,0509	2,1905
2	468,176	1,364674985	239,15	412,6839	4,1268
1	477,782	1,414669961	241,83	417,3122	4,1731

Tableau 4.7 : Nombre de torons et longueur de chaque hauban

N° Hauban	Hauteur jusqu'à l'ancrage (m)	Longueur jusqu'à l'ancrage (m)	Section en mm ²	Nombre de torons	Longueur (m)
24	77	121,5	3484,37	23,23	143,84
23	76	116,5	954,95	6,37	139,10
22	75	111,5	338,28	2,26	134,38
21	74	106,5	487,23	3,25	129,69
20	73	101,5	435,22	2,90	125,02
19	72	96,5	435,65	2,90	120,40
18	71	91,5	422,16	2,81	115,82
17	70	86,5	412,14	2,75	111,28
16	69	81,5	401,10	2,67	106,79
15	68	76,5	390,10	2,60	102,35
14	67	71,5	379,03	2,53	97,99
13	66	66,5	367,91	2,45	93,69
12	65	61,5	356,79	2,38	89,48
11	64	56,5	345,71	2,30	85,37
10	63	51,5	334,75	2,23	81,37
9	62	46,5	323,94	2,16	77,50
8	61	41,5	313,54	2,09	73,78
7	60	36,5	303,06	2,02	70,23
6	59	31,5	294,86	1,97	66,88
5	58	26,5	281,07	1,87	63,77
4	57	21,5	291,04	1,94	60,92
3	56	16,5	219,05	1,46	58,38
2	55	11,5	412,68	2,75	56,19
1	54	8,5	417,31	2,78	54,66

4.2.5 Prédimensionnement du mât

Les ancrages des haubans exercent au niveau du mât une compression. Les efforts de compression dus aux haubans dans le mât sont présentés au tableau 3.8. Ces efforts sont répartis sur toute la surface de béton en contact avec l'ancrage.

Ainsi pour le mât central il s'agira dans un premier de définir les efforts verticaux transmis par chaque hauban, ensuite de les cumuler pour enfin sortir la section du mât à adopter.

En tenant compte de la mise en œuvre du béton nous adopterons une résistance à la compression du béton à 28 jours de 25 MPa.

En prenant un angle d'écartement $\Phi = 85.15^\circ$ nous aurons :

$$2 \times A \times \sin(\Phi) = A_T = \frac{N_c}{f_{c28}}$$

Avec :

N_c : effort normal cumulé au niveau du mât

A : section recherchée de chaque pied du pylône

$$A = 0.45 \text{ m}^2$$

Par suite, nous aurons dans le sens transversal une section pleine de **70 × 70 cm** pour notre mât.

Tableau 4.8 : Cumul des efforts normaux transmis au mât.

N° Hauban	Niveau de l'ancrage (m)	Angle d'inclinaison du hauban (rad)	Force transmise à chaque hauban (kN) sous poids propre	Effort normal transmis par les 4 ancrages (kN)
24	77	0,564863	2019,39	4323,92
23	76	0,578033	553,41	1209,48
22	75	0,592131	196,03	437,64
21	74	0,607252	282,35	644,45
20	73	0,623504	252,21	589,04
19	72	0,641009	252,46	603,89
18	71	0,659907	244,64	599,91
17	70	0,680355	238,84	600,98
16	69	0,702532	232,41	600,69
15	68	0,726642	226,07	600,77
14	67	0,752919	219,64	600,75
13	66	0,781625	213,20	600,75
12	65	0,813059	206,76	600,75
11	64	0,847559	200,34	600,75
10	63	0,885499	193,98	600,75
9	62	0,927295	187,74	600,76
8	61	0,973396	181,64	600,71
7	60	1,024272	175,84	600,91
6	59	1,080399	170,09	600,16
5	58	1,142222	165,72	602,94
4	57	1,210104	158,34	592,59
3	56	1,284262	164,51	631,21
2	55	1,364675	124,40	487,06
1	54	1,414670	236,97	936,35
Réaction d'appui	0	-	-	955,562
Somme partielle	-	-	-	19822,77
Apport du poids propre	-	-	-	1950
Cumul				21772,77

4.2.6 Moments fléchissants maximaux en travée et moments sur appuis.

Le calcul se fait comme décrit dans le cours de structure I. Les résultats sont présentés au tableau ci-dessous. Dans ce tableau, on a les moments maximaux en travée et les moments sur appui tout en se rappelant que l'ancrage des câbles est considéré comme un appui simple.

