

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil
Laboratoire L.G.S.D.S

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

*En vue de l'obtention du diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil*

Thème



CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT HAUBANÉ

Proposé par:

*M^r.MAKHLOUFI
S.A.E.T.I*

Réalisé par :

*Bachir DJAAFRI
Ali AMINI*

Encadré par :

*Mme. CHERID
Mme.MOHABEDDINE*

Promotion Juin 2006

شكر

نحمد الله العلي القدير علي إتمام هذا المشروع الذي يعود إليه الفضل أولا و أخيرا.

ثم نشكر الوالدين الكريمين الذين يرجع إليهما الفضل بعد الله عزوجل.

ونشكر الأستاذ فريد مخلوفي مدير دائرة الأشغال العمومية بالشركة الجزائرية لدراسة المرافق العامة على إعانتته وحرصه على إتمام هذا العمل.

ونشكر الأستاذة محب الدين و الأستاذة شريد على نصائحهم و متابعتهم لنا.

كما لا يفوتنا شكر المهندس والي نبيل على إعانتته و تقديم النصائح، ونشكر جميع عمال الشركة الجزائرية لدراسة المرافق العامة وكل طلبة دائرة الهندسة المدنية.

وأخيرا نشكر جميع من ساهم من قريب أو بعيد في انجاز هذا العمل

إهداء

إلى الوالدين الكريمين, الذين كان لهما الفضل بعد الله عز وجل
في دراستي وتعلمي, سائلا ربي أن يرحمهما ويغفر لهما.
إلى إخوتي و أخواتي وفقهم الله إلى كل الخير.
إلى أخوالي و خالاتي
إلى أعمامي و عماتي
إلى كل الأصدقاء و الأقارب
إلى كل أستاذ تعلمت عنه علما نافعا
أطال الله في أعمارهم جميعا.

بشير جعفري

إهداء

أهدي هذا العمل المتواضع إلى:

- الوالدين الكريمين اللذين ما ادخرا جهدا للدعاء و النصح لنا وبذلا النفس و النفيس في سبيل ذلك وكان لهما الفضل –بعد الله عزوجل-في تذليل كثير من الصعاب التي واجهتنا طيلة سنوات الدراسة
- إلى أخي دحمان و أختي زهرة اللذين كان لهما الفضل في تعليمي الأول
- إلى أخي الصغير و كل أخواتي الأخريات
- إلى كل من علمني حرفا ...،أهدي هذا العمل.

علي أميني

المخلص

الهدف من هذا العمل تصميم و حساب جسر مربوط بكوا بل منجز بطريقة التركيب المتوالي، و مبني باستعمال الخرسانة المسلحة مع الأخذ بعين الاعتبار توصيات القوانين المستعملة (BAEL91 و RPA99) مع محاكاة بنموذج باستعمال برنامج .ROBOT19.0
كلمات مفتاحية: جسر، كبل، قيثارة، تركيب متوالي

Résumé:

Le présent projet consiste essentiellement à la conception, calcul et prédimensionnement d'un pont haubané construit en encorbellement successive en béton armée avec prise en compte des recommandations des BAEL91 et de RPA99 avec modélisation sous ROBOT19.0.

Mots clef: pont, hauban, harpe, éventail, encorbellement.

Summary:

This project consist primarily the design, calculation of a stayed bridge built in successive corbelling with Reinforced concrete and taking account the recommendations of BAEL91 and RPA99 with modeling under ROBOT19.0.

Key words: bridge, stay, tothing-stone, range, corbelling.

PLAN GENERAL

CHAPITRE I: INTRODUCTION.

CHAPITRE II: GENERALITES

CHAPITRE III: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

CHAPITRE IV: EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES.

***CHAPITRE V: CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES
DIFFERENTES VARIANTES.***

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE.

CHAPITRE VII: ETUDE STATIQUE.

CHAPITRE VIII: ETUDE DYNAMIQUE.

CONCLUSION.

Sommaire

CHAPITRE I: INTRODUCTION

I.1- Introduction	1
I.2- Présentation et description de l'ouvrage	1
I.3- Caractéristiques du site.....	2

CAPITRE II: GENERALITES

II.1- Transition entre les ponts en encorbellement et les ponts haubanés	3
II.1- développement historique	3
II.2- Conception.....	3
II.3- Construction.....	8
II.4- Maintenance.....	8
II.5- Mode de construction et pose des haubans.....	9
II.6- Construction des ponts par encorbellement.....	10

CHAPITRE III: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1- Caractéristiques des matériaux utilisés.....	13
III.2- Type de haubans adopté.....	16

CHAPITRE IV: EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES

IV.1- Caractéristiques techniques du pont.....	17
IV.2- Charge de la superstructure.....	17
IV.3- Système de surcharges.....	18

CHAPITRE V: CONCEPTIONS ET PREDIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTES VARIANTES.

V.1- Choix du type de tablier.....	23
V.2- Analyse des variantes.....	24
V.2.1- Variante 1 : en éventail.....	24
• -les efforts dans Les haubans	
• -Les efforts de compression dans le tablier	
V.2.2- Variante 2 : en semi-harpe.....	27
• -les efforts dans Les haubans	
• -Les efforts de compression dans le tablier	

V.5- Variante 3 : en harpe.....	29
• -les efforts dans Les haubans	
• -Les efforts de compression dans le tablier	
V.3- Prédimensionnement du mât.....	31
V.3.1- Variante 1 : mât en A	
V.3.2- Variante 2 : mât en I	
V.3.3- Variante 3 : mât en H	
V.4 - Prédimensionnement du tablier.....	34
V.4.1- Les armatures longitudinales	
V.4.2- Les armatures transversales	
V.4.3- Les étriers	
IV.5 - Tableau récapitulatif.....	39
IV.6- Analyse multicritère.....	40

CHAPITRE V: ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE.

V.1- Introduction.....	41
V.2- Rappel des caractéristiques de la variante retenue.....	41
V.3- Définition des charges.....	42
V.4- combinaison des charges.....	45
V.5- disposition des charges.....	46
V.6- Modélisation.....	47

CHAPITRE VI: ETUDE STATIQUE

VI.1- phase de service.....	51
VI.1.1- Le tablier.....	51
a) vérification du déplacement élastique	
b) calcul de l'allongement des câbles	
c) contrainte de compression	
d) Vérification de l'écrasement du béton	
e) Déplacement du tablier	
f) Vérification sous fluage du béton	
VI.1.2- Le mât.....	59
a) vérification du déplacement élastique	
b) contrainte de compression	
c) Vérification sous fluage du béton	
VI.2- Etude de la stabilité structurale.....	62
VI.2.1- Les haubans.....	62
a) calcul du module d'élasticité idéalisé	
b) dimensionnement	
c) La contrainte admissible des haubans	

VI.2.2- Le mât.....	66
a) vérification au flambement	
b) ferrailage de mât.	
c) Armatures de l'entretoise	
VI.2.3- Le tablier.....	71
a) les armatures longitudinales	
b) les armatures transversales	
c) les étriers	
VI.2.4- joint de chaussée.....	73
a) Calcul des déformations sous l'effet thermique	
b) Joint de chaussée	
c) Dimensionnement des joints de chaussée	

CHAPITRE VII: ETUDE DYNAMIQUE

VII.1-Introduction.....	75
VII.2-Estimation des fréquences propres du pont.....	75
VII.2.1- Fréquence propre de flexion.....	77
a) Calcul à l'aide de la méthode de Rayleigh	
b) Calcul à l'aide de ROBOT-MELLINIUM	
VII.2.2- Fréquence propre de torsion.....	78
VII.3- Comportement aérodynamique du pont.....	78
VII.4- Vérification au flottement.....	78
VII.5- Les effets physiologiques de vibration (résonance).....	80
VII.6- Comportement sismique du pont.....	81
VII.7- Conclusion.....	83

CONCLUSION GENERALE.....	84
---------------------------------	-----------

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

Liste des tableaux

CHAPITRE III:

- **Tableau 1:** 1 caractéristiques des torons.

CHAPITRE V:

- **Tableau 1:** prédimensionnement de haubans en éventail.
- **Tableau 2:** contrainte de compression dans le tablier.
- **Tableau 3:** prédimensionnement des haubans en semi harpe
- **Tableau 4:** contrainte de compression dans le tablier due aux haubans
- **Tableau 5:** pré dimensionnement des haubans en semi harpe
- **Tableau 6:** contrainte de compression dans le tablier due aux haubans
- **Tableau 7:** actions des haubans sur le mat
- **Tableau 8:** armature longitudinale à mi- travée
- **Tableau 9:** armature longitudinale sur hauban
- **Tableau 10:** dimensionnement des entrées.
- **Tableau 11:** Tableau récapitulative
- **Tableau 12:** analyse multicritère

CHAPITRE VI:

- **Tableau 1:** combinaison considérées dans le calcul
- **Tableau 2:** caractéristiques de la section réelle et la section équivalente

CHAPITRE VII:

- **Tableau 1:** comb ELU Bc
- **Tableau 2:** sollicitations dans le tablier sous (combPP)
- **Tableau 3:** sollicitations dans le tablier sous (combELS A(L))
- **Tableau 4:** sollicitations dans le tablier sous (comb ELS Bc)
- **Tableau 5:** sollicitations dans le tablier sous (combELS Mc120)
- **Tableau 6:** sollicitations dans le tablier sous (comb ELS D240)
- **Tableau 7:** sollicitations dans le tablier sous (combPP)
- **Tableau 8:** sollicitations dans le tablier sous (comb ELU Bc)
- **Tableau 9:** sollicitations dans le tablier sous (comb ELU Mc120)
- **Tableau 10:** sollicitations dans le tablier sous (comb ELU D240)
- **Tableau 11:** déplacement sous charges propre et surcharges A(l)

- *Tableau 12: deformations sous Bc*
- *Tableau 13: sollicitations sous le mat en A(l)*
- *Tableau 14: contrainte dans les haubans*
- *Tableau 15: sollicitations maxi en Bc*

CHAPITRE VIII:

- *Tableau 1: mode de vibrations.*

Liste des figures

CHAPITRE II:

- *Fig.1: situation géographique de l'ouvrage.*

CHAPITRE III:

- *Fig.1: premiers ponts à haubans.*
- *Fig.2: développement de la poutre.*
- *Fig.3: configuration des haubans.*
- *Fig.4: forme des pylones pour une nappe des haubans.*
- *Fig.5: forme des pylones pour deux nappes des haubans.*
- *Fig.6: sections des haubans.*
- *Fig.7: mode de construction.*
- *Fig.8: état d'avancement de la construction du tablier.*
- *Fig.9: poutre de lancement de voussoir.*
- *Fig.10: portique de lancement de voussoir.*
- *Fig.11: engin automoteur.*

CHAPITRE IV:

- *Fig.1: diagramme contrainte-déformation.*
- *Fig.2: acier actif ou toran.*
- *Fig.3: diagramme contrainte déformation*

CHAPITRE VI:

- *Fig.1: dimensions de la section transversale.*
- *Fig.2: variante à hauban en éventail.*
- *Fig.3: effort dans les haubans.*
- *Fig.4: modélisation des haubans.*
- *Fig.5: variante à hauban en semi-harpe.*
- *Fig.6: variante à haubans en harpe.*
- *Fig.7: équilibre des forces mat-tablier.*
- *Fig.8: forme des mats.*
- *Fig.9: système statique du pont longitudinal.*
- *Fig.10: Diagramme du moment de flexion longitudinal en t.m*
- *Fig.11: Diagramme de l'effort tranchant longitudinal en .t*

- **Fig.12:** système statique du pont transversal.
- **Fig.13:** Diagramme du moment de flexion transversal en T_m .

CHAPITRE VII:

- **Fig.1:** tête d'ancrage mobile.
- **Fig.2:** contre-flèche
- **Fig.3:** Diagramme des contraintes de la flexion composé.
- **Fig.4:** coupe A-A sous chargement B_c
- **Fig.5:** Section du mât
- **Fig.6:** déformée du mât
- **Fig.7:** diagramme des moment de flexion suivant $A(l)$.
- **Fig.8:** moments dans l'entretoise
- **Fig.9:** schéma du comportement d'un câble de module d'élasticité E
- **Fig.10:** diagramme du rapport (E_i/E_e) en fonction de la longueur (l)
- **Fig.11:** diagramme de l'effort de compression du mât
- **Fig.12:** diagramme du moment de flexion M_z
- **Fig.13:** diagramme du moment de flexion M_y
- **Fig.14:** diagramme de l'effort tranchant V_{yz}
- **Fig.15:** position de l'axe neutre en ELU
- **Fig.16:** position de l'axe neutre en ELS.
- **Fig.17:** diagramme de moment fléchissant M_y et l'effort tranchant V_{yz}
- **Fig.18:** joint de dilatation.

• **CHAPITRE VIII:**

- **Fig.1:** système à un degré de liberté
- **Fig.2:** système à n degrés de liberté
- **Fig.3:** diagramme de la vitesse critique théorique de flottement
- **Fig.4:** classification physiologique basée sur l'amplitude du mouvement

CHAPITRE I

INTRODUCTION

I.1. INTRODUCTION :

L'importance stratégique des ponts n'est plus à démontrer aujourd'hui car ils constituent l'ossature principale du réseau routier d'un pays.

L'Algérie, paye en plein développement, s'est attaché à la réalisation des grands ouvrages (ponts, barrages,...).

L'évolution des techniques informatiques basées sur le calcul des structures en éléments finis permet de concevoir et étudier des ouvrages aussi complexes que possible

Notre modeste travail, consiste à l'étude et à la conception d'un pont haubané en faisant appelle au logiciel ROBO millenium en étude statique et dynamique.

I.2. PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Le présent travail a pour objet la conception et l'étude d'un pont haubané construit par encorbellement successif en béton armé coulé sur place, il a été proposé par la société Algérienne d'étude d'infrastructures (SAETI), ce pont permet de franchir le site appelé Oulmane khelifa à Alger..

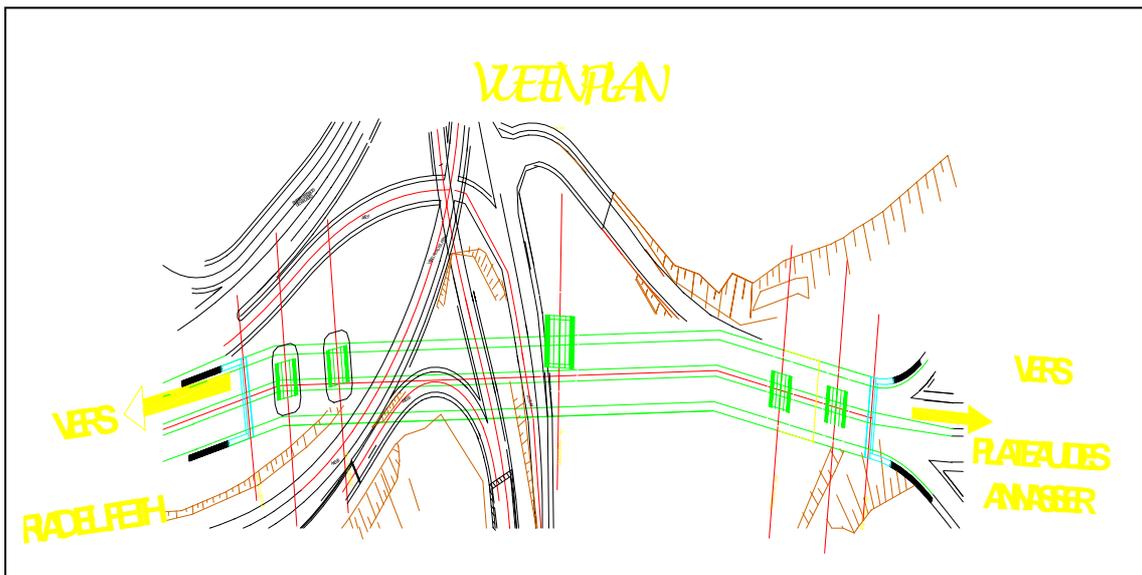


Figure I-1 : situation géographique de l'ouvrage

-Le pont comporte une petite courbure de raccordement, qui sera considérée comme un alignement droit.

-Le pont à une largeur de 21 m dont deux trottoirs de sécurité de 2.5 m chacun.

-Cette étude comporte :

- La conception et le dimensionnement de l'ouvrage.
- Le dimensionnement de la superstructure.
- Le câblage de la structure.

-La longueur totale de l'ouvrage est de 340 m, il comporte quatre travées d'accès de 20 m et deux travées intermédiaires de 130 m ainsi que un mât de 54 m d'hauteur, quatre piles et deux culées.

-Les piles sont en béton armé encastré à la semelle de fondation.

-Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé appuyé sur les piles et sur les culées, il est construit par encorbellement successif à partir des piles.

I.3. CARACTERISTIQUES DU SITE :

L'étude d'un ouvrage est conditionnée par un certain nombre de données concernant le sol et les actions naturelles:

- Sol : le sol de site est rocheux et possède une bonne portance.
- Vent : la région est soumise à des vents considérables.
- Séisme : la région est dans une zone de forte sismicité (Zone III).

CHAPITRE II
GENERALITES

II.1- TRANSITION ENTRE LES PONTS EN ENCORBELLEMENT ET LES PONTS HAUBANÉS :

Dans le domaine des portées entre 50 et 120m, et dans le cas de tabliers en béton, les ponts construits par encorbellement constituent actuellement la solution la plus satisfaisante de point de vue technique et économique.

Mais à partir de 150 à 200m ce type d'ouvrages présente plusieurs inconvénients qui tendent vite à devenir rédhibitoires :

- Augmentation considérable des moments par poids propre par suite de la variation d'inertie des consoles ;
- Accroissement des contraintes de compression dans la membrure inférieure ;
- Multiplication des câbles de précontrainte des fléaux

Il est cependant plus efficace d'augmenter le bras de levier de la précontrainte en écartant artificiellement les câbles de tablier. Les câbles extérieurs au béton, se comportent alors comme des haubans et s'appuient sur un pylône qui assure leur déviation.

Les ponts à haubans peuvent donc être considérés comme des ponts en encorbellement à précontrainte extérieure [11]

II.2- DEVELOPPEMENT HISTORIQUE :

Les premiers ponts haubanés des temps modernes ont été décrits au 17^{ème} siècle par Faustus Verantius et au 18^{ème} siècle par Immanuel Löscher (Fig II-1).