Tableau 4.9 : Moment fléchissant maximal en travée et moment sur appui

Désignation	Moments sur appui (kN .m)	Moment maximal en travée (kN.m)
Culée Ouest	0	
		2539,6200
Pile 1	-2675,7	
		2237,8700
Pile 2	-1590,96	
		259,8300
Hauban 24	227,96	
		234,6500
Hauban 23	-165	
		79,6500
Hauban 22	-59,71	
		87,7600
Hauban 21	-87,92	
		83,1800
Hauban 20	-80,36	
		84,2400
Hauban 19	-82,39	
		83,9400
Hauban 18	-81,84	
		84,0200
Hauban 17	-81,99	
		84,0000
Hauban 16	-81,95	
		84,0000
Hauban 15	-81,96	
		84,0000
Hauban 14	-81,96	

		84,0000
Hauban 13	-81,96	
		84,0000
Hauban 12	-81,96	
		84,0000
Hauban 11	-81,96	
		84,0000
Hauban 10	-81,96	
		84,0000
Hauban 9	-81,96	
		84,0100
Hauban 8	-81,95	
		83,9900
Hauban 7	-81,98	
		84,0500
Hauban 6	-81,88	
		83,8300
Hauban 5	-82,26	
		84,6600
Hauban 4	-80,84	
		81,5900
Hauban 3	-86,11	
		93,3900
Hauban 2	-66,45	
		53,6700
Hauban 1	-139,86	
		189,8200
Mât	-206,6900	

Conclusion et Recommandations :

Dans ce projet de fin d'études, il s'agissait de faire l'analyse structurale et le prédimensionnement d'un prototype de pont haubané qui pourra être calé sur le fleuve Sénégal ou Gambie. L'ouvrage doit être composé de câbles accrochés à un mât central et soutenant le tablier et reposant sur des culées et piles.

Après le calcul des propriétés de section notre étude s'est axée principalement sur deux points :

- d'abord, il s'agissait du choix convenable du prototype tout en tenant compte des règles en matière de construction d'ouvrage de franchissement et du prédimensionnement du tablier
- et ensuite de l'analyse structurale et du prédimensionnement du mât et des haubans.

De même nous avons procédé au choix de divers éléments accessoires que sont les appareils d'appui, l'étanchéité, les chenaux de drainage et les garde-corps.

Cependant ce travail n'a pas été sans difficultés. La principale rencontrée a été surtout au niveau du choix des dimensions préliminaires. En effet le choix des dimensions préliminaires qui serviront à l'analyse n'est pas aisé ; ce travail est itératif car si les dimensions choisies ne satisfont pas les vérifications faites au moment de l'analyse, il faudra revenir en arrière pour en choisir d'autres.

A celle-ci s'ajoutent peut-être les difficultés moindres liées à la programmation. En effet ne disposant pas assez de temps, il nous été très difficile de faire des programmes de calcul complets.

Mais en somme l'objectif de ce projet de fin d'étude a été atteint, car une solution a pu être retenue. Il s'agit d'un pont haubané de 350 mètres de long sur 10 mètres de large. Le pont est constitué d'un tablier en caisson d'une hauteur de 1.20 mètre, continu sur 6 travées, soient 4 de 25 mètres et 2 de 125 mètres ; d'un mât en forme A de 78 mètres de hauteur, de 96 haubans et d'une ouverture de 118 mètres.

Mais d'une part, ce qu'il ne faut pas perdre de vue c'est que cette étude ne peut pas prétendre être complète car une étude complète devrait comporter plusieurs variantes et qui seront comparées par la suite.

D'autre part, il faut souligner que les effets du second ordre, qui ont une influence non négligeable sur le comportement de la structure, n'ont pas été pris en compte. En effet des programmes de calcul ont été entamés reste à les poursuivre et les tester.

Ainsi, dans le cas où ce projet devrait être poursuivi, nous suggérons les recommandations suivantes :

- maîtriser au moins deux langages de programmation comme le Fortran et le C++ ;
- faire la comparaison entre le modèle cadre plan et le modèle cadre spatial ;
- prendre en compte les effets $P-\Delta$ en introduisant dans la matrice de rigidité les termes y afférents et le gauchissement des sections ;
- faire l'inventaire des techniques de construction les plus appropriées
- et enfin faire le calcul béton armé.