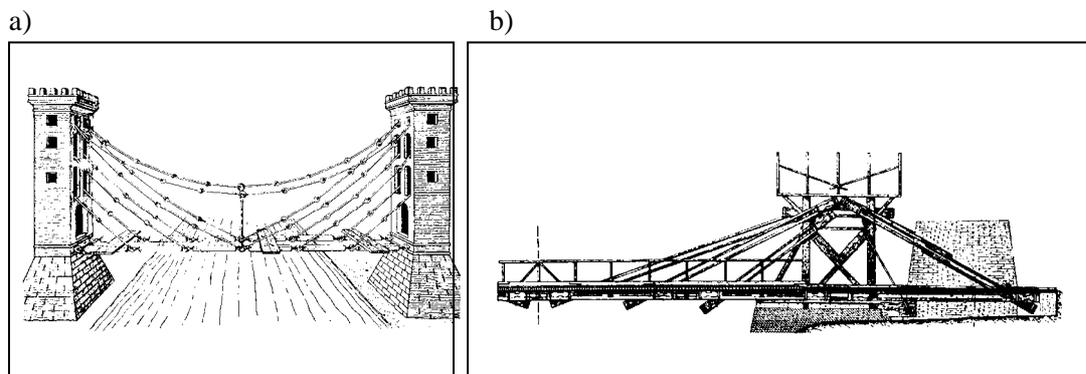


Fig II-1: Premiers ponts à haubans: a) Faustus Verantius 1617, b) Immanuel Löscher 1784

Comme l'acier n'était pas encore connu à l'époque, ce sont des chaînes et du bois qui étaient utilisés pour les câbles.

Le système à haubans a disparu pendant plus d'un siècle. Vers le milieu des années 1950, il réapparut et dépassa pratiquement tous les systèmes concurrents jusqu'ici aussi bien dans la conception des passerelles que dans les ponts-rails de grande portée.

Plusieurs raisons pour ce retour :

- Découverte des câbles à haute résistance et des méthodes modernes de calcul.
- Le système à hauban permet une variété architecturale jusqu'ici inconnue dans les ponts suspendus ;
- C'est le seul système qui peut-être utilisé pour les ponts à grande portée quand les conditions de sol sont mauvaises ;

- si nécessaire le pont complet peut être déplacé ;
 - les déformations sont beaucoup plus petites que dans un pont suspendu, en particulier sous des charges d'exploitation concentrées ou non - uniformément réparties ;
 - Il peut être monté facilement, car les systèmes de montage sont auto-portants, Contrairement à un pont suspendu.

II.3 – CONCEPTION :

II.3.1 – Système longitudinal :

Les premiers ponts à haubans construits dans les années 1950 avaient peu de Câble car le calcul des systèmes statiquement indéterminés n'était pas possible, Fig. II-2. La grande distance entre les haubans nécessitait un haubanage provisoire pendant le montage.

Parallèlement au développement des techniques informatiques, l'écartement des haubans décroissait continuellement. Aujourd'hui, les systèmes à haubans multiples sont généralement utilisés. Dans ces systèmes, les haubans peuvent être disposés dans une configuration en harpe, en éventail ou en semi-harpe, Fig.II-3.

Les travées d'accès ont des portées d'environ 35 % de la portée principale, et la hauteur du pylône environ 20%.

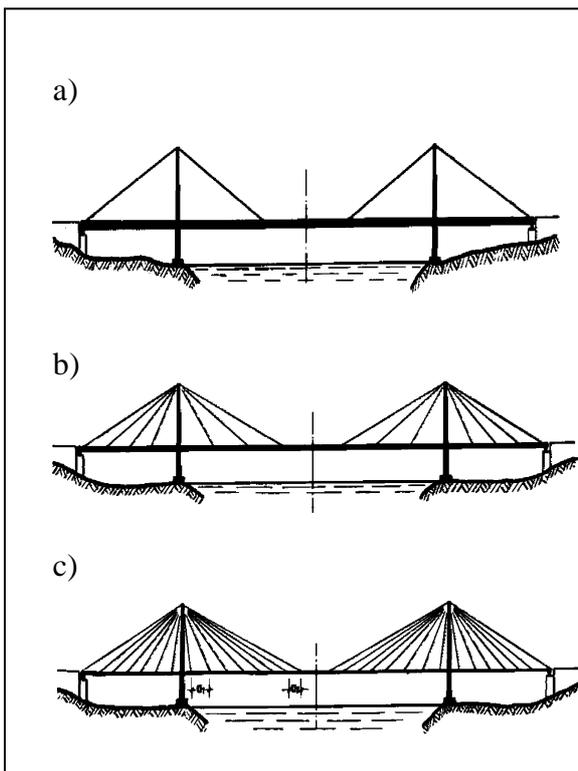


Fig II-2 Développement de la poutre mono-haubanée au système multi-haubané.

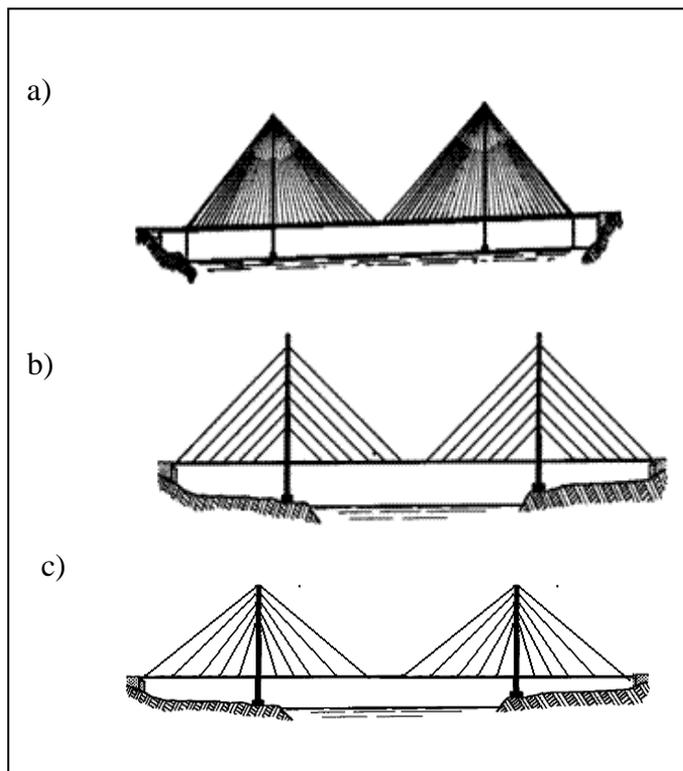


Fig.II-3 Configuration des haubans: a) en éventail, b) en harpe, c) semi-harpe

a)- Disposition en harpe:

Si la configuration en harpe n'est pas optimale du point de vue de l'économie, elle séduit en revanche par ses avantages esthétiques incontestables. Le fait que les câbles soient parallèles et se croisent optiquement sous un angle constant, confère en effet à l'ouvrage un aspect agréable.

b)- Disposition en éventail:

- La configuration en éventail consiste à faire converger tous les haubans dans la zone du sommet des mâts, cette solution peut ouvrir plusieurs avantages déterminants :
- Le poids total des câbles nécessaires est nettement inférieur à celui requis par une configuration en harpe, étant donné l'inclinaison moyen plus favorable des haubans.
- L'effort horizontal introduit par le câble dans le tablier est plus faible.
- La flexion longitudinale des mâts demeure modérée.
- Les déplacements de tablier engendrés par les variations de température peuvent être absorbée par des joints de dilatation disposés au droit des culées, si on libère la connexion horizontale entre le mât et le tablier. La liaison tablier-mât réalisée par les haubans est en effet trop souple pour développer des sollicitations importantes.
- La flexibilité de la structure est favorable pour les effets de déplacements horizontaux de tablier ainsi que pour la stabilité de l'ouvrage face aux actions sismiques.
- Les câbles de retenues de grande capacité portante, ancrés au droit des premières piles ou des culés conduisent à une réduction de la déformabilité de mât et de tablier.

Au premier abord, cette solution paraît moins convaincante que la solution en harpe du point de vue de l'esthétique, en raison de l'intersection optique des haubans suivant l'angle de l'observation. Cet inconvénient est toute fois atténué dans le cas d'ouvrages de grande portée.

[1]

Cette solution réside plus dans la conception et la réalisation de la tête des mâts, vers laquelle aboutissent théoriquement toutes les câbles, la convergence idéale n'est pas réalisable en pratique, raison pour laquelle il est nécessaire de répartir les ancrages dans une zone plus ou moins étendue, et cela suivant la géométrie et l'importance de l'ouvrage. Malgré cette répartition, la zone fortement sollicitée ne peut être généralement réalisée qu'aux moyens de mesure compliquées, coûteuses et souvent peu élégantes .cette difficulté est inhérente au mode de suspension en éventail.

c)- Disposition en semi-harpe:

Une solution intermédiaire entre les deux configurations : en harpe et en éventail, elle permet de combiner d'une manière judicieuse les avantages inhérentes à ces deux conceptions tout en évitant leurs inconvénients, une configuration dite semi-harpe s'avère souvent idéale et un grand nombre de ponts haubanés modernes sont réalisés selon ce principe.

En écartant les haubans dans la partie supérieure du mât, on facilite une bonne conception des détails d'ancrage et, par conséquent l'efficacité de l'haubanage.

II.3.2 – Tablier :

Le tablier du pont travaille en compression et en flexion.

Le rapport de prix entre l'acier, le béton et la portée déterminent le choix du matériau composant le tablier :

- Béton jusqu'à la portée d'environ 300 m.
- mixte acier-béton jusqu'à 500 m. environ,
- Tout en acier au-delà de 500 m.

II.3.3 – Pylônes :

Les pylônes travaillent essentiellement en compression. Il est donc économique de les construire en béton, même si la plupart des premiers ponts à haubans ont de pylônes en acier.

Les pylônes des tabliers à nappe unique de haubans sont représentés sur la Fig.II-4 et les tabliers à deux nappes sont représentés sur la Fig.II-5.

Comme la vue latérale des ponts à haubans ne varie que légèrement, le pylône est l'élément décisif de l'esthétique d'un pont, et la plus grande attention doit lui être apportée .

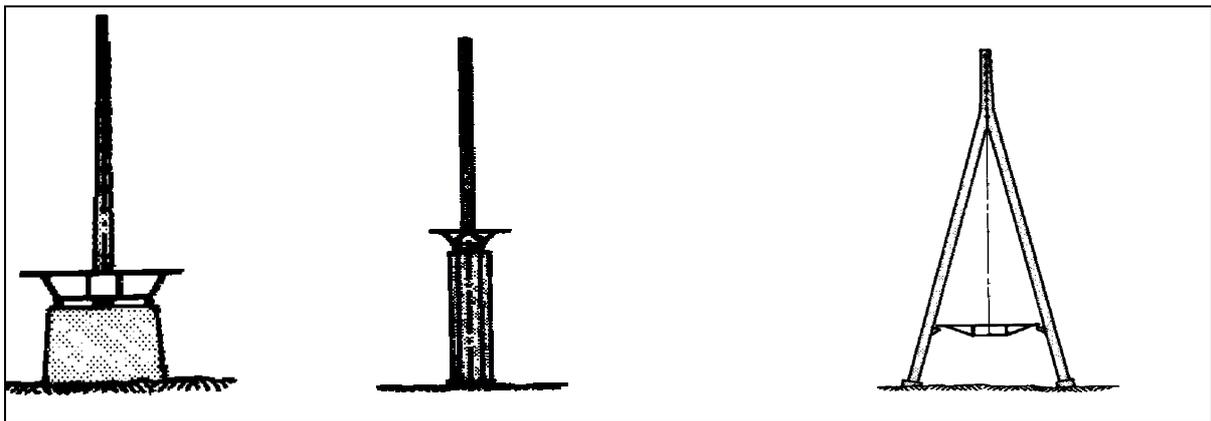


Fig.II-4 Forme des pylônes pour une nappe de haubans.

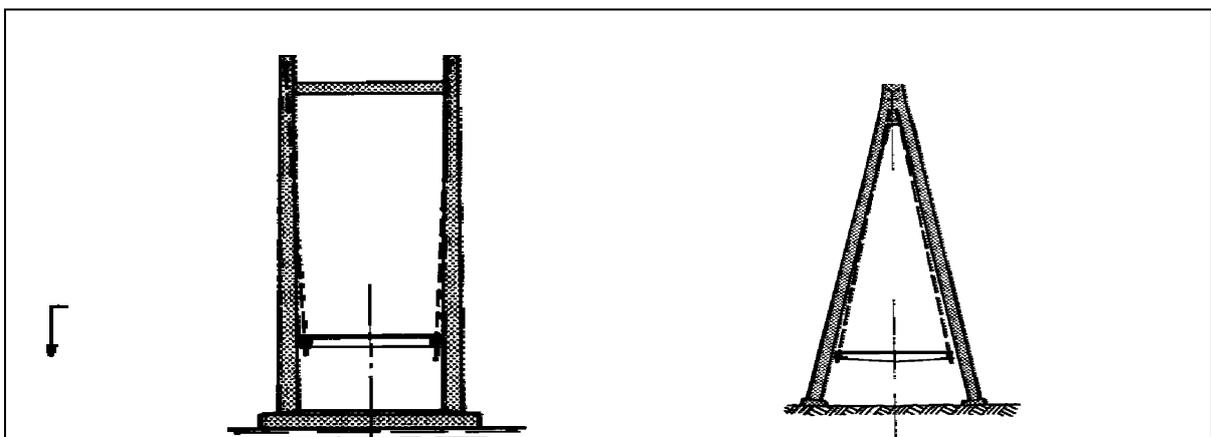


Fig.II-5 Forme des pylônes pour une double nappe de haubans.

II.3.4 – Haubans :

Les qualités essentielles des haubans pour les ponts sont :

- Ils doivent être individuellement remplaçables.

Ceci implique que les haubans doivent être ancrés sur le pylône et le tablier par des culots d'ancrage.

- Ils doivent pouvoir être inspectés sur toute la longueur.

Les têtes d'ancrage doivent donc être appuyées sur des systèmes à écrous ou similaires, situés sur la face arrière.

- Le module d'Young doit être élevé et constant.
- L'amplitude de fatigue acceptable doit être élevée.

L'écart optimal entre les haubans dépend de plusieurs paramètres, en particulier de la largeur et de la forme de tablier.

Si le tablier est réalisé en acier ou en construction mixte acier-béton, on adopte en règle générale des distances de 15m à 20m.

S'il s'agit d'un tablier en béton, la distance entre haubans est de 5 à 10m.

Les types les plus répandues de câbles pour les haubans sont :

a) Les câbles clos.

Les câbles clos sont constitués de plusieurs couches de fils ronds et des fils Z (Fig.II-6a), Ils sont ancrés dans des culots. La protection anticorrosion est constituée de :

- galvanisation à chaud de tous les fils
- remplissage des vides de polyuréthane avec du chromate de zinc
- 4 couches extérieures de produits anticorrosion et finition

Les plus gros câbles produits pour les ponts jusqu'ici ont un diamètre de 160 mm, correspondant à une charge ultime de 30 MN environ. La contrainte de fatigue admissible est de l'ordre de 150 MN/m², et le module d'Young de l'ordre de 1.7 x 10⁵ MN/m².

b) Câbles à fils parallèles ou toronnés.

Ces câbles sont constitués de fils de précontrainte parallèle de diamètre 7 mm (1/4 ") ou des files de précontrainte de diamètre 0.6" (monotoron), FigII 6b et 6c. Ils sont aussi ancrés dans des culots, mais au moyen d'un mélange de billes d'acier, poudre de zinc et résine époxy (HiAm = high-amplitude anchorages), ou par des cales.

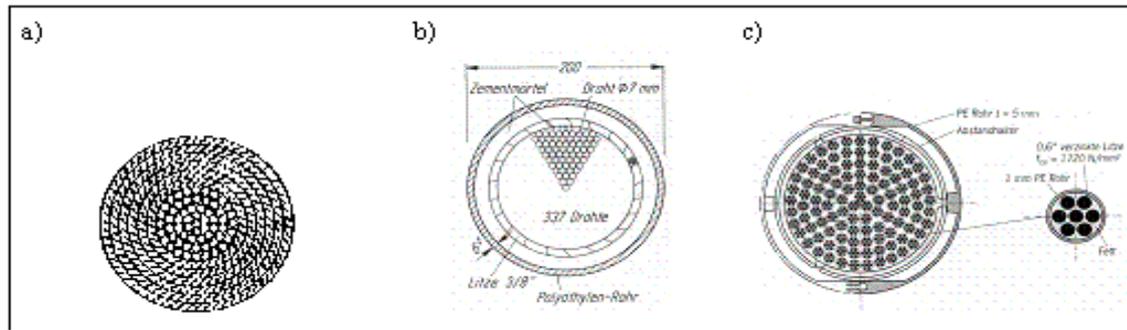


Fig.II-6 Sections des haubans : a) Câbles clos modernes, b) Câbles à fils parallèles avec une Protection anti-corrosion de gaine PE injectée, c) Hauban à torons parallèles.

Les plus gros câbles fabriqués à ce jour ont 499 fils de diamètre 7 mm et 127 torons de diamètre 0.6'' respectivement, correspondant à une charge ultime de 31 MN. La contrainte admissible pour la fatigue est de l'ordre de 200 MN/m^2 et le module d'Young de $2.0 \times 10^5 \text{ MN/m}^2$.

Il est très important de fermer hermétiquement l'entrée des haubans dans le tablier, par exemple avec des colliers en néoprène, et d'éviter des vibrations induites par le vent ou les charges d'exploitation, on utilisant des amortisseurs par frottement ou d'autre système.

II.4 – CONSTRUCTION :

Une des raisons principale du succès des ponts à haubans a été leur facilité de construction, car ils sont auto-portants lors de toutes les étapes d'exécution.

Quand les travées de rive sont à une faible hauteur du sol, elles sont construites sur des palés auxiliaires, et ensuite la travée principale est en encorbellement.

II.5 – MAINTENANCE

Le coût d'une maintenance appropriée des ponts est estimé à environ 1 à 2 % de

l'investissement total annuellement. Il est surtout dû à la réparation des surfaces de roulement, les joints de dilatation et les appareils d'appui, les reprises de peinture sur l'ossature métallique et la réparation des surfaces de béton endommagées. Sur cet aspect, il n'y a pas de différence notable entre les ponts à haubans et les autres types de pont. Il est maintenant mondialement reconnu que les structures en béton ne sont pas sans entretien ; et que la réparation sur béton peut être plus coûteuse que la peinture de l'acier.

II.6-MODE DE CONSTRUCTION ET POSE DES HAUBANS:

On construit d'abord un ou des mâts puis on accroche successivement en équilibrant, chaque élément du tablier au bout de son hauban.