ANNEXES

ANNEXE 1 : EQUATIONS AUX DERIVEES PARTIELLES FONDAMENTALES

$$\begin{aligned}
\text{equat1} := & Ds EA \left(\frac{\partial}{\partial s} u_G(s) \right) + Ds EA Kc_z v_G(s) - Ds EA Kc_y w_G(s) \\
& - Kc_z GA \left(\frac{\partial}{\partial s} v_G(s) \right) + GA Kc_z^2 u_G(s) - Kc_z GA Kc_x w_G - Kc_z GA \theta_z(s) \\
& - z_c GA Kc_z^2 \theta_y(s) + Kc_z z_c GA Kc_y \theta_z(s) - Kc_z z_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_x(s) \right) \\
& + Kc_y GA \left(\frac{\partial}{\partial s} w_G(s) \right) + GA Kc_y^2 u_G(s) - Kc_y GA Kc_x v_G(s) \\
& - Kc_y GA \theta_y(s) - Kc_y y_c GA Kc_z \theta_y(s) + y_c GA Kc_y^2 \theta_z(s) \\
& - Kc_y y_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_x(s) \right) - \rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} u_G(s, t) \right) - Cf \left(\frac{\partial}{\partial t} u_G(s, t) \right) + Fb_x
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{equat2} := & Kc_z EA \left(\frac{\partial}{\partial s} u_G(s) \right) + Kc_z^2 EA v_G(s) - Kc_z EA Kc_y w_G(s) \\
& + Ds GA \left(\frac{\partial}{\partial s} v_G(s) \right) - Ds GA Kc_z u_G(s) + Ds GA Kc_x w_G + Ds GA \theta_z(s) \\
& + Ds z_c GA Kc_z \theta_y(s) - Ds z_c GA Kc_y \theta_z(s) + Ds z_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_x(s) \right) \\
& - Kc_x GA \left(\frac{\partial}{\partial s} w_G(s) \right) - Kc_x GA Kc_y u_G(s) + GA Kc_x^2 v_G(s) \\
& + Kc_x GA \theta_y(s) + Kc_x y_c GA Kc_z \theta_y(s) - Kc_x y_c GA Kc_y \theta_z(s) \\
& + Kc_x y_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_x(s) \right) - \rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} v_G(s, t) \right) - Cf \left(\frac{\partial}{\partial t} v_G(s, t) \right) + Fb_y
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{equat3} := & -Kc_y EA \left(\frac{\partial}{\partial s} u_G(s) \right) - Kc_y EA Kc_z v_G(s) + Kc_y^2 EA w_G(s) \\
& + Kc_x GA \left(\frac{\partial}{\partial s} v_G(s) \right) - Kc_x GA Kc_z u_G(s) + GA Kc_x^2 w_G + Kc_x GA \theta_z(s) \\
& + Kc_x z_c GA Kc_z \theta_y(s) - Kc_x z_c GA Kc_y \theta_z(s) + Kc_x z_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_x(s) \right) \\
& + Ds GA \left(\frac{\partial}{\partial s} w_G(s) \right) + Ds GA Kc_y u_G(s) - Ds GA Kc_x v_G(s) \\
& - Ds GA \theta_y(s) - Ds y_c GA Kc_z \theta_y(s) + Ds y_c GA Kc_y \theta_z(s) \\
& - Ds y_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_x(s) \right) - \rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} w_G(s, t) \right) - Cf \left(\frac{\partial}{\partial t} w_G(s, t) \right) + Fb_y
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{equat4} := & -\rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} \theta_x(s, t) \right) + Mb_x - Cf \left(\frac{\partial}{\partial t} \theta_x(s, t) \right) + Ds z_c GA Kc_x w_G \\
& - Ds y_c GA Kc_y u_G(s) + Ds y_c GA Kc_x v_G(s) + Ds z_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} v_G(s) \right) \\
& + Ds z_c GA \theta_z(s) - Ds y_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} w_G(s) \right) + Ds y_c GA \theta_y(s) \\
& + Ds GI_p Kc_z \theta_y(s) - Ds GI_p Kc_y \theta_z(s) - Kc_z EI_y Kc_x \theta_z(s) \\
& + 2 Kc_z EI_{yz} Kc_y \theta_x(s) - Kc_z EI_{yz} Kc_x \theta_y(s) - Kc_y EI_{yz} Kc_x \theta_z(s) \\
& - Kc_y EI_z Kc_x \theta_y(s) - Ds z_c GA Kc_z u_G(s) + Ds GI_p \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_x(s) \right) \\
& + EI_y Kc_z^2 \theta_x(s) - Kc_z EI_y \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_y(s) \right) + Kc_z EI_{yz} \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_z(s) \right) \\
& + Kc_z EI_{wz} \left(\frac{\partial}{\partial s} \psi(s) \right) + EI_z Kc_y^2 \theta_x(s) - Kc_y EI_{yz} \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_y(s) \right) \\