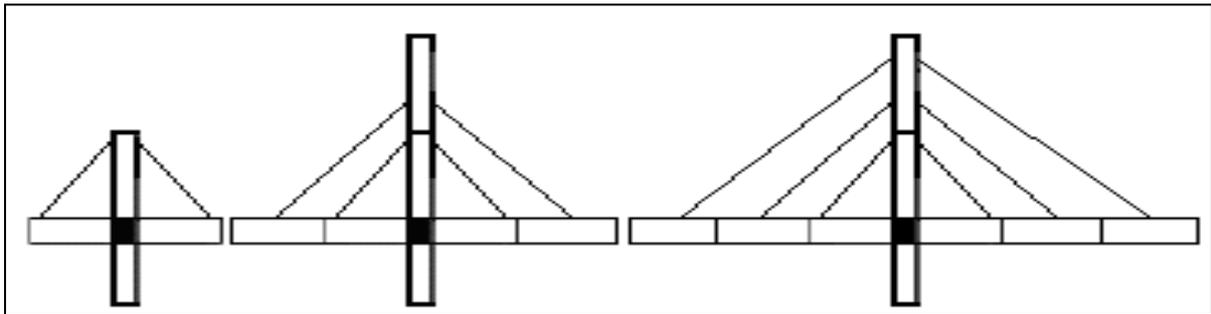
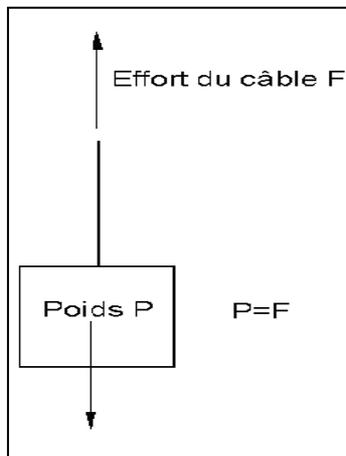


Fig.II-7 mode de construction.

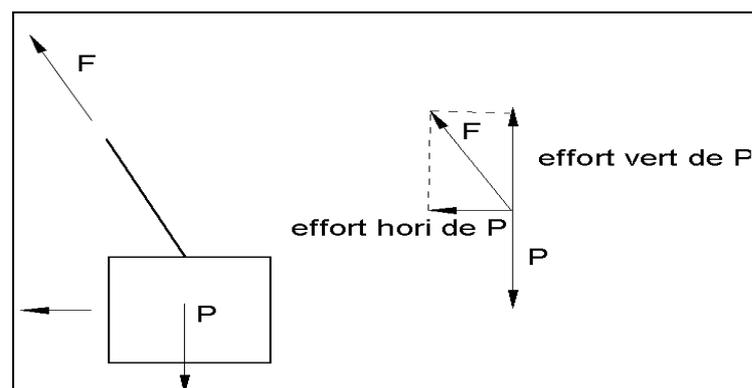
Cependant un inconvénient majeur vient:

Observons les efforts dans chaque câble vertical dans le cas du pont suspendu classique.



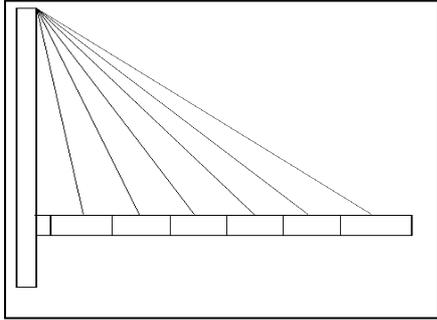
L'effort est constant dans chaque câble vertical et égal au poids du morceau qui lui est accroché.

Maintenant intéressons nous à ce qui se passe dans le cas d'un câble incliné, un hauban.



Par simple dessin, on comprends que l'effort dans le câble, la force F , est supérieur au poids du morceau de pont suspendu.

De plus, cette valeur de la force F dépend de l'inclinaison du câble.



Plus le câble est incliné, plus la force dans le hauban augmente.
 Alors, il faut utiliser des haubans de plus gros diamètres lorsque ceux ci sont inclinés,
 On peut limiter l'inclinaison des haubans en construisant un mât de très grande hauteur.

II.7- Construction des ponts par encorbellement:

La technique de construction par encorbellement est apparue très tôt dans l'esprit des constructeurs, ces premiers ponts conçus par encorbellement furent en effet construits en bois. Après l'apparition de nouveaux matériaux de construction, la méthode fut toujours gardée et utilisée pour les ponts métalliques, les ponts en béton armé et les ponts en béton précontraint.

L'apparition de la précontrainte est particulièrement bien adaptée à la construction par encorbellement. Pour la première fois en 1945, en utilisant les premières poutres caissons, le pont de LUZANCY dont la portée était de 55 m a été construit avec succès.

Actuellement, la construction des ponts par encorbellement est la plus répandue dans le domaine des ouvrages de grande portée.

II.7.1- Principe de la construction par encorbellement en béton précontraint :

Les méthodes de construction sont nombreuses, elles dépendent de plusieurs paramètres ; la nature de l'ouvrage, son coût et les caractéristiques géographiques du site d'implantation.

Un pont est constitué de deux culées à chaque extrémité, des piles et d'un tablier. Les piles et les culées sont coulées sur place, le tablier est construit par des voussoirs en béton précontraint dont le premier voussoir est fixé sur le sommet de la pile (vsp), le deuxième et le troisième viennent se fixer au premier de part et d'autre de manière symétrique afin d'éviter le moment de renversement.

La figure ci-dessous montre l'état d'avancement de la construction du tablier.

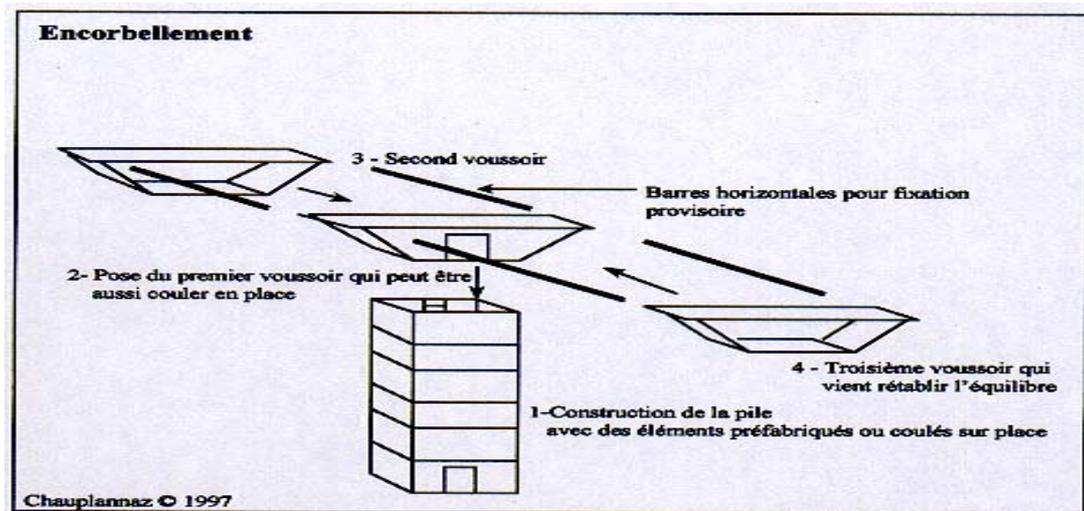


Fig.II-8 Etat d'avancement de la construction du tablier

Les méthodes de construction par encorbellement sont variées, on peut citer quelques unes :

1-Encorbellement par utilisation des poutres de lancement :

Les poutres de lancement sont fabriquées en charpentes métalliques, où les voussoirs sont glissés jusqu'à l'endroit de l'emplacement. C'est la méthode la plus répandue.

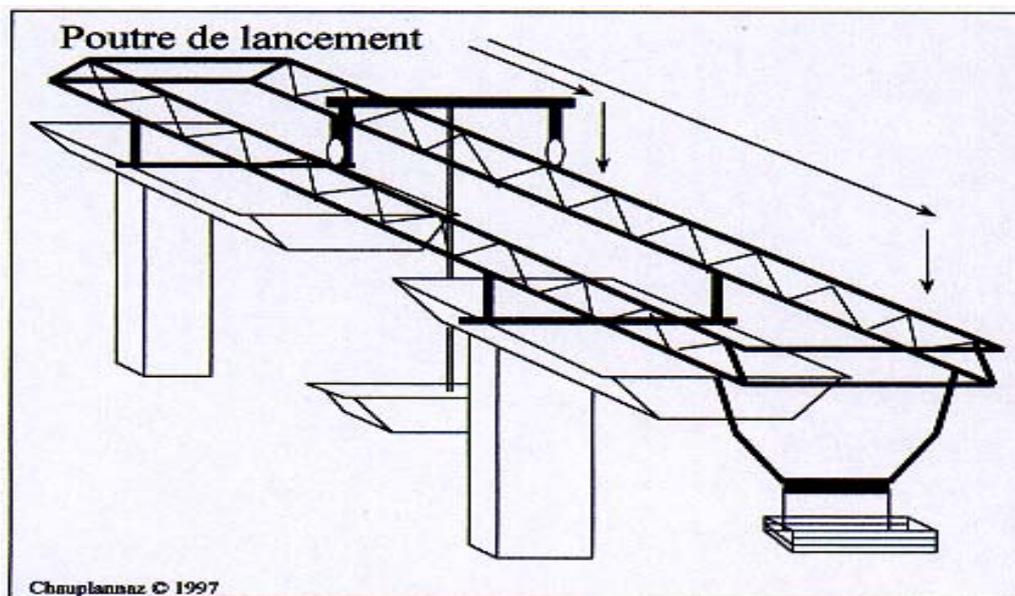


Fig.II-9 Poutre de lancement de voussoir

2-Encorbellement par utilisation d'un portique sur rail :

Les rails ne reposent pas directement sur les piles, elles glissent sur des poteaux formant un portique, leur objectif est le même que celui de la poutre de lancement.

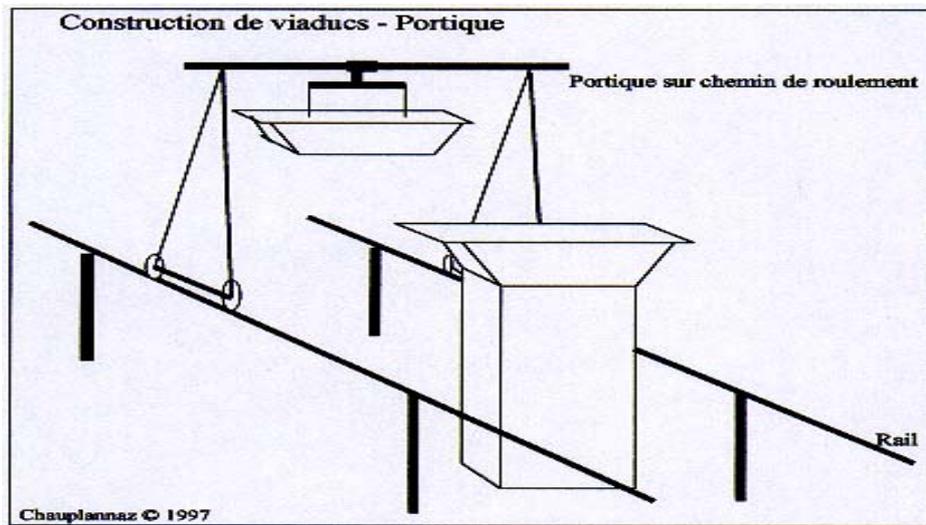


Fig.II-10 Portique de lancement de voussoir

3-Encorbellement par utilisation moteur :

La translation horizontale des voussoirs est faite par un engin automoteur roulant et tournant.

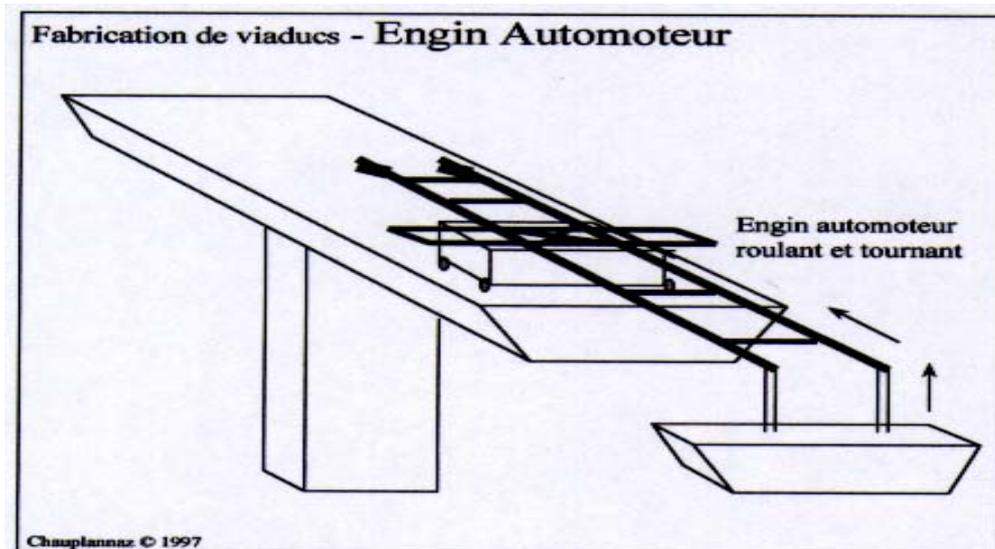


Fig.II-11 Engin automoteur.

CHAPITRE III
CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX

III.1- Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

a. Béton :

a.1:béton de la superstructure:

Le béton utilisé est dosé à $400 \text{ Kg}/\text{m}^3$ en ciment CPA 550.

Le poids volumique du béton est de $\rho = 2.5 \text{ t}/\text{m}^3$.

- **Résistance caractéristique du béton à la compression:**

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton à l'âge j :

$$\begin{cases} f_{c28} = 50 \text{ MPa} \Rightarrow j \geq 28 \text{ jours} \\ f_{c28} = 0.685 f_{c28} \log(j+1) \Rightarrow j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- **Résistance caractéristique à traction :**

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

- **Module de déformation longitudinale :**

a) Module de déformation instantanée ($t < 24\text{h}$):

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

b) Module de déformation différée ($t > 24\text{h}$):

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

- **Contrainte à l'état limite ultime de compression :**

$$F_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

γ_b : Coefficient de sécurité déterminé à l'état limite ultime, tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Dans le cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1.15$ Dans le cas des sollicitations accidentelles.

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable 't' d'application de la combinaison d'actions considérées [3].

$$\theta = 1 \Rightarrow t > 24\text{h}$$

$$\theta = 0.9 \Rightarrow 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$$

$$\theta = 0.85 \Rightarrow t < 1\text{h}$$

A l'état limite de service :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.5 f_{c28} \text{ En service}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ En construction.}$$

a.2: béton de l'infrastructure:

Le béton utilisé est dosé à

$350 \text{ kg} / \text{m}^3$ en ciment CPA 325.

Le poids volumique du béton est de

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3.$$

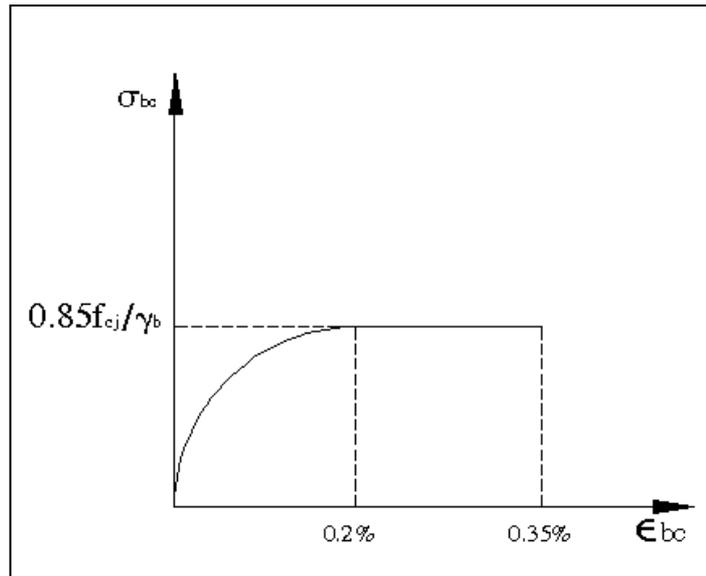


Fig.III-1 Diagramme contraintes-Déformations

b. Aciers

- **Aciers passifs :**

Les aciers passifs sont utilisés pour le ferrailage des voussoirs, on utilise des barres à hautes adhérences FeE400 telle que :

La nuance $f_e = 400 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité $E_a = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

Contrainte admissible à la traction :

- **A l'état limite ultime :**

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

$\gamma_s = 1.00$ Pour les combinaisons accidentelles

$\gamma_s = 1.15$ Pour le cas courant

f_e : Contrainte élastique de l'acier

- **A l'état limite de service :**

A l'état limite de service trois cas sont à prendre en compte selon l'état d'exposition de l'ouvrage aux intempéries :

σ_s : Contrainte de l'acier à l'état limite de service.

a) Fissuration non préjudiciable (pas de limite)

b) Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$.

c) Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les armatures ronds lisses.

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence.

- **Aciers actifs :**

On désigne par les aciers actifs, les câbles de précontraintes, et celle des haubans.

- **Résistance :**

Pour les aciers actifs (précontrainte), on utilise des câbles 12 T15 appelés aussi Torons.

Le module d'élasticité de l'acier de précontrainte :

$$E_p = 195 \text{ KN/mm}^2$$

Coefficient de frottement angulaire vaut 0.20 rd^{-1}

Recul d'ancrage vaut 5mm

Acier $F_{PRG} = 1770 \text{ MPa}$, avec F_{PRG} : contrainte de rupture garantie.

Acier $F_{PEG} = 1583 \text{ MPa}$, avec F_{PEG} : contrainte de déformation garantie.

$$\sigma_{p0} = \text{Min}(0.8F_{prg}, 0.9F_{peg}) = 1425 \text{ MPa}$$

σ_{p0} : Contrainte créée par un seul toron.

Diamètre nominale d'un toron: $\Phi = 15.2 \text{ mm}$.

Section nominale d'un toron : $S = 139 \text{ mm}^2$.

Résistance caractéristique spécifique d'un toron T15 $F = 246 \text{ kN}$.

Résistance caractéristique spécifique d'un 12T15 $F = 2952 \text{ kN}$.

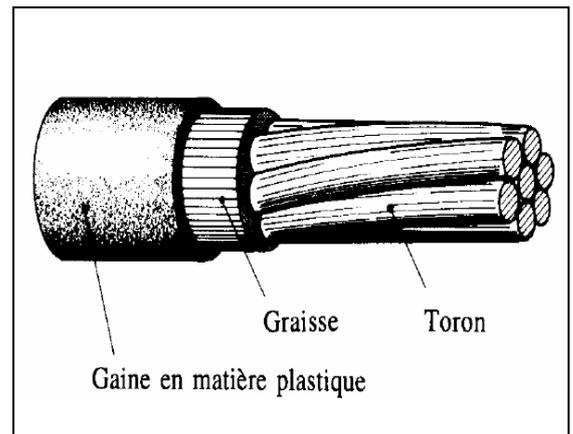


Fig.III-2 Acier Actif ou toron.

III.2- Type de haubans adopté

Nous avons opté dans le cadre de cette thèse pour des câbles Freyssinet, matériel qui a amplement prouvé sa fiabilité de puis des décennies.

Il en est de même pour les ancrages et accessoires

Caractéristiques des torons:

On a choisi le câble (T15S), les principales caractéristiques sont rappelées ci- dessous :

Type de torons	T15S	
Diamètre	[mm]	15.7
Section A_p	[mm ²]	150
Résistance à la traction f_{pk}	[N/mm ²]	1770
Limite d'écoulement $f_{p0.1k}$	[N/mm ²]	1520
Allongement sous charge maximale ε_{uk}	[%]	$\geq 3,5$
Striction	[%]	≥ 30
Module d'élasticité E_p	[kN/mm ²]	195

Tableau III-1 caractéristiques des torons.

Résistance à la traction : $f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$

Ténacité :

Essai de pliage (fil central) $n \geq 4$.

Essai de traction déviée $K_1 \geq 0.72$.

Coefficients de frottement : $\mu = 0.18$, $\Delta\alpha = 0.005 / \text{m}$.

Résistance à la fatigue: $\sigma_0 = 0.7f_{pk}$, $\Delta\sigma = 200 \text{ kN/mm}^2$ $2 \cdot 10^6$ alternance.

Relaxation: à 1000 heures, 20°C , $0.7f_{pk} < 2.5\%$.

$f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$, $f_{p0.1k} = 1520 \text{ N/mm}^2$, TORON T15S.

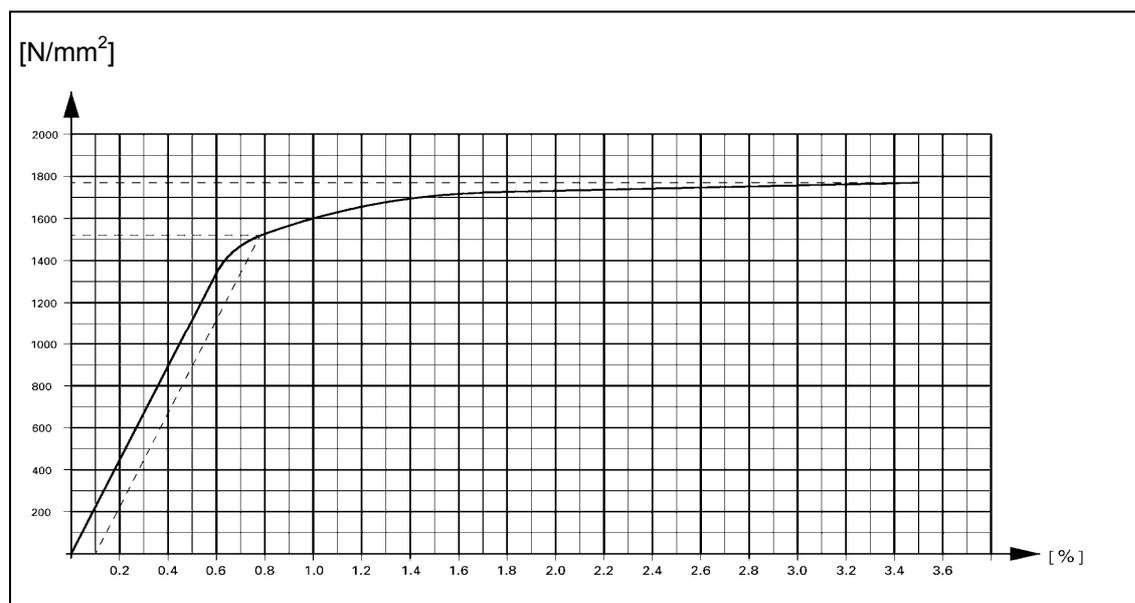


Fig.III-3 Diagramme contrainte - déformation

CHAPITRE IV
EVALUATION DES CHARGES ET
DES SURCHARGES

IV.1- Caractéristiques techniques du pont :

Pour la détermination des surcharges, de nombreuses caractéristiques techniques sont nécessaires, on définit:

- Largeur rouable $L_r = 21 - 2 \times 2.5 - 2 = 14\text{m} \Rightarrow$ pont de première classe.
- Largeur chargeable : la chaussée est encadrée par deux bordures d'où la largeur chargeable est confondue avec la largeur rouable c'est à dire $L_r = L_s = 14\text{m}$
- Nombre de voies : $n = E\left(\frac{L_s}{3}\right) = E\left(\frac{14}{3}\right) \Rightarrow n = 4\text{voies}$
- Largeur d'une voie : $L_v = \frac{L_r}{n} = \frac{14}{4} \Rightarrow L_v = 3.5\text{m}$

IV.2- Charges de la superstructure :

a) Poids propre de tablier:

$$G_{\text{tablier}} = A_b \times \gamma_b = 9.45 \times 2.5 = 23.625\text{t} / \text{ml}$$

A : L'aire du tablier.

γ_b : Poids volumique tel que $\gamma_b = 2.50\text{t} / \text{m}^3$

b) Poids propre du trottoir :

$$G_{\text{trottoir}} = A_{\text{trottoir}} \times \gamma_b$$

A : L'aire de trottoir.

$$A = 0.58\text{m}^2$$

$$G_{\text{trottoir}} = 2 \times 0.58 \times 2.5 = 2.90\text{t} / \text{ml}$$

c) Poids de la couche de revêtement :

$$G_{\text{bitume}} = \gamma_{\text{bitume}} \times e_{\text{bitume}} = 2.2 \times 14 \times 0.08 = 2.264\text{t} / \text{ml}$$

Avec :

e_{bitume} : épaisseur de la couche de revêtement, elle vaut 0.08m.

$$\gamma_{\text{bitume}} = 2.2\text{t} / \text{m}^3$$

d) Poids des dispositifs de sécurité :

Un trottoir supporte à la fois la charge de la barrière et celle du garde corps.

Donc la charge qui revient au dispositif de sécurité est :

$$G_{ds} = G_b + G_{gc}$$

Tel que : $G_b = 0.08t/ml$ et $G_c = 0.1t/ml$ d'où $G_{ds} = 0.08 + 0.1 = 0.18t/ml$

$$G_{ds} = 0.18t/ml$$

e) Poids de la corniche :

Le poids de la corniche est de $G_c = 0.7875t/ml$

La charge totale de la superstructure:

La charge totale de la superstructure est obtenue en additionnant à la fois le poids du tablier , le poids de trottoir, le poids de la couche du bitume et celui des dispositifs de sécurité.

$$G_{ss} = G_{tablier} + G_{trottoir} + G_{bitume} + G_{ds} + G_c = 23.625 + 2.90 + 2.264 + 0.18 + 0.7875 = 29.75t/ml$$

$$G_{ss}=29.75/ml$$

IV.3- Systèmes de surcharges :

Les systèmes de surcharges susceptibles de s'appliquer sur notre ouvrage sont : Surcharges A, B, Surcharges militaires et le convoi exceptionnel D.

a) Système de surcharge A :

Pour les ponts comportant des portées unitaires $\leq 200m$, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à $A = a_1 a_2 A(L)$.

$A(L)$: est exprimée en Kg/m^2 et donnée en fonction de la longueur chargée.

L : Largeur chargée est exprimée en $[m]$.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \left[Kg/m^2 \right]$$

a_1 : Coefficient donné par un tableau, en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

a_2 : Coefficient donné par la formule suivante : $a_2 = \frac{L_0}{L_v}$

L_v : Largeur de la voie est donnée à son tour par la relation suivante : $L_v = \frac{L_s}{n}$

L_0 : Largeur donnée en fonction selon la classe du pont.

$L_0 = 3.50m \Rightarrow$ Pont de première classe.

$L_0 = 3.00m \Rightarrow$ Pont de deuxième classe.

$L_0 = 2.75m \Rightarrow$ Pont de troisième classe.

Notre ouvrage possède quatre travées, par symétrie on prendra deux travées

Nous considérons le calcul de la charge uniforme A pour les deux travées séparément puis on prend le cas le plus défavorable donnant le moment maximum.

- Pour une longueur $L = 130m$:

Pour un pont de première classe on a : $a_1 = 1$, $L_0 = 3.50m$

$$a_2 = \frac{L_0}{L_v} = \frac{3.5}{3.5} = 1.00$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 230 + \frac{36000}{130+12} = 0.48352t/m^2$$

$$D'où : A = a_1 a_2 A(L) = 0.48352t/m^2$$

$$q_A = A \times L_s \times n = 483.52 \times 3.5 \times 4 = 6.76929t/ml$$

b) Systèmes de surcharges B :

-Système B_c :

$$B_c = 2 \text{ fois } (30 \times n \times b_c)$$

Le critère d'application du coefficient b_c est le nombre de fils pris en compte.

n : Nombre de voies prises dans le calcul, dans notre cas il y a lieu de supposer deux cas possibles.

$b_c = 1.10$: Pour un pont de première classe.

$$B_c = 2 \times 30 \times 4 \times 1.1 = 264t$$

Coefficient de majoration dynamique:

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

Avec:

G: poids de tablier considéré.

L: longueur de tablier chargé.

S: surcharge due au convoi.

$$S=264t$$

$$L=130m$$

$$G=29.75 \times 130=3867.5t$$

$$\Rightarrow \delta = 1.02$$

-Système B_r :

Deux voies chargées $B_r = 10t$.

Coefficient de majoration dynamique:

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

$$S=10t$$

$$L=130m$$

$$G=3867.5t$$

$$\Rightarrow \delta = 1.01$$

-Système B_t :

Pour un pont de première classe en $a b_t = 1$.

Deux voies chargées $\beta_t = 2 \times 2 \times 16 \times 1 = 64t$

Coefficient de majoration dynamique:

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

$$S=64t$$

$$L=130m$$

$$G= 3867.5t$$

$$\Rightarrow \delta = 1.01$$

c) Surcharges militaires M_{C120} :

Disposition:

Sens longitudinal : le nombre du véhicule de convoie n'est pas limité et la distance des deux véhicules n'est pas limité.

La distance des deux véhicules successifs est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable.la distance libre entre le point de contacte avec la chaussé devant être égale au moins à 30.5m.

Sens transversal : un seul convoie est supposé circuler quelle que sois la hauteur du chaussé donc on disposera d'un seule véhicule M_{C120} .

$$\Rightarrow S=55+55=110t$$

Coefficient de majoration dynamique:

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

$$S = 110t$$

$$L = 130m$$

$$G = 3867.5t$$

$$\Rightarrow \delta = 1.02$$

d) Convoi exceptionnel (D) :

Cette surcharge est supposée répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m de large et de 18.60 m de long.

Pour le chargement, un seul cas est considéré : D=240t.

e) Effort de freinage:

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et B_c sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'un ou dans l'autre direction de la circulation.

e.1) calcul de l'effort de freinage sous le système de charge A:

L'effort de freinage qui correspond aux surcharges (A) est donné par:

$$F = \frac{A \times \Omega}{20 + 0.0035\Omega}$$

$$\text{Avec } A = A(L_t) \times a_1 \times a_2$$

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = 1$$

$$L_t = 340m$$

L_t: longueur totale de l'ouvrage.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} = 230 + \frac{36000}{340 + 12} = 0.333t/m^2$$

$$A = 333.3 \times 1 \times 1 = 0.333t/m^2$$

Ω: en m² désigne la surface chargée

$$\Omega = L_t \times l_s = 340 \times 4 \times 3.5 = 4760m^2$$

$$F_A = \frac{333 \times 4760}{20 + 0.0035 \times 4760} = 43237kg = 43.37t$$

e.2) calcul de l'effort de freinage sous le système de charge B_c:

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égale à son poids.

Parmi les camion B_c que l'on peut les placer sur le pont, un seul est supposé freiné.

Les efforts de freinage développer par le système B_c ne sont pas susceptible de majoration dynamique par le coefficient de majoration, de même pour le coefficient b_c .

L'effort de freinage susceptible d'être développer parle système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 30t.

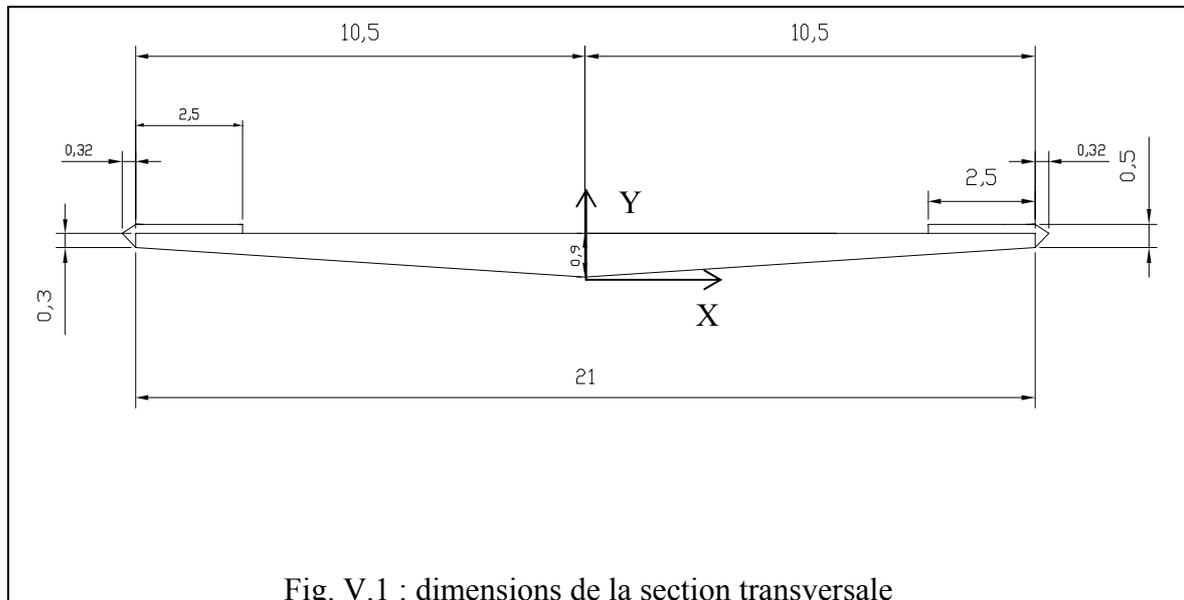
D'où $F_{B_c}=30t$.

CHAPITRE V
CONCEPTION ET
PREDIMENSIONNEMENT DES
DIFFERENTES VARIANTES

V.1- Choix du type de tablier :

Nous avons choisit une tablier mince en béton armé dont la hauteur de la section transversale varie linéairement dans le sens de la largeur de pont de 0,3 m aux extrémités à 0,6 cette forme géométrique possède des bon caractéristiques vis-à-vis à l'action de vent.

Pour des raisons aérodynamique et esthétique une sorte de corniche a été ajoutée sur les extrémités du tablier pour guider l'écoulement de l'air (figure V.1).



Cette section adoptée sera constante sur toute la longueur du pont, elle et la même pour les trois variantes, ce qui nous permettra une meilleure comparaison entre les variantes étudiées ultérieurement.

Caractéristiques géométriques de la section :

Aire: 9.4510 m²

Périmètre: 42.6124 m

Centre de gravité: $X_G = 0$ m

$Y_G = 0.3667$ m

Moments d'inertie par rapport au centre de gravité:

$I_{XG} = 0.1943$ m⁴

$I_{YG} = 289.4894$ m⁴

Les variantes qui seront étudiées et vérifiées dans la phase de conception sont :

- en éventail
- en semi-harpe
- en harpe.

V.2- Analyse des variantes :

V.2.1- Variante1 [En éventail] :

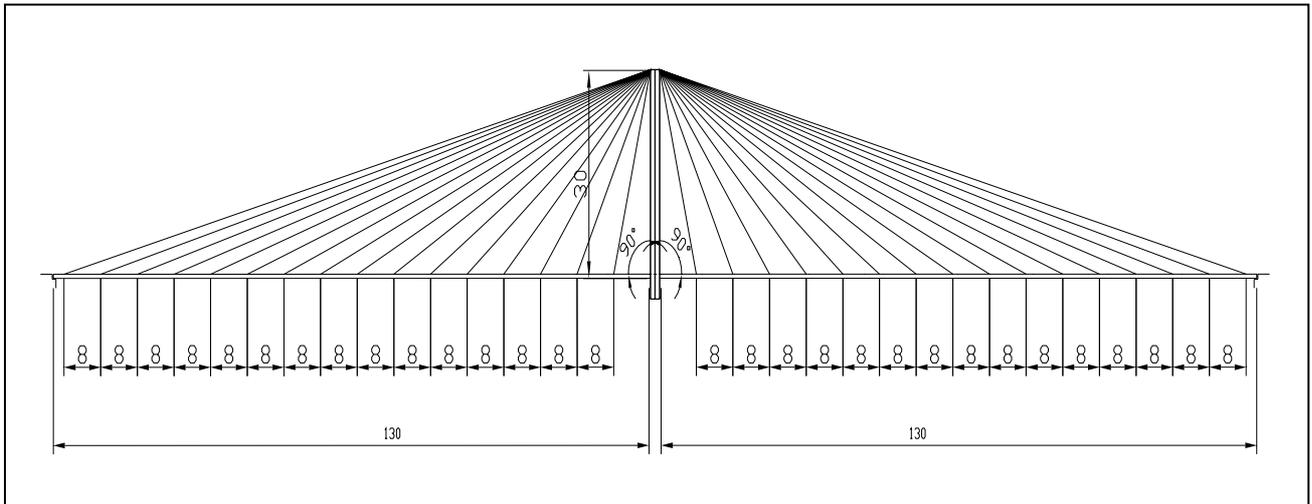


Fig. V.2 : variante à hauban en éventail.

Cette variante compose de seize paires de haubans ayant un espacement au niveau du tablier de 8 m, ces haubans convergents vers le sommet de pylône (fig. V.2)

• **effort dans les haubans :**

On suppose que chaque paire de hauban supporte la moitié de la travée précédente et la moitié de la travée suivante, ce qui fait que :

le premier hauban supporte 12m,
de 2^{ème} au 8^{ème} hauban :8m
et le dernier Supportent 6m.

$$\sin \alpha_i = \frac{R_{gi}}{T_i}$$

$$\Rightarrow T_i = \frac{R_{gi}}{\sin \alpha_i}$$

Où :

T_i : la tension du hauban i

R_{gi} : la réaction sous l'hauban i sous les charges permanentes et les surcharges.