& + Kc_y EI_z \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_z(s) \right) + Kc_y EI_{wy} \left(\frac{\partial}{\partial s} \psi(s) \right) \\
\text{equat5} := & -GA \left(\frac{\partial}{\partial s} w_G(s) \right) + GA \theta_y(s) - Ds EI_{yz} \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_z(s) \right) + Mb_y \\
& - Cf \left(\frac{\partial}{\partial t} \theta_y(s, t) \right) - GA Kc_y u_G(s) + GA Kc_x v_G(s) + y_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_x(s) \right) \\
& - y_c GA Kc_y \theta_z(s) + 2 y_c GA Kc_z \theta_y(s) + GI_p Kc_z^2 \theta_y(s) + EI_z Kc_x^2 \theta_y(s) \\
& + Kc_x EI_{yz} \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_y(s) \right) - Kc_x EI_z \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_z(s) \right) - Kc_x EI_{wy} \left(\frac{\partial}{\partial s} \psi(s) \right) \\
& - z_c GA Kc_z^2 u_G(s) + Kc_z z_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} v_G(s) \right) + Kc_z z_c GA \theta_z(s) \\
& - Kc_z y_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} w_G(s) \right) - Kc_z GI_p Kc_y \theta_z(s) - Ds EI_y Kc_z \theta_x(s) \\
& + Ds EI_y Kc_x \theta_z(s) - Ds EI_{yz} Kc_y \theta_x(s) + Ds EI_{yz} Kc_x \theta_y(s) \\
& - Kc_x EI_{yz} Kc_z \theta_x(s) - Kc_x EI_z Kc_y \theta_x(s) + Kc_z z_c GA Kc_x w_G \\
& - Kc_z y_c GA Kc_y u_G(s) + Kc_z y_c GA Kc_x v_G(s) - \rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} \theta_y(s, t) \right) \\
& - Ds EI_{wz} \left(\frac{\partial}{\partial s} \psi(s) \right) + Ds EI_y \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_y(s) \right) + EI_{yz} Kc_x^2 \theta_z(s) \\
& + Kc_z GI_p \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_x(s) \right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{equat6} := & GA \theta_z(s) - \rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} \theta_z(s, t) \right) + GA \left(\frac{\partial}{\partial s} v_G(s) \right) + Mb_z \\
& - Cf \left(\frac{\partial}{\partial t} \theta_z(s, t) \right) + z_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_x(s) \right) - GA Kc_z u_G(s) + GA Kc_x w_G \\
& - Ds EI_z Kc_x \theta_y(s) - Kc_y y_c GA \theta_y(s) - Kc_y GI_p Kc_z \theta_y(s) \\
& - Kc_x EI_y Kc_z \theta_x(s) - Kc_x EI_{yz} Kc_y \theta_x(s) + Ds EI_{yz} Kc_z \theta_x(s) \\
& - Ds EI_{yz} Kc_x \theta_z(s) + Kc_y y_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} w_G(s) \right) - Kc_y z_c GA Kc_x w_G \\
& - Kc_y y_c GA Kc_x v_G(s) + Ds EI_z Kc_y \theta_x(s) - Kc_y z_c GA \left(\frac{\partial}{\partial s} v_G(s) \right) \\
& + y_c GA Kc_y^2 u_G(s) + Kc_y z_c GA Kc_z u_G(s) - 2 z_c GA Kc_y \theta_z(s) \\
& + z_c GA Kc_z \theta_y(s) - Ds EI_{yz} \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_y(s) \right) + Ds EI_{wy} \left(\frac{\partial}{\partial s} \psi(s) \right) \\
& + Ds EI_z \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_z(s) \right) - Kc_x EI_{wz} \left(\frac{\partial}{\partial s} \psi(s) \right) + GI_p Kc_y^2 \theta_z(s) \\
& - Kc_y GI_p \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_x(s) \right) + EI_y Kc_x^2 \theta_z(s) + EI_{yz} Kc_x^2 \theta_y(s) \\
& + Kc_x EI_y \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_y(s) \right) - Kc_x EI_{yz} \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_z(s) \right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{equat7} := & Ds EI_{wz} Kc_z \theta_x(s) - Ds EI_{wz} Kc_x \theta_z(s) - Ds EI_{wz} \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_y(s) \right) \\
& + Ds EI_{wy} Kc_y \theta_x(s) - Ds EI_{wy} Kc_x \theta_y(s) + Ds EI_{wy} \left(\frac{\partial}{\partial s} \theta_z(s) \right) \\
& + Ds EI_w \left(\frac{\partial}{\partial s} \psi(s) \right) - \rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} \psi(s, t) \right) - Cf \left(\frac{\partial}{\partial t} \psi(s, t) \right) + Mb_w
\end{aligned}$$