α_i : l'inclinaison du l'hauban i par rapport à l'horizontale

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

A_i : la section du hauban

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

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

Critère de fatigue $\longrightarrow \sigma_g = (g/q) \Delta \cdot \sigma_{adm}$ si $q/g > 0,3$.

Critère de résistance $\longrightarrow \sigma_g = (1 + (q/g))^{-1} \sigma_{adm}$ si $q/g \leq 0,3$. [1]

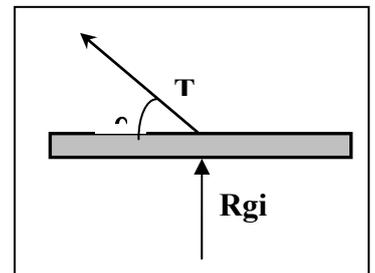


Fig. V.3

Acier $F_{PRG}=1770\text{MPa}$, avec F_{PRG} : contrainte de rupture garantie. (Les câbles Freyssinet)

$$\sigma_{adm} = 0.7F_{prg} = 1770 \times 0.7 = 1239 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{adm} = 200 \text{ N/mm}^2$$

g : la charge permanent : g = 29.75t/ml

q : les surcharges : q = 6.77/ml

$$\Rightarrow q / g = 0,227 < 0,3$$

Donc on dimensionne les haubans selon le critère de la résistance on a :

$$\sigma_g = 1009.78 \text{ N/mm}^2$$

hauban	Hi (m)	Xi(m)	α (°)	Réaction Rgi (kN)	Force (Ti)	section Si (mm ²)	type d'hauban adopté	Ai adopté (mm ²)	Rigidité Ki(t/m)
1	30	8	75,069	603,81	624,91	6188,58	2×31T15	9300	5840,89
2	30	16	61,928	402,54	456,21	4517,93	2×19T15	5700	3269,12
3	30	24	51,340	402,54	515,50	5105,10	2×19T15	5700	2893,12
4	30	32	43,152	402,54	588,56	5828,59	2×19T15	5700	2534,00
5	30	40	36,870	402,54	670,90	6644,02	2×31T15	9300	3627,00
6	30	48	32,005	402,54	759,51	7521,55	2×31T15	9300	3203,84
7	30	56	28,179	402,54	852,44	8441,83	2×31T15	9300	2854,58
8	30	64	25,115	402,54	948,42	9392,31	2×31T15	9300	2565,70
9	30	72	22,620	402,54	1046,60	10364,67	2×37T15	11100	2775,00
10	30	80	20,556	402,54	1146,43	11353,31	2×43T15	12900	2944,17
11	30	88	18,825	402,54	1247,51	12354,31	2×43T15	12900	2705,62
12	30	96	17,354	402,54	1349,56	13364,89	2×55T15	16500	3199,00
13	30	104	16,091	402,54	1452,37	14383,04	2×55T15	16500	2972,55
14	30	112	14,995	402,54	1555,79	15407,26	2×55T15	16500	2774,94
15	30	120	14,036	402,54	1659,71	16436,40	2×55T15	16500	2601,19
16	30	128	13,191	365,73	1602,75	15872,24	2×55T15	16500	2447,35
total						163176,03		183000	

Tableau V.1 : prédimensionnement de haubans en éventail

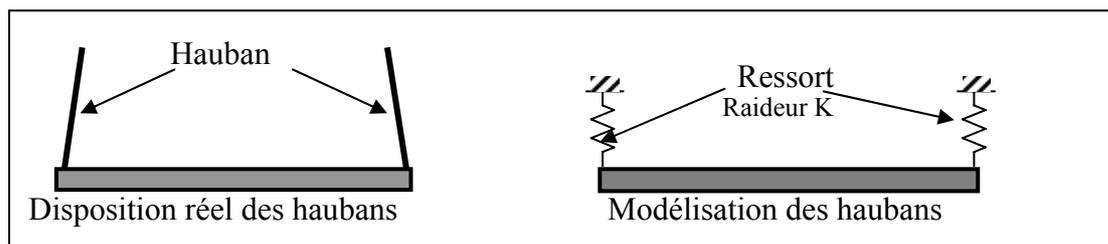


Figure. V.4

Avec :

Si : la section de calcul de 2 haubans

Ki : la raideur des deux haubans

$$Ki = \frac{E \cdot Ai}{Li}$$

E : le module d'élasticité des haubans

Li : la longueur du hauban i

• Vérification de l'effort de compression dans le tablier :

A ce stade de l'étude on calcul la contrainte de compression due à l'effort normal induit par les haubans

D'où : $\sigma_c = \sum H_i/A$

A : section du tablier

Hd= $H_i \times 1,2$: effort de compression de dimensionnement égale a la valeur calculé majoré par $c=1.2$

hauban	$\alpha(^{\circ})$	force Ti (kN)	force de compression $H_i(t)$	forced de dimensionnement Hd (t)	Contrainte de compression σ_c (MPa)
1	75,07	624,91	159,93	191,91	0,20
2	61,93	456,21	214,09	256,90	0,27
3	51,34	515,50	321,54	385,84	0,41
4	43,15	588,56	428,96	514,76	0,54
5	36,87	670,90	536,36	643,64	0,68
6	32,01	759,51	643,76	772,51	0,82
7	28,18	852,44	751,13	901,36	0,95
8	25,12	948,42	858,51	1 030,21	1,09
9	22,62	1 046,60	965,87	1 159,05	1,23
10	20,56	1 146,43	1 073,24	1 287,89	1,36
11	18,83	1 247,51	1 180,60	1 416,72	1,50
12	17,35	1 349,56	1 287,96	1 545,55	1,64
13	16,09	1 452,37	1 395,31	1 674,38	1,77
14	15,00	1 555,79	1 502,67	1 803,20	1,91
15	14,04	1 659,71	1 610,02	1 932,03	2,04
16	13,19	1 602,75	1 560,35	1 872,41	1,98
TOTAL		16 477,17	16 477,17	19 772,60	20,92

Tableau V.2 : contrainte de compression dans le tablier.

Vérification de l'écrasement du béton :

$$\sigma_c \leq f_c \text{ béton}$$

avec : σ_c : contrainte de compression dans le tablier

f_c béton : contrainte de compression admissible du béton, égale à

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 50}{1.5} = 28.33 \text{ MPa} = 2833 \text{ t/m}^2$$

on a : $\sigma_c = 20.92 \text{ N/mm}^2 < f_c \text{ béton} = 28.33 \text{ t/mm}^2$

donc la condition est vérifiée

V.2.2-Variante 2 [en semi- harpe] :

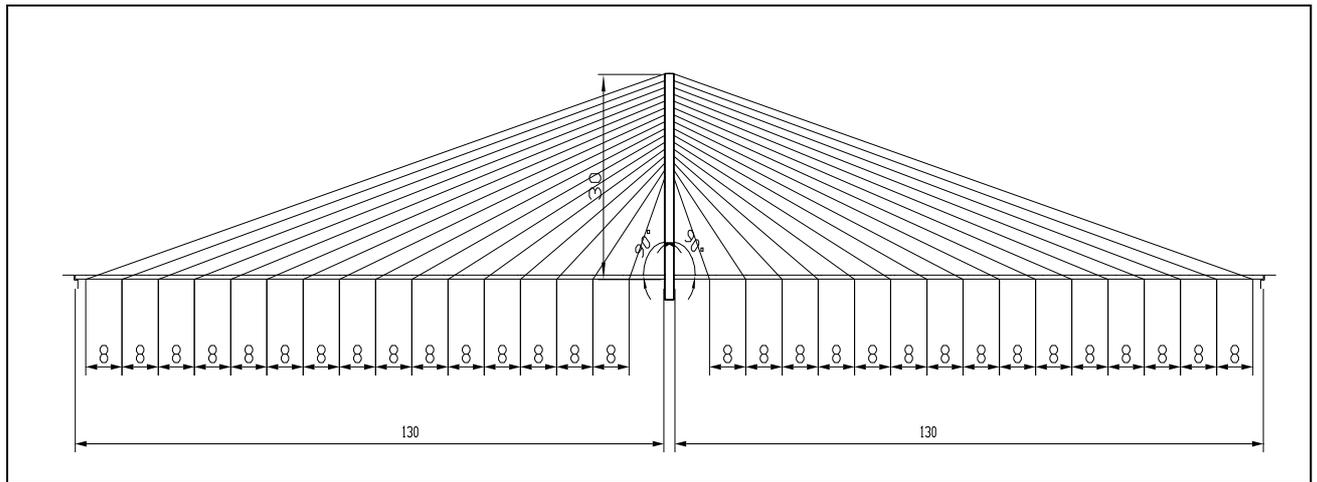


Fig. V.5 : variante à hauban en semi-harpe.

Cette variante se comporte de seize paires de haubans ayant un espacement au niveau du tablier de 8 m, ces haubans convergent vers une portion de pylône de 15m (soit la moitié de la hauteur total de pylône dont la hauteur et de 30 m au-dessus de la chaussée. avec un espacement entre les encrage de 1.875m.

hauban	Hi (m)	Xi(m)	α (°)	Réaction Rgi (kN)	Fore (Ti)	section Si (mm ²)	type d'hauban adopté	Ai adopté(mm ²)	Rigidité Ki(t/m)
1	15	8	75,07	603,81	684,32	6777,10	2×T31	9300	10667,6
2	16	16	61,93	402,54	569,28	5637,81	2×T19	5700	4912,18
3	17	24	51,34	402,54	696,42	6896,91	2×T31	9300	6166,08
4	18	32	43,15	402,54	821,07	8131,44	2×T31	9300	4939,38
5	19	40	36,87	402,54	938,2	9291,38	2×T31	9300	4095,23
6	20	48	32,01	402,54	1046,6	10364,98	2×T37	11100	4162,50
7	21	56	28,18	402,54	1146,43	11353,65	2×T43	12900	4205,96
8	22	64	25,11	402,54	1238,28	12263,24	2×T43	12900	3716,99
9	23	72	22,62	402,54	1322,86	13100,85	2×T43	12900	3328,07
10	24	80	20,56	402,54	1400,88	13873,54	2×T55	16500	3852,26
11	25	88	18,82	402,54	1473,01	14587,87	2×T55	16500	3517,08
12	26	96	17,35	402,54	1539,85	15249,79	2×T55	16500	3235,02
13	27	104	16,09	402,54	1601,93	15864,57	2×T55	16500	2994,48
14	28	112	15	402,54	1659,71	16436,89	2×T55	16500	2786,99
15	29	120	14,04	402,54	1713,63	16970,86	2×T61	18300	2890,54
16	30	128	13,19	365,73	1602,75	15872,71	2×T55	16500	2447,35

Tableau V.3 : prédimensionnement des haubans en semi harpe

- **Vérification de l'effort de compression dans le tablier :**

hauban	α (°)	force Ti (kN)	force de compression Hi(t)	force de comp.de dimen. Hd (t)	Contrainte de compression σ_c (MPa)
1	75,07	684,32	176,31	211,57	0,22
2	61,93	569,28	267,87	321,45	0,34
3	51,34	696,42	435,05	522,06	0,55
4	43,15	821,07	599,02	718,83	0,76
5	36,87	938,2	750,56	900,67	0,95
6	32,01	1046,6	887,47	1 064,96	1,13
7	28,18	1146,43	1 010,54	1 212,65	1,28
8	25,11	1238,28	1 121,26	1 345,51	1,42
9	22,62	1322,86	1 221,10	1 465,32	1,55
10	20,56	1400,88	1 311,65	1 573,98	1,67
11	18,82	1473,01	1 394,26	1 673,11	1,77
12	17,35	1539,85	1 469,79	1 763,75	1,87
13	16,09	1601,93	1 539,18	1 847,01	1,95
14	15	1659,71	1 603,16	1 923,79	2,04
15	14,04	1713,63	1 662,44	1 994,93	2,11
16	13,19	1602,75	1 560,47	1 872,56	1,98
TOTAL				20 412,15	21,60

Tableau V.4 contrainte de compression dans le tablier due aux haubans.

- **Vérification de l'écrasement du béton :**

$$\sigma_c \leq f_{c \text{ béton}}$$

avec :

 σ_c : contrainte de compression dans le tablier $f_{c \text{ béton}}$: contrainte de compression admissible du béton, égale à

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 50}{1.5} = 28.33 \text{ MPa} = 2833 \text{ t/m}^2$$

on a : $\sigma_c = 21.60 \text{ N/mm}^2 < f_{c \text{ béton}} = 28.33 \text{ t/mm}^2$

donc la condition est vérifiée

V.2.3-Variante 3 [en harpe] :

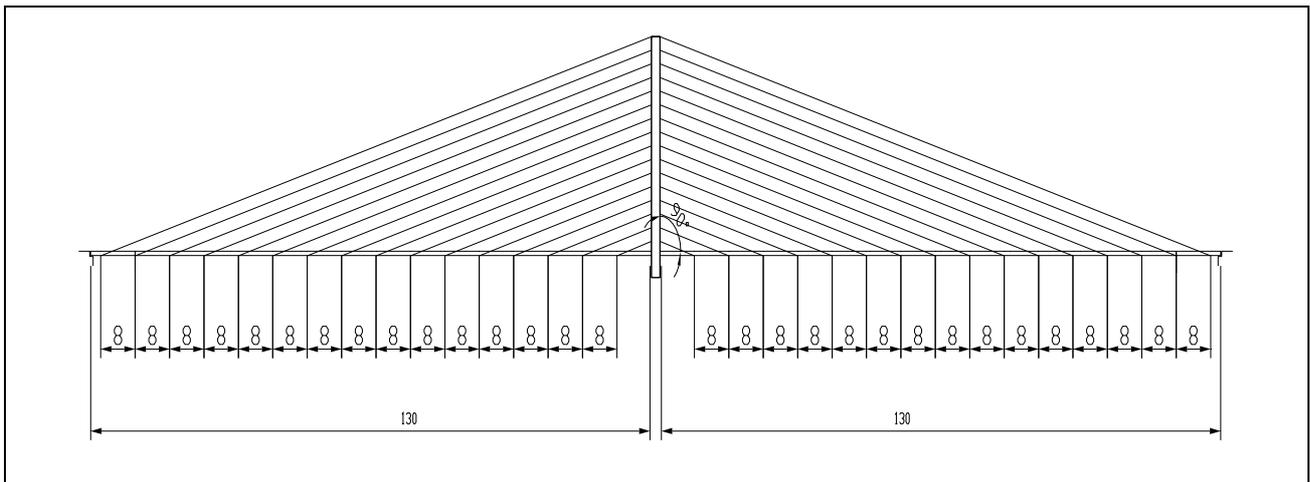


Fig. V.6 : variante à haubans en harpe.

Cette variante se comporte de seize paires de haubans ayant un espacement au niveau du tablier de 8 m, ces haubans convergent vers toute la hauteur de pylône avec un espacement entre les encrage de 1.875m.

hauban	Hi (m)	Xi(m)	α (°)	Réaction Rgi (kN)	Fore (Ti)	section Si (mm ²)	type d'hauban adopté	Ai adopté(m ²)	Rigidité Ki(t/m)
1	1,875	8	13,191	603,81	2646,07	26204,41	2×2×T55	30580	72572,14
2	3,75	16	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	20122,28
3	5,625	24	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	13414,85
4	7,5	32	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	10061,14
5	9,375	40	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	8048,91
6	11,25	48	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	6707,43
7	13,125	56	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	5749,22
8	15	64	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	5030,57
9	16,875	72	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	4471,62
10	18,75	80	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	4024,46
11	20,625	88	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	3658,60
12	22,5	96	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	3353,71
13	24,375	104	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	3095,73
14	26,25	112	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	2874,61
15	28,125	120	13,191	402,54	1764,05	17469,61	2×T61	16958	2682,97
16	30	128	13,191	365,733	1602,75	15872,24	2×T55	15290	2267,88
TOTAL								283282	

Tableau V.5 : pré dimensionnement des haubans en semi harpe.

- **Vérification de l'effort de compression dans le tablier :**

hauban	α (°)	force Ti (kN)	force de compression Hi (t)	force de comp. de dimen. Hd (t)	Contrainte de compression σ_c (MPa)
1	13,191	2646,07	2 576,25	3 091,50	3,17
2	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
3	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
4	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
5	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
6	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
7	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
8	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
9	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
10	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
11	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
12	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
13	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
14	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
15	13,191	1764,05	1 717,51	2 061,01	2,11
16	13,191	1602,75	1 560,46	1 872,55	1,92
TOTAL			28 181,79	33 818,14	34,69

Tableau V.6 contrainte de compression dans le tablier due aux haubans.

- **Vérification de l'écrasement du béton :**

$$\sigma_c \leq f_c \text{ béton}$$

avec :

σ_c : contrainte de compression dans le tablier

f_c béton : contrainte de compression admissible du béton, égale à

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 50}{1.5} = 28.33 \text{ MPa} = 2833 \text{ t/m}^2$$

on a : $\sigma_c = 34.69 \text{ N/mm}^2 > f_c \text{ béton} = 28.33 \text{ t/mm}^2$

donc la condition est non vérifiée, cette configuration sera alors rejeter.

V.3 Prédimensionnement de mat :

Pour dimensionner le mat on somme toutes les actions des haubans sur le mat de part et d'autre de tablier :

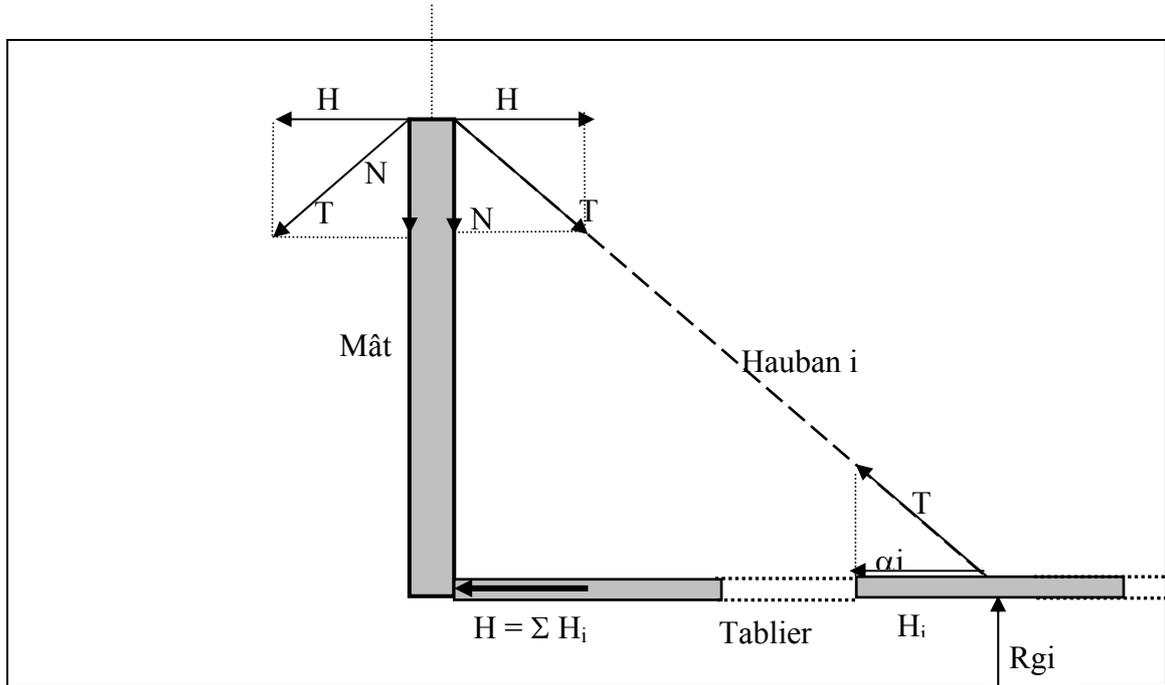


Fig.V.7 : équilibre des forces mat-tablier

hauban	force Ti (t)	force horizontal H (t)	force vertical Nu(t)	force vertical Nd(t)
1	624,91	161,02	603,81	724,572
2	456,21	214,69	402,54	483,048
3	515,50	322,03	402,54	483,048
4	588,56	429,38	402,54	483,048
5	670,90	536,72	402,54	483,048
6	759,51	644,06	402,54	483,048
7	852,44	751,41	402,54	483,048
8	948,42	858,75	402,54	483,048
9	1 046,60	966,10	402,54	483,048
10	1 146,43	1 073,44	402,54	483,048
11	1 247,51	1 180,78	402,54	483,048
12	1 349,56	1 288,13	402,54	483,048
13	1 452,37	1 395,47	402,54	483,048
14	1 555,79	1 502,82	402,54	483,048
15	1 659,71	1 610,16	402,54	483,048
16	1 602,75	1 560,46	301,91	362,286
total				7849,53
les2 travées				15699.06

Tableau V-7 : actions des haubans sur le mat

En se qui concerne la conception du mat on a choisit trois type de couramment utilisés dans les ponts haubanés:

- Mât en H
- Mât en I
- Mât en A

Analyse des variantes :

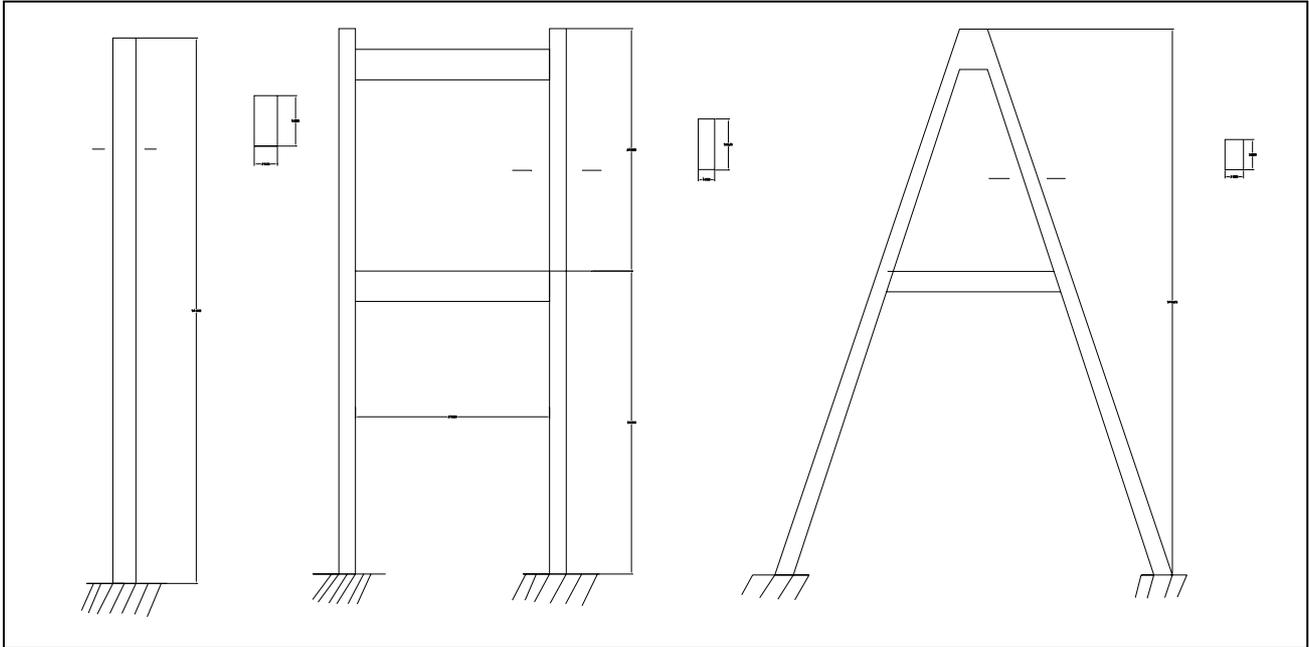
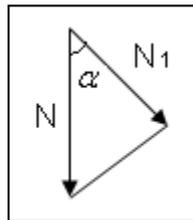


Fig.V.8 : forme des mâts.

V.3.1-Variante 1 [mât en A] :

On a pour les deux jambes du mât en A :

$$\begin{cases} N = 2N_1 \cos\alpha \\ N_1 = N_2 \\ N = (N_1 + N_2) \times \cos\alpha \end{cases}$$



D'où :
$$N_1 = \frac{\Sigma N}{2 \cos \alpha}$$

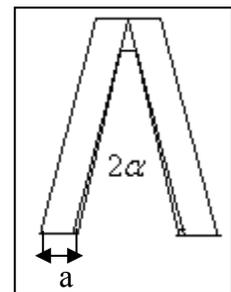
$$\Sigma N = 2 \times 7849.53 = 15699t$$

$$N_1 = \frac{15699}{2 \cos 19.42} = 8323 t$$

Si on adopte pour le mât des bases carré d'arrêt 'a' on aura :

$$a = \sqrt{\frac{N_1}{f_{bc}}} a$$

Avec :
$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 50}{1.5} = 28.33 MPa = 2833t / m^2$$



$$A.N : a = \sqrt{\frac{8323_1}{2833}} = 1.71m$$

On adopte alors une base carrée de 2 m d'arrêt.

• **Vérification de l'écrasement du béton :**

$$\sigma_c \leq f_c \text{ béton}$$

avec :

σ_c : contrainte de compression dans le tablier

$f_c \text{ béton}$: contrainte de compression admissible du béton, égale à

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 50}{1.5} = 28.33MPa$$

On a : $\sigma_c = 20.55 \text{ MPa} < f_c \text{ béton} = 28.33MPa$
donc la condition est vérifiée.

V.3.2-Variante2 [mât en I] :

$$\sum N = 15699t$$

$$a = \sqrt{\frac{N}{f_{bc}}} = \sqrt{\frac{15699}{2833}} = 2.35m$$

On adopte alors une arrêt $a=2.5m$

V.3.3-Variante 3 [mât en H] :

$$\sum N = 7849t$$

$$a = \sqrt{\frac{N}{f_{bc}}} = \sqrt{\frac{7849}{2833}} = 1.66m$$

On adopte alors une arrêt $a=1.8m$

Cette dernière variante sera la variante la plus adéquate et sera par la suite retenue comme mât car elle offre plus d'avantages par rapport aux autres variantes (voir chapitre II).

V.4- Prédimensionnement du tablier :

Pour cette étape de calcul on modélise les haubans par des appuis élastiques, le tablier est modélisé en poutre chargée avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) par SAP2000.

G: poids propre.

Q: surcharge de trafic.

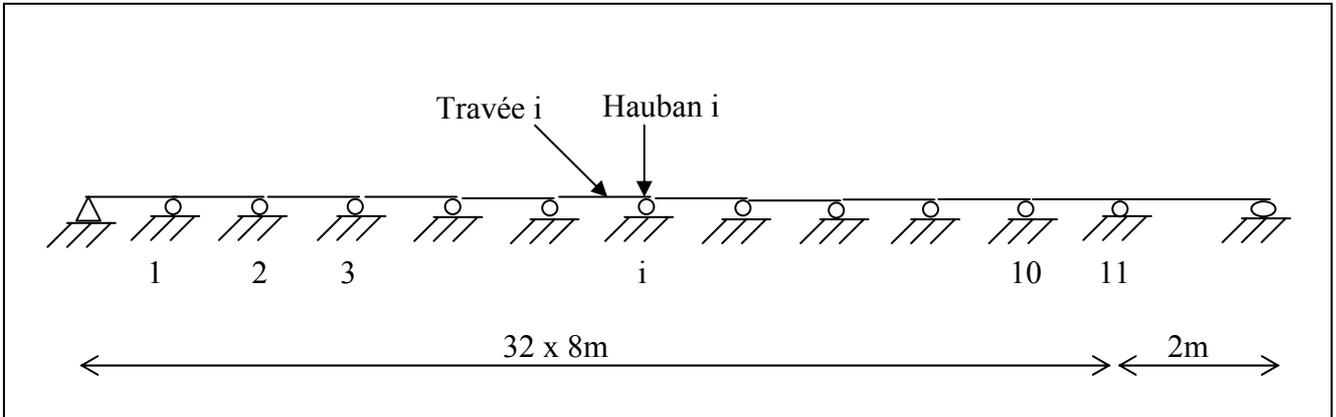


Figure V-9 : représentation statique du pont dans le longitudinal

A partir de ce model nous avons obtenue les diagrammes des moment fléchissant et des efforts tranchants.

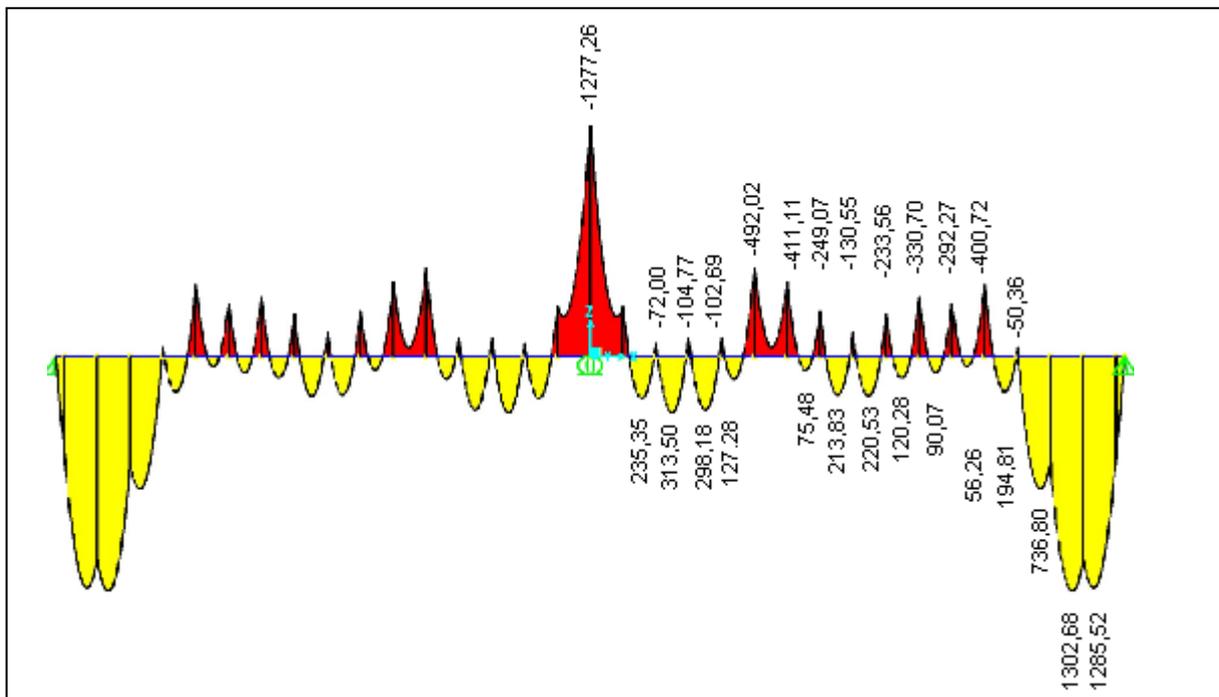


Figure V-10 : Diagramme représentant moment de flexion longitudinal en t.m

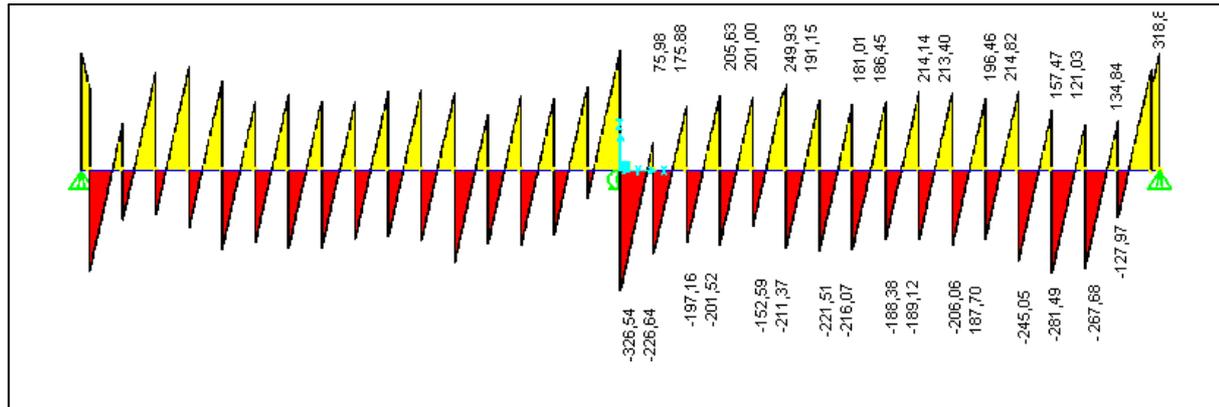


Figure V-11 : Diagramme représentant l'effort tranchant longitudinal en t

V.4.1- Les armatures longitudinales:

Le tablier est modélisé par une poutre continue dont les appuis intermédiaires sont des appuis élastiques de raideur K_i

$$A_s = M_d / Z_s \cdot f_s$$

avec :

M_d : moment de dimensionnement

A_s : l'aire de la section d'armature.

f_s : la résistance ultime à la traction de l'acier égale à 348 N/mm².

Z_s : bras de levier de l'acier. $Z_s = 0,9 d$. avec $d = e (\text{moy}) - c = 0,45 - 0,05 = 0,40\text{m}$

Les résultats du calcul des sections des armatures longitudinales sont dans le tableau suivant :

travée	Mu (kNm)	Md (kNm)	As (cm ²)	As (cm ² /ml)	Nombre de barres $\Phi 32$ / ml	ρ (%)
1	12855,20	15426,24	1231,34	58,64	12	1,41
2	13026,80	15632,16	1247,78	59,42	12	1,41
3	7368,60	8842,32	705,80	33,61	7	0,82
4	1948,10	2337,72	186,60	8,89	2	0,24
5	562,60	675,12	53,89	2,57	1	0,12
6	900,70	1080,84	86,27	4,11	1	0,12
7	1202,80	1443,36	115,21	5,49	2	0,24
8	2205,30	2646,36	211,24	10,06	2	0,24
9	2138,30	2565,96	204,82	9,75	2	0,24
10	754,80	905,76	72,30	3,44	1	0,12
11	1272,80	1527,36	121,92	5,81	2	0,24
12	2981,80	3578,16	285,61	13,60	3	0,35
13	3135,00	3762,00	300,29	14,30	3	0,35
14	2353,50	2824,20	225,43	10,73	3	0,35

Tableau V-8 : détermination des armatures longitudinale à mi- travée.

travée	Mu (kNm)	Md (kNm)	As (cm ²)	As (cm ² /ml)	Nombre de barres Φ 32/ ml	ρ (%)
1	503,60	604,32	48,24	2,30	1	0,18
2	4007,20	4808,64	383,83	18,28	3	0,54
3	2922,70	3507,24	279,95	13,33	2	0,36
4	3307,00	3968,40	316,76	15,08	2	0,36
5	2335,60	2802,72	223,72	10,65	2	0,36
6	1305,60	1566,72	125,06	5,96	1	0,18
7	2490,70	2988,84	238,57	11,36	2	0,36
8	4111,10	4933,32	393,78	18,75	3	0,54
9	4920,20	5904,24	471,28	22,44	3	0,54
10	1026,90	1232,28	98,36	4,68	1	0,18
11	1047,70	1257,24	100,35	4,78	1	0,18
12	720,00	864,00	68,97	3,28	1	0,18
en appuis	12772,60	15327,12	1223,43	58,26	8	1,43

Tableau V-9 : détermination des armatures longitudinale sur hauban

- **Vérification de l'armature minimale**

$$\rho_{s \min} = A_s / A_b = 0.5\% \text{ (RPA)}$$

Où A_s : la section minimale de l'armature passive

A_b : la section du béton

D'où : $A_s = 0.5\% A_b = 0.005 \times 0.45 \times 10^4 = 22.5 \text{ cm}^2$ soit: 3 Φ 32

V.4.2- Les armatures transversales :

Nous avons modélisé la section transversale du pont par une poutre sur deux appuis au niveau des haubans. On charge la poutre avec la combinaison (1.35G+ 1.5Q) sur 21m de longueur.