ANNEXE 2 : EXEMPLES DE PROGRAMMES DE CALCUL DE PROPRIETES DE SECTION SUR MAPLE 6 + RESULTATS

2.1 CAS D'UNE SECTION EN T D'UN TABLIER DE PONT

```

> restart:
with (student):
with(linalg):

>
aire      :=vector(10):
inertieY:=vector(10):
inertieZ:=vector(10):
ELMT:=matrix(4,5):
ELMT[1,1]:=B:
ELMT[1,2]:=e[s]:
ELMT[1,3]:=0:
ELMT[1,4]:=0:
ELMT[2,1]:=h:
ELMT[2,2]:=e[a]:
ELMT[2,3]:=b/2:
ELMT[2,4]:=-h/2+e[s]/2:
ELMT[3,1]:=h:
ELMT[3,2]:=e[a]:
ELMT[3,3]:=-b/2:
ELMT[3,4]:=-h/2+e[s]/2:
ELMT[4,1]:=h:
ELMT[4,2]:=e[a]:
ELMT[4,3]:=0:
ELMT[4,4]:=-h/2+e[s]/2:
ELMT[1,5] := 0:
ELMT[2,5] := b/2:
ELMT[3,5] := -b/2:
ELMT[4,5] := 0:
evalm(ELMT):

> for i from 1 to 3 do
  aire[i]:=0:
  inertieY[i]:=0:
  inertieZ[i]:=0:
end do:
for i from 1 to 3 do
  aire[i]:=aire[i]+ELMT[i,1]*ELMT[i,2]:
  if i = 1 then
    inertieY[i]:=inertieY[i]+ELMT[i,1]*ELMT[i,2]^3/12:
    inertieZ[i]:=inertieZ[i]+ELMT[i,2]*ELMT[i,1]^3/12:
  else
    inertieY[i]:=inertieY[i]+ELMT[i,2]*ELMT[i,1]^3/12:

```

```

    inertieZ[i]:=inertieZ[i]+ELMT[i,1]*ELMT[i,2]^3/12:
  end if:
end do:

inertieTY:=0:
inertieTZ:=0:
for i from 1 to 3 do
  inertieTY:= inertieTY + inertieY[i] +
  ELMT[i,1]*ELMT[i,2]*ELMT[i,4]^2:
  inertieTZ:= inertieTZ + inertieZ[i] +
  ELMT[i,1]*ELMT[i,2]*ELMT[i,3]^2:
end do:

Ii[Y]:=inertieTY;
Ii[Z]:=inertieTZ;

> rn0:=vector(3):
rn0[1]:=0:rn0[2]:=b/2:rn0[3]:=-b/2:
oms0:=vector(3):
oms0[1]:= b*h/2:
oms0[2]:= b*s/2:
oms0[3]:= b*h/2-(b/2)*(s-h-b):

> Iwz:=integrate(oms0[2]*(b/2)*ELMT[2,2],s=0..h):
Iwz:=Iwz+integrate(oms0[1]*0*ELMT[1,2],s=h..h+b):
Iwz:=Iwz-integrate(oms0[3]*(-b/2)*ELMT[3,2],s=h+b..2*h+b):
Iwy:=0;
Iwz:=factor(Iwz);
Yc:=Iwy/Ii[Y];
Zc:=factor(Iwz/Ii[Z]);

> rn:=vector(3):
rn[1]:=b/2:rn[2]:=-Zc:rn[3]:=b/2:
oms:=vector(3):
oms[1]:= b*t/2:
oms[2]:= b*h/2-Zeta[c]*(t-h):
oms[3]:= b*h/2-Zeta[c]*b+b*(t-b-h)/2:

> Airetot:=2*e[a]*h+e[s]*B:
omega[m]:=- (1/Airetot)*integrate(oms[1]*ELMT[2,2],t=0..h):
omega[m]:=omega[m]+(1/Airetot)*integrate(oms[2]*ELMT[1,2],t=h..
h+b):