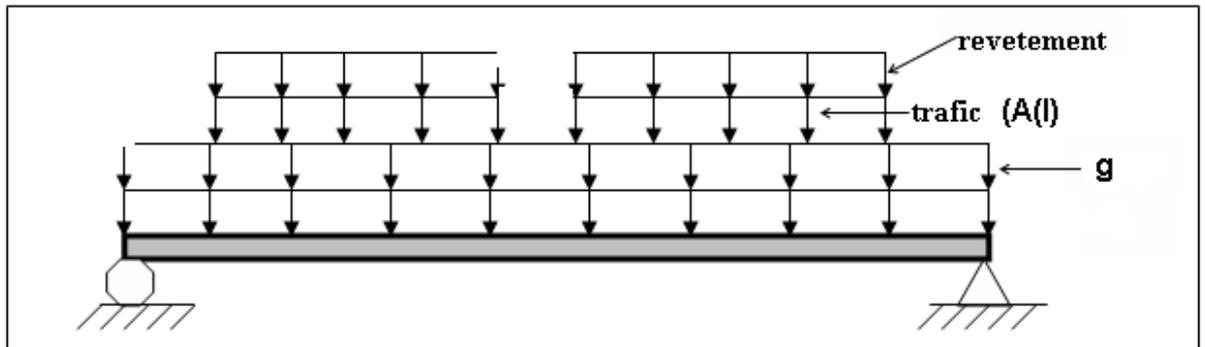


Figure V-12 : système statique du pont transversal

A partir de ce model nous avons obtenue le diagramme des moments fléchissant ci-dessous:

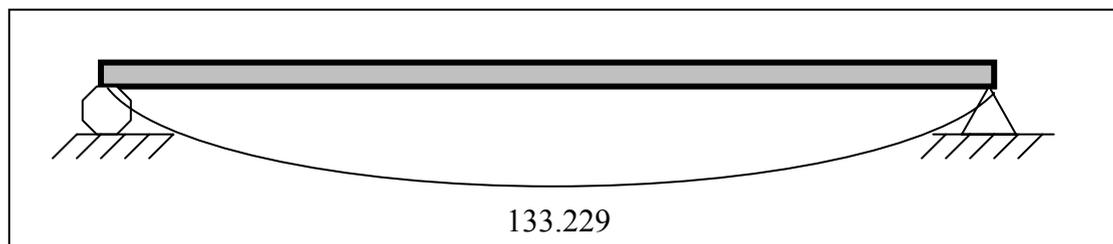


Figure V-13 : Diagramme représentant le moment de flexion transversal en t.m

$$A_s = M_d / Z_s \cdot f_s$$

$$\Rightarrow A_s = 127.67 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit : } 24\phi 26 / \text{ml}$$

$$\rho_s = A_s / A_b = 2.81\%$$

V.4.3- Etriers :

L'aire des étriers nécessaire par mètre de longueur résistant à l'effort tranchant est :

$$(A_{sa}/s)_{néc} = (V_d / f_s Z) \tan \alpha$$

Où:

- A_{sa} : la section d'acier des étriers nécessaire.
- s : l'espacement entre les étriers ($s=0.1m$).
- V_d : l'effort tranchant de dimensionnement.
- f_s : vaut 0.46 kN/mm^2 .
- Z : bras de levier de l'acier égal à $0,9 d$.
- α : vaut 45°

hauban	Vu (kN)	Vd (kN)	Ast (cm ²)	Nombre de barres $\Phi 12$	$\theta = A_s/b$
mât	326,54	3918,48	31,28	28	1,51
1	226,64	2719,68	21,71	20	1,08
2	191,16	2293,92	18,31	17	0,91
3	205,63	2467,56	19,70	18	0,97
4	201	2412	19,25	18	0,97
5	249,93	2999,16	23,94	22	1,18
6	221,51	2658,12	21,22	19	1,02
7	216,07	2592,84	20,70	19	1,02
8	188,38	2260,56	18,04	16	0,86
9	214,14	2569,68	20,51	19	1,02
10	213,4	2560,8	20,44	19	1,02
11	196,46	2357,52	18,82	17	0,91
12	245,05	2940,6	23,47	21	1,13
13	281,49	3377,88	26,96	24	1,29
14	267,68	3212,16	25,64	23	1,24
15	134,84	1618,08	12,92	12	0,65
16	274,55	3294,6	26,30	24	1,29
pile	318,8	3825,6	30,54	28	1,51

Tableau V-10: dimensionnement des étriers

Vérification de l'armature minimale :

$$\rho_a = A_{sa} / b \geq 0.2\% = \rho_{min}$$

Où :

b : largeur de profil.

$$A_{sa} = 0.002 \times 21 \times 10^2 = 4,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement de $s=0.1m$, on a :

$$A_{sa} = 4.2m^2 \text{ soit: } 4 \phi 12$$

V.5- Tableau récapitulatif

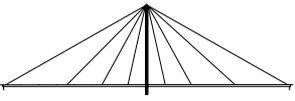
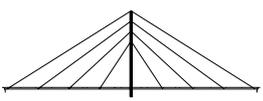
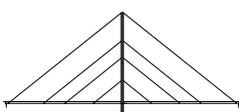
	Variante 1 éventail à mât en H 	Variante 2 Semi-harpe à mât en H 	Variante 3 Harpe à mât en H 
section à utiliser (mm ²)	183000	210000	283282
Effort de compression sur mât Nd (kN)	15699.06	15699.06	15699.06
contrainte sur mât (N/mm ²)	20.55	20.55	20.55
longueur (m)	4897.95	4629.54	4469,93
Masse des haubans (T)	248.466	267.47	293.94
effort de compression totale (T)	19 772,60	20 412,15	33 818,14
contrainte de compression (N/mm ²)	20,92	21,60	34,69
effort de compression totale (T)	15699.06	15699.06	15699.06
contrainte de compression (N/mm ²)	20.55	20.55	20.55

Tableau V-11 : Tableau récapitulatif

V. 6- Analyse multicritère

A fin d'évaluer chaque critère, nous lui affecterons une note sur 20 et on multiplie ces notes par des coefficients selon l'importance du critère. On a affecté un coefficient de 2 pour le critère esthétique, il est généralement le plus déterminant dans ce genre d'ouvrage vu son impact sur l'environnement. Pour le coût de l'ouvrage, le coefficient est de 1.5 et pour la facilité d'exécution, il est de 1.

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

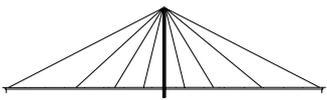
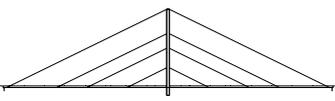
	Esthétique	Coût	Facilité d'exécution	Moyenne
Coefficients	2	1.5	1	4.5
Variante 1 Eventail à mât en H 	14	16	14	14.7
Variante 2 Semi-harpe à mât en H 	15	15	15	15
Variante 3 Harpe à mât en H. 	16	13	15	14.5

Tableau V-12 : analyse multicritère.

Conclusion:

La variante retenue est la variante 2 c'est-à-dire hauban en semi-éventail avec mât en H.

CHAPITRE VI
ETUDE DE LA VARIANTE
RETENUE

VI.1- Introduction

Dans la phase de prédimensionnement, on a proposé 3 variantes et on a comparé les avantages et les inconvénients de chacune. D'après l'analyse multicritères c'est la variante 2 qui a été retenue.

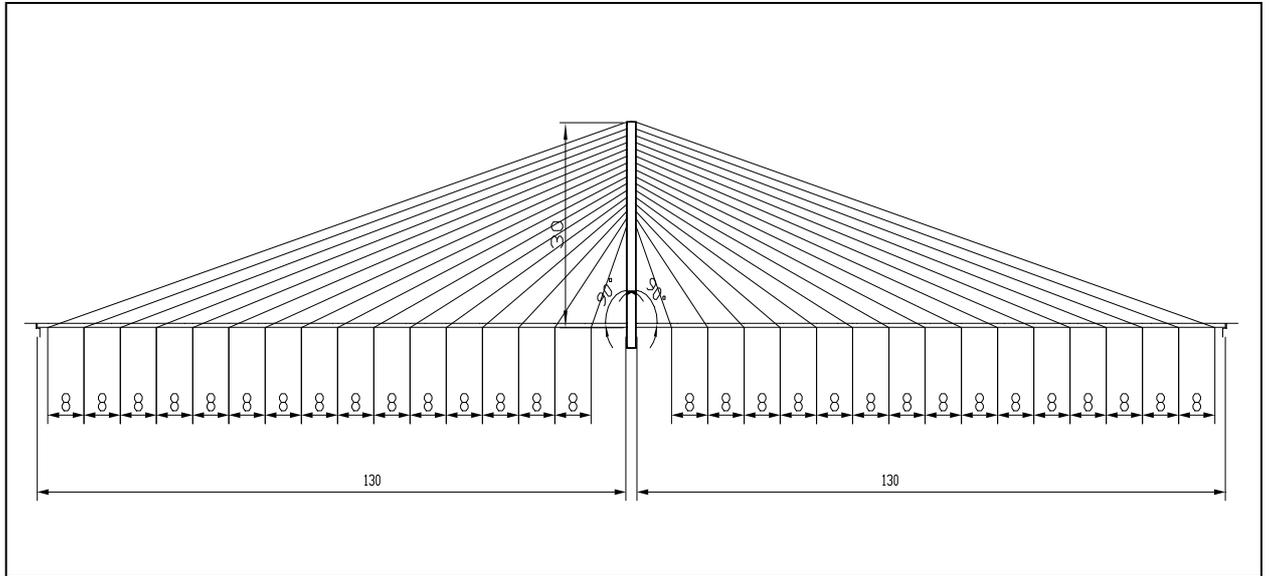


Figure VI-1 : schématisation de la variante retenue

VI.2- Rappel des caractéristiques de la variante retenue

La variante retenue est la variante à mât en A et haubans en semi-éventail (à suspension latérale) espacés de 8 m au niveau du tablier. Le mât est en forme de H vertical d par rapport au tablier dont la section transversale est représenté ci-dessous.

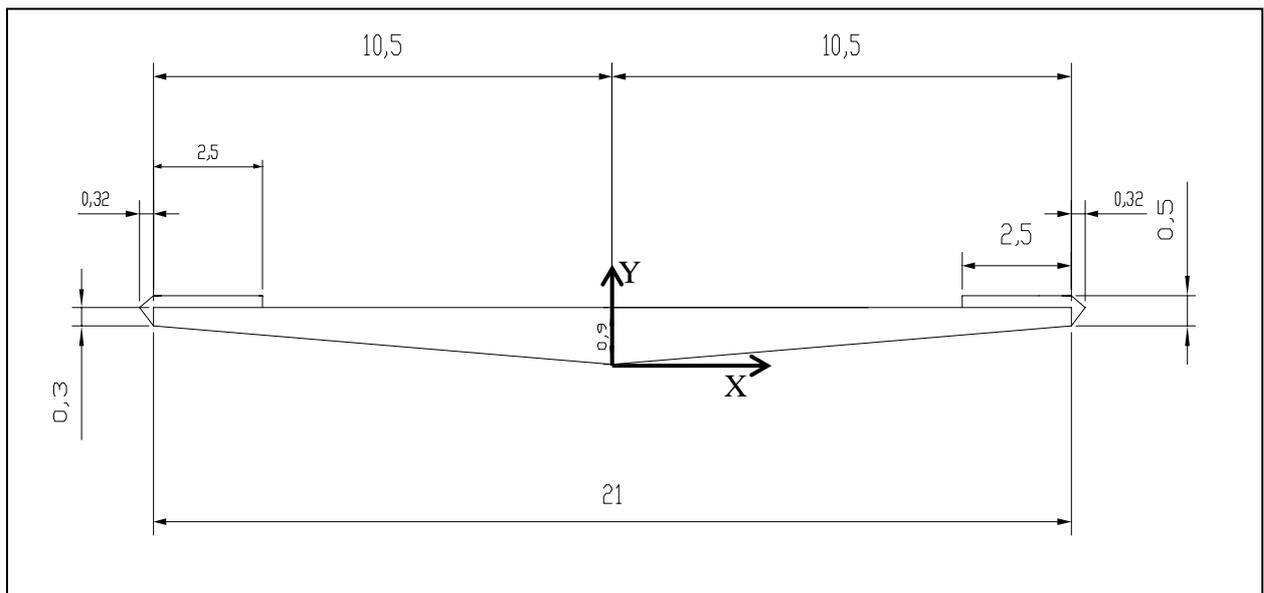


Figure VI-2 : section transversale du tablier

Caractéristiques géométriques de la dalle :Aire: 9.4510 m²

Périmètre: 42.6124 m

Centre de gravité: $X_G = 0$ m
 $Y_G = 0.3667$ m

Moments d'inertie par rapport au centre de gravité:

 $I_{XG} = 0.1943$ m⁴ $I_{YG} = 289.4894$ m⁴**VI.3 - Définition des charges****VI.3.1 - charges permanentes :**

On distingue deux types des charges permanentes :

- La structure porteuse (le tablier).
- Les éléments non porteurs.

Les deux types des charges sont mentionnés dans le quatrième chapitre.

VI.3.2- Charges du trafic :

Les modèles de charges pour les charges verticales du trafic routier représentent les situations de trafic et de charge suivante :

Dans le règlement Il y a 3 modèles de charges à considérer

a)-Modèle de charge 1(Bc) :

Sens longitudinale:On dispose au maximum 2 camions.

Sens transversale:On dispose autan de convois que de voies selon le cas le plus défavorable,soit 264t

.b)-Modèle de charge 2(surcharge militaireM_{C120}):

Sens longitudinal : le nombre du véhicule de convoie n'est pas limité et la distance des deux véhicules n'est pas limité.

La distance des deux véhicules successifs est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable .la distance libre entre le point de contact avec la chaussé devant être égale au moins à 30.5m.

Sens transversal : un seul convoie est supposé circuler quelle que sois la hauteur du chaussé donc on disposera d'un seule véhicule M_{C120}.

$$\Rightarrow S = 55 + 55 = 110t$$

c)-Modèle de charge 3(system A):

Trafic mixte composé de camions et de voitures à l'arrêt représenté par une charge uniformément répartie sur la surface de la chaussée. Cette charge vaut 4.83 kN/m^2

d)-Modèle de charge 4(convoies exceptionnels):

Cette surcharge est supposée répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m de large et de 18.60 m de long.

Pour le chargement, un seul cas est considéré :D=240t .

f)-Force de freinage:

L'effort de freinage due aux systèmes A est égal à 43.37t
et l'effort de freinage due aux systèmes et Bc est égale à 30t

VI.3.3- Le vent :

La répartition et la grandeur des pressions exercées par le vent et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage, de la nature et de la perméabilité de sa surface, de la direction et de l'intensité des rafales de vent.

Les conditions topographiques locales telles que les sommets et les arêtes montagneuses, les situation au fond d'une cuvette ou sur un col seront prises en compte.

La valeur représentative de la pression dynamique est basée sur une vitesse de pointe du vent (rafales de quelques secondes)

L'action de la turbulence et des rafales du vent sur les ouvrages, ainsi que les effets dynamiques qui en résultent sont représentés par des charges statiques de remplacement.

Le règlement utilisé est le règlement français **RNV65**.

On va s'intéresser seulement à l'effet de vent sur le tablier car sur laquelle l'effet du vent est plus important. La composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent s'exprime par la relation suivante :

$$T = c_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e$$

Tel que

C_t : coefficient global de traînée

St : surface de maître couple

$$St = 0.60 \text{ m}^2 / \text{ml}$$

H : hauteur de tablier soit 0.48m

$$St = H \times D_e$$

$$\lambda = \frac{H}{D_e}$$

⇒

$$C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0$$

C_{t0} tableau [VII page 139].[9]

γ_0 figure [R-III-10 page 141].

$$\lambda = \frac{H}{D_x} = \frac{24}{20.4} = 1.17 \Rightarrow \gamma_0 = 0.93 \quad \text{et} \quad C_{t0} = 1.30$$

$$D' \text{ où : } C_t = 1.21$$

β : coefficient de majoration dynamique.

Il dépend de la période propre de vibrations de la construction et de l'altitude du niveau considéré :

$$\beta = \theta \times [1 + \xi \times \tau]$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \xi : \text{coefficient donné par la fig R-III-3.} \\ \tau : \text{coefficient de pulsation donné par la fig R-III-4.} \\ \theta : \text{dépend de la hauteur du bâtiment.} \end{cases}$$

$$H \leq 30 \Rightarrow \theta = 0.7$$

$$T = 4.00 \text{ s} \rightarrow \xi = 3.75$$

$$\beta = 2.625$$

δ : coefficient de réduction .

Coefficient de site K_s :

Il dépend de l'emplacement de la construction.

Comme on a un site exposé $K_s = 1.3$

Coefficient q :

q : représente la pression du vent déterminé à chaque étage.

$$q = q_H \times K_s \times K_m \times \delta \quad \text{avec:} \quad \frac{q_H}{q_{10}} = 2.5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

$$\text{avec:} \quad \begin{cases} q_H : \text{pression dynamique agissent à la hauteur H.} \\ q_{10} : \text{pression dynamique de base à 10 m de hauteur.} \end{cases}$$

$$\text{A.N : } \frac{q_h}{q_{10}} = 2.5 \times \frac{70 + 18}{70 + 60} = 1.69$$

$$q_{10} = 90 \text{ daN/m}^2 \quad \text{et} \quad q_H = 1.69 \times 90 = 152.3 \text{ daN/m}^2$$

alors la force équivalente due aux vent est du

$$T = 1.21 \times 2.625 \times 1.523 \times 0.48 = 2.321 \text{ kN} / \text{ml}$$

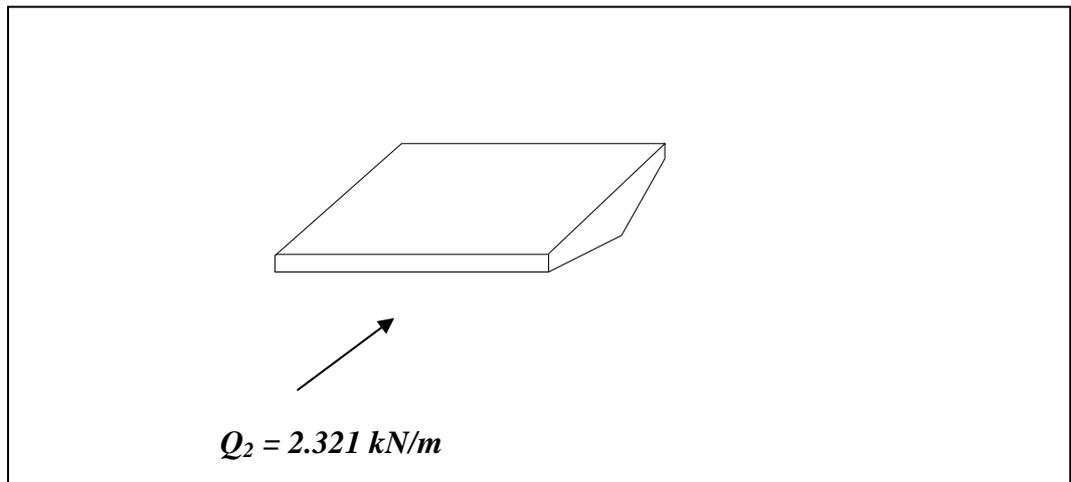


Figure 2-5 : forces des vents agissants sur le tablier

VI.4 - Combinaisons des charges:

De manière générale, les sollicitations sont déterminées en distinguant une action prépondérante, accompagnée d'actions concomitantes.