```



```

omega [m] :=omega [m] + (1/Airetot) *integrate (oms [3] *ELMT [2, 2] , t=h+b
..2*h+b) :
omega [m] :=omega [m] -
(1/Airetot) *integrate (oms [2] *ELMT [1, 2] , t=h..h+(B-b)/2) :
omega [m] :=omega [m] -
(1/Airetot) *integrate (oms [2] *ELMT [1, 2] , t=h+b..h+(B+b)/2) :

omega [m] :=factor (omega [m]) :

> omegax1:= -oms [1] -omega [m] :
omegax2:= oms [2] -omega [m] :
omegax3:= oms [3] -omega [m] :
omegax4:= oms [2] -omega [m] :
omegax5:= -oms [2] -omega [m] :

> rt:=vector (3) :
rt [1] :=t-h-Zeta [c] :rt [2] :=t-h-b/2 :rt [3] :=-(t-b-2*h-Zeta [c]) :
omega1 :=(omegax1-rt [1] *Zeta) ^2 :omega2 :=(omegax2-
rt [2] *Zeta) ^2 :omega3 :=(omegax3-rt [3] *Zeta) ^2 :
omega4 :=(omegax4-rt [2] *Zeta) ^2 :omega5 :=(omegax5-rt [1] *Zeta) ^2 :

> Inertiegauch :=-Doubleint (expand (omega1) , Zeta=-
(e[a])/2..(e[a])/2, t=0..h) :
Inertiegauch :=Inertiegauch- (Doubleint (expand (omega2) , Zeta=-
(e[s])/2..(e[s])/2, t=h..h+b)) :
Inertiegauch :=Inertiegauch+ (Doubleint (expand (omega3) , Zeta=-
(e[a])/2..(e[a])/2, t=h+b..2*h+b)) :
Inertiegauch :=Inertiegauch+ (Doubleint (expand (omega5) , Zeta=-
(e[s])/2..(e[s])/2, t=h..h+(B-b)/2)) :
Inertiegauch :=Inertiegauch- (Doubleint (expand (omega4) , Zeta=-
(e[s])/2..(e[s])/2, t=h+b..h+(B+b)/2)) :
Inertiegauch :=factor (Inertiegauch) :

dimSect :={e[a]=10, h=40, B=100, e[s]=15, b=50} :
ztc :=subs (dimSect, Zc) :
Iw1 :=(subs (dimSect, Inertiegauch)) :
IwCalcul :=evalf (subs (Zeta [c]=ztc, Iw1)) :
Iw2 :=subs (dimSect, Zeta [c]^2*B^3*e[s]/12 +
(h*b^2/6) * (3*Zeta [c]^2 - 3*Zeta [c]*h + h^2) *e[a]) :
IwLivre :=evalf (subs (Zeta [c]=ztc, Iw2)) :

>
Warning, the protected names norm and trace have been redefined and unprotected

```

$$Ii_Y := \frac{1}{12} B e_s^3 + \frac{1}{6} e_a h^3 + 2 h e_a \left(-\frac{1}{2} h + \frac{1}{2} e_s \right)^2$$

$$Ii_Z := \frac{1}{12} e_s B^3 + \frac{1}{6} h e_a^3 + \frac{1}{2} h e_a b^2$$

$$Iwy := 0$$

$$Iwz := \frac{1}{4} b^2 e_a h^2$$

$$Yc := 0$$

$$Zc := 3 \frac{b^2 e_a h^2}{e_s B^3 + 2 h e_a^3 + 6 h e_a b^2}$$

$$IwCalcul := .2346312245 \cdot 10^9$$

$$IwLivre := .2095246325 \cdot 10^9$$

2.2 CAS D'UNE SECTION RECTANGULAIRE

```
> restart;
with(linalg):
with(student):
Warning, the protected names norm and trace have been redefined and unprotected
```

Section rectangulaire de hauteur **h** et d'épaisseur **e**

Le centre de torsion **C** coïncide avec **O** l'origine de notre repère principal :

```
> Yb:=0;
Zb:=0;
Iy:=e*h^3/12;
Iz:=h*e^3/12;
Iwy:=0;
Iwz:=0;
Yc:=Iwy/Iy;
Zc:=Iwz/Iz;
```

On a donc par rapport à **C** :

```
> r[t]:=s;
r[n]:=0;

omega1[s](s):=0;
omega1[m]:=0;
Ainsi
> omega(s):=0;
Pcr suite
> omega(s,Zeta):=-r[t]*Zeta;
```

Calcul du moment d'inertie de gauchissement :

```
> InertieGauch:=value(Doubleint((omega(s,Zeta))^2,s=-
h/2..h/2,Zeta=-e/2..e/2));
```

$$Yb := 0$$

$$Zb := 0$$

$$Iy := \frac{1}{12} e h^3$$

$$Iz := \frac{1}{12} h e^3$$

$$Iwy := 0$$

$$Iwz := 0$$

$$Yc := 0$$

$$Zc := 0$$

$$InertieGauch := \frac{1}{144} h^3 e^3$$

```
> DimSect:={e=5,h=40}:
```

```
IyCALCUL:=evalf((subs(DimSect,Iy)));
```

```
IZCALCUL:=evalf((subs(DimSect,Iz)));
```

```
IwCALCUL:=evalf((subs(DimSect,InertieGauch)));
```

$$IyCALCUL := 26666.66667$$

$$IZCALCUL := 416.6666667$$

$$IwCALCUL := 55555.55556$$

2.3 CAS D'UNE CORNIERE

```
> restart:
```

```
with(linalg):
```

```
with(student):
```

Cornière de côté **h** et d'épaisseur **e**.

```
> aire :=vector(10):
```

```
inertieY:=vector(10):
```

```
inertieZ:=vector(10):
```

```
ELMT:=matrix(2,4):
```

```
ELMT[1,1]:=h-e[2]:
```

```

ELMT[1,2]:=e[1]:
ELMT[1,3]:=(h-e[2])/2:
ELMT[1,4]:=0:
ELMT[2,1]:=h:
ELMT[2,2]:=e[2]:
ELMT[2,4]:=(h-e[1])/2:
ELMT[2,3]:=0:

evalm(ELMT):

> for i from 1 to 2 do
  aire[i]:=0:
  inertieY[i]:=0:
  inertieZ[i]:=0:
end do:
for i from 1 to 2 do
  aire[i]:=aire[i]+ELMT[i,1]*ELMT[i,2]:
  if i = 1 then
    inertieY[i]:=inertieY[i]+ELMT[i,2]*(ELMT[i,1]^3)/12:
    inertieZ[i]:=inertieZ[i]+ELMT[i,1]*(ELMT[i,2]^3)/12:
  else
    inertieY[i]:=inertieY[i]+ELMT[i,1]*ELMT[i,2]^3/12:
    inertieZ[i]:=inertieZ[i]+ELMT[i,2]*ELMT[i,1]^3/12:
  end if:
end do:
inertieTY:=0:
inertieTZ:=0:
for i from 1 to 2 do
  inertieTY:= inertieTY + inertieY[i] +
ELMT[i,1]*ELMT[i,2]*ELMT[i,3]^2:
  inertieTZ:= inertieTZ + inertieZ[i] +
ELMT[i,1]*ELMT[i,2]*ELMT[i,4]^2:
end do:
Ii[Y]:=inertieTY;
Ii[Z]:=inertieTZ;

```

Par rapport au repère d'origine O que nous avons choisi, la composante normale de \mathbf{f} à savoir r_n est nulle sur toute la structure.

Par conséquent :

```
> omega[s](s) := 0:
```

Ainsi :

```
> Iwy:=0;
```

```
Iwz:=0;
```

```
Yc:=Iwy/Ii[Y];
```

```
Zc:=Iwz/Ii[Z];
```

Donc le centre de torsion coïncide avec l'origine des axes **O** choisie :

On a donc par rapport à C :

> $r[t] := s$:

$r[n] := 0$:

$\omega_{g1}[s] (s) := 0$:

$\omega_{g1}[m] := 0$:

Ainsi

> $\omega(g, s) := 0$:

Par suite

> $\omega(g, s, Zeta) := -r[t] * Zeta$:

>

Calcul du moment d'inertie de gauchissement :

> $InertieGauch := value(Doubleint((\omega(g, s, Zeta))^2, s=0..h, Zeta=-e[1]/2..e[1]/2))$:

$InertieGauch := factor(InertieGauch + value(Doubleint((\omega(g, s, Zeta))^2, s=0..h, Zeta=-e[2]/2..e[2]/2)))$;

$$I_{iY} := \frac{1}{12} e_1 (h - e_2)^3 + (h - e_2) e_1 \left(-\frac{1}{2} h + \frac{1}{2} e_2 \right)^2 + \frac{1}{12} h e_2^3$$

$$I_{iZ} := \frac{1}{12} (h - e_2) e_1^3 + \frac{1}{12} e_2 h^3 + h e_2 \left(\frac{1}{2} h - \frac{1}{2} e_1 \right)^2$$

$$I_{wy} := 0$$

$$I_{wz} := 0$$

$$Y_c := 0$$

$$Z_c := 0$$

$$InertieGauch := \frac{1}{36} h^3 (e_1 + e_2) (e_1^2 - e_1 e_2 + e_2^2)$$

> $DimSect := \{e[1]=5, e[2]=6, h=65\}$:

$ICalcul[Y] := evalf(subs(DimSect, Ii[Y]))$;

$ICalcul[Z] := evalf(subs(DimSect, Ii[Z]))$;

$InertieGauCalcul := evalf(subs(DimSect, InertieGauch))$;

$$ICalcul_y := 343468.3333$$

$$ICalcul_z := 488927.0833$$

$$InertieGauCalcul := .2601309028 \cdot 10^7$$

Références

- [1] **René Walther et al**, Ponts Haubanés. Presses polytechniques romandes, EPFL, CH-1015 Lausanne, suisse, 1985.
- [2] **J. T. Oden**. Mechanics of elastic structures. Associate Professor of Engineering Mechanics University of Alabama in Huntsville, 1967, McGRAW-HILL BOOK COMPANY
- [3] **J. A. Calgaro-M. Virlogeux**. Projet et construction des ponts. Analyse structurale des tabliers de ponts. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1991.
- [4] **Association française du béton**. La technique française du béton précontraint. IX Congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP). Stockholm 1982.
- [5] **Jean Louis Batoz- Gouri Dhatt**. Modélisation des structures par éléments finis volume2, poutres et plaques, Paris 1990, HERMES.
- [6] **Robert Lafore**. Object-Oriented Programming in C ++, Second edition, 1995, WAITE GROUP PRESS.
- [7] **Jacques Brozzetti-Manfred A. Hirt-Rolf Bez**. Construction métallique. Exemples numériques adaptés aux Eurocodes. Presses polytechniques et universitaires romandes, CH-1015 Lausanne, suisse, janvier 1995.
- [8] **Yankhoba Traoré** encadré par le Pr. **Moustapha NDIAYE** Projet de Fin d'Etudes en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception, Conception d'un pont à trois voies avec un tablier raidi en béton armé sur le fleuve Sénégal, Août 1993, EPT.
- [9] **Valdiodio Guirande Diouf** encadré par le Pr. **Moustapha NDIAYE**. Projet de Fin d'Etudes en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception, Modélisation d'une poutre courbe, Août 2002, ESP Thiès.

[10] **R. FAVRE**, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Département de Génie Civil, Cours « Ponts en béton », Equipements des Ponts, Edition Juin 1995.

[11] **Paul Croteau** encadré par le **Dr. René A. Tinawi**. Mémoire en vue de l'obtention de la MAITRISE ES SCIENCES APPLIQUEES, Analyse géométriquement non linéaire des structures tridimensionnelles, juillet 1977.

[12] **André Bazergui-Thang BUI QUOC-André Biron-Georges McINTYRE-Charles Laberge**. Résistance des matériaux, édition corrigée, 1987.