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

1. Poids propre (pp)
2. complément de poids propre (trottoir+revêtement)
3. trafic équivalent : A(l)
4. surcharges Bc
5. surcharges militaires Mc120
6. convois exceptionnels D240

Tableau VI-1 : combinaison considérées dans le calcul

Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PP	Permanente	Statique linéaire
2	CCP	Permanente	Statique linéaire
3	A(l)	d'exploitation	Statique linéaire
4	Bc		Analyse de cas de charges roulantes
5	Mc120		Analyse de cas de charges roulantes
6	D240		Analyse de cas de charges roulantes
7	ST	d'exploitation	Statique linéaire
8	COMB PP	Permanente	Combinaison linéaire
9	COMB ELS A(l)	d'exploitation	Combinaison linéaire
10	COMB Bc	d'exploitation	Combinaison linéaire
11	COMB Mc120	d'exploitation	Combinaison linéaire
12	COMB ELS D240	d'exploitation	Combinaison linéaire
13	COMB ELU A(l)	d'exploitation	Combinaison linéaire
14	COMB ELU Bc	d'exploitation	Combinaison linéaire
15	COMB ELU Mc120	d'exploitation	Combinaison linéaire
16	COMB ELU D240	d'exploitation	Combinaison linéaire

La valeur de dimensionnement comprend l'action prépondérante, toutes les actions permanentes.

VI.5 - Disposition des charges

VI.5.1 - Charges permanents :

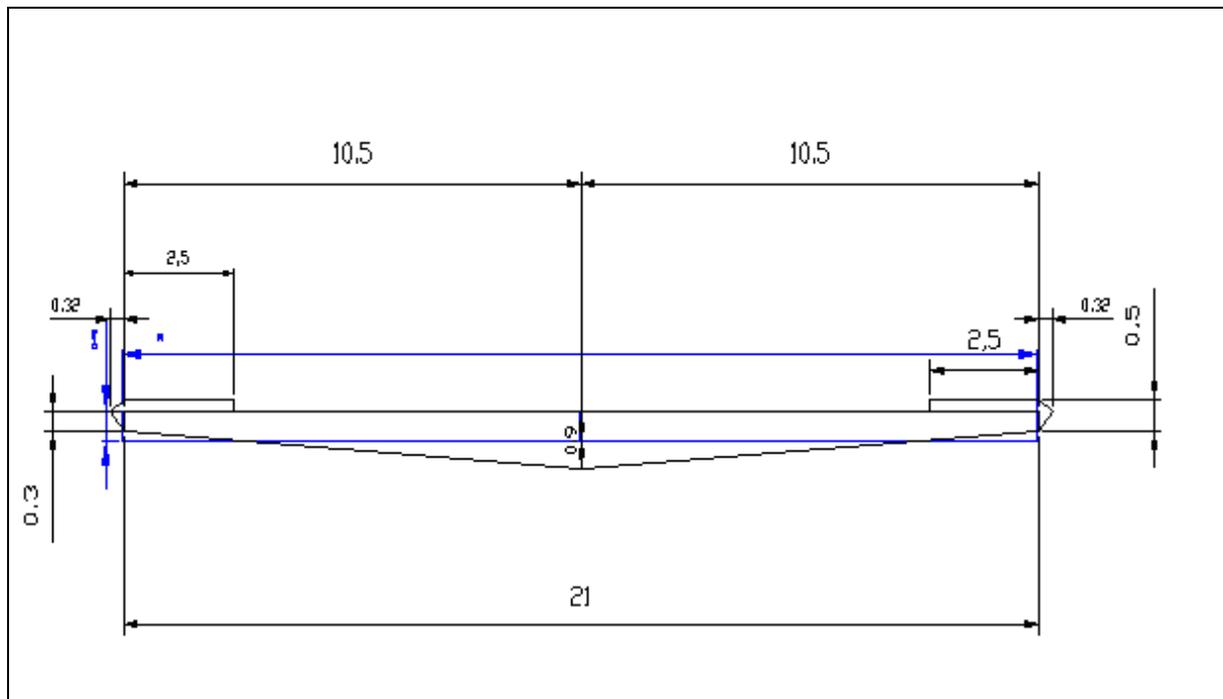
Elles seront considérées en tant que chargement uniformément réparti constant,

VI.5.2 - Charge de trafic

Les charges du trafic routier sont à placer dans la position la plus défavorable.

VII.6 - Modélisation:

On a utilisé dans notre modélisation le logiciel Robot19.0, on a introduit le mât comme des éléments barres, les câbles en éléments barres avec une des inerties à la flexion et à la torsion nuls, et le tablier comme des éléments plaque étant donné que la section de notre tablier est variable transversalement on a assimilé à des sections rectangulaires équivalentes.



— section réelle
— section de modélisation

Dans la section de modélisation b reste constante on conserve une hauteur équivalente de :

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{12I}{b}}$$

$$\text{A.N : } h = \sqrt[3]{\frac{12 \times 0.1943}{21}} = 0.48m$$

Caractéristiques		Section réelle	Section équivalente (Modélisation)
Aire (m ²)		9.45	10.08
Béton(kN/m ³)		25	23.43
Centre de gravité (m)	X _G	0.0	0.00
	Y _G	0.376	0.36
Moments d'inertie I _{XG} (m ⁴)		0.1943	0.1943
Moments d'inertie I _{YG} (m ⁴)		289.84	370.44

Tableau VI-2 : caractéristiques de la section réelle et la section équivalente

N.B : on a opté par un changement de la densité de béton de faite de l'augmentation de la section équivalente pour avoir le poids de tablier.

Présentation du logiciel ROBOT millenium:

Le système Robot millenium est un logiciel CAO/DAO destiner à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Robot Millenium permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

La dernière étape générer par Robot Millenium est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

Caractéristiques principale de logiciel Robot Millenium:

- Définition de la structure réalisée en mode entierment graphique conçue a cet effet
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calculs (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvèrts.etc.)
- Possibilité de calculer une structure et d'en étudier simultanément un autres.
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter et, ou de modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant la simulation de calcule.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copier des objet vers d'autres logiciels)
- Possibilité d'application des modules métier qui permet la définition des métriez et des plans d'atelier.

Le système Robot Millénium regroupe plusieurs modules spécialise, dont chacune des étapes de l'étude de la structure.

Principes de fonctionnement de logiciel Robot Millenium:

Comme tous les logiciels de calcul de structures Robot Millenium utilise la méthode des éléments finis,les méthodes energetiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction(M,N etT)et les déformé des éléments de structure.

1^{ere} étape:le logiciel nessesite la définition des caractéristiques (préférences) de l'affaire c'est à dire :

- Définition de langue de travail
- Définition des caractéristiques des matériaux
- Définition des unités et de systèmes métrique utilisé
- Définition des normes et règlements

2^{eme} étape: le logiciel nécessite la définition la structure:

- Définition de la grille de système d'axe.
- Définition des éléments verticaux (mat et piles) de contreventement.
- Définition des éléments horizontaux (tablier).
- Définition des point singuliers (particularités et vides éventuels)
- Définition des conditions d'appuis

3^{eme} étape: le logiciel nécessite la définition et l'application des chargements de la structure.

- le logiciel génère automatiquement le poids propre des éléments de structures noté comme des charges permanentes (pp)
- Définition des charges permanentes additionnel (poids des éléments secondaires (CCP))
- Définition des charges d'exploitation (trafic)
- Définition des charges ponctuelles éventuelles.

4^{eme} étape: choix de type d'analyse de structure

- Analyse sous charges permanente

- Analyse sous les surcharges d'exploitation
- Analyse modale
- Analyse sismique

5^{eme} étape: définition des combinaisons de calcul et coefficients de pondération

6^{eme} étape: lancement de calcul

7^{eme} étape: affichage et édition éventuelle des résultats.

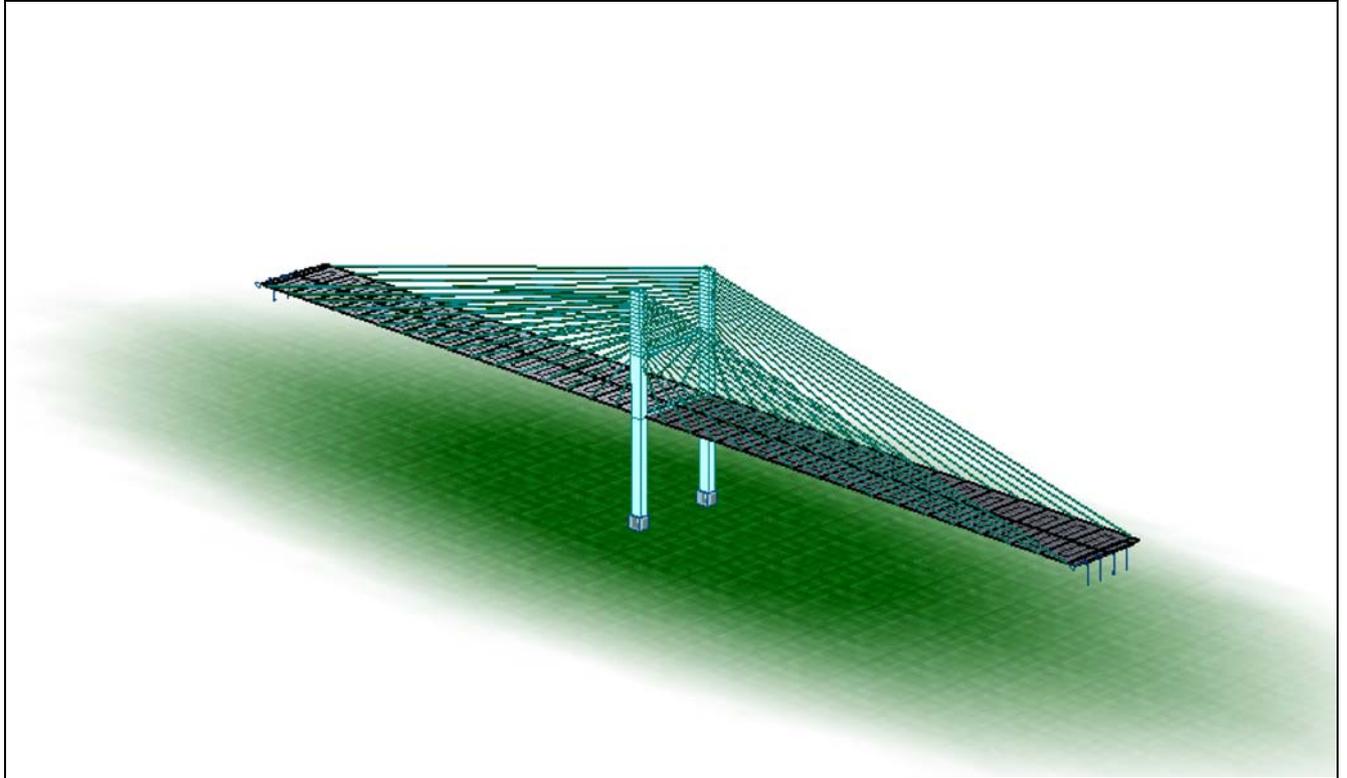


Figure VI-7 : modélisation graphique en 3D du pont à l'aide deROBOT19.0

Nota : pour le dimensionnement des ponts haubanés il est nécessaire de faire l'étude statique et dynamique.

CHAPITRE VII
ETUDE STATIQUE

VII.1 – phase de service:

Notre étude consiste à l'étude de l'ouvrage à la phase de service pour cela on va vérifier les différents contraintes, efforts, et flèches.

VII.1.1 – Tablier:

a) Vérification du déplacement élastique:

Suivant les règles BAEL la flèche admissible pour les ponts routiers est de $l/500$ ou l est la portée de la travée considérée.

La flèche maximale obtenue à l'aide de ROBOT 19.0 est de 1.22 m qui est supérieur à la flèche admissible 0.26m.

Mais ce qui n'est pas le cas dans la réalité l'allongement élastique des haubans est absorbé dans une tête d'ancrage mobile (figure VII-1), ou alors il est déduit de la longueur finie du câble lors de sa fabrication (contre-flèche) (figure VII-2).

Les déplacements obtenus sont dus à l'allongement des haubans sous le poids propre

b) Calcul des allongements des câbles :

Le calcul de l'allongement des câbles se fait sous la charge du poids propre non pondéré.

On a

$$\Delta l = \frac{F \cdot L}{EA}$$

Ou : F : la force dans les haubans.

A : section des haubans.

E : module d'élasticité des haubans.

Cas: 33 (COMB ELU Bc)(Mpa)	
hauban	Effort(Mpa)
1	-1104.63
2	-1701.70
3	-3171.12
4	-3432.98
5	-3602.29
6	-4370.22
7	-5138.00
8	-5285.08
9	-5383.61
10	-6954.21
11	-6948.74
12	-6747.06
13	-5928.21
14	-4355.53
15	-2236.57
16	993.52

Tableaux VII.1 vérification des contraintes dans les haubans sous la combinaison ELU Bc

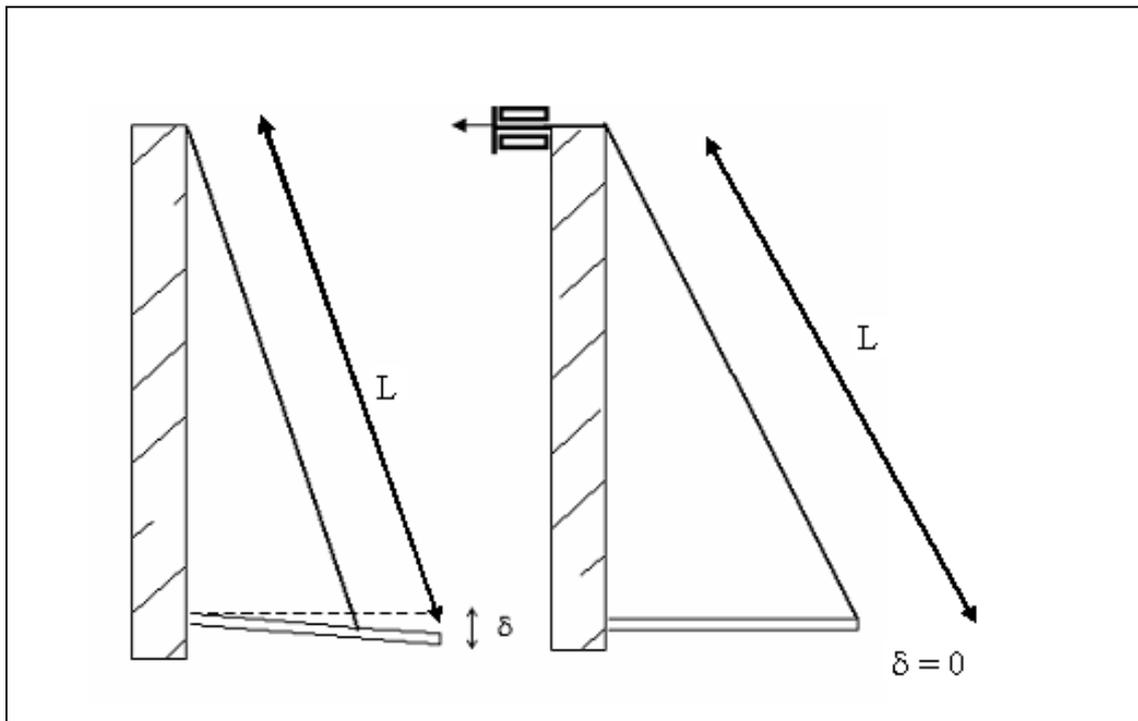
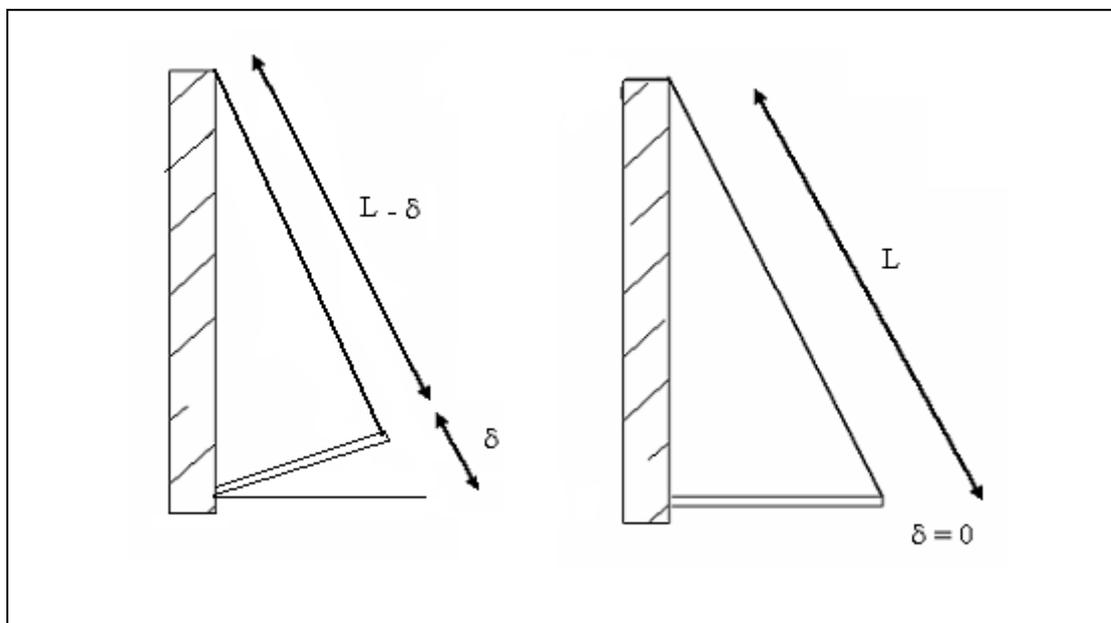


Fig.VII .1 : le tête d'ancrage mobile.



FigVII .2 : contre-flèche

c)-Contrainte de compression dans le tablier:

Le tablier est soumis à la flexion composée. La contrainte de compression est de la forme suivante :

$$\sigma_c = \frac{N d}{A} \pm \frac{M_{xd} \cdot v_y}{I_x} \pm \frac{M_{yd} \cdot v_x}{I_y}$$

Avec :

σ_c : contrainte de compression dans le tablier.

N_d : effort normal de dimensionnement

A : section du tablier.

M_{yd}, M_{xd} : moment de dimensionnement par rapport aux axes X et Y

v_x, v_y : Distance entre le centre de gravité et les fibres les plus comprimées.

I_x, I_y : moment d'inertie par rapport aux axes X et Y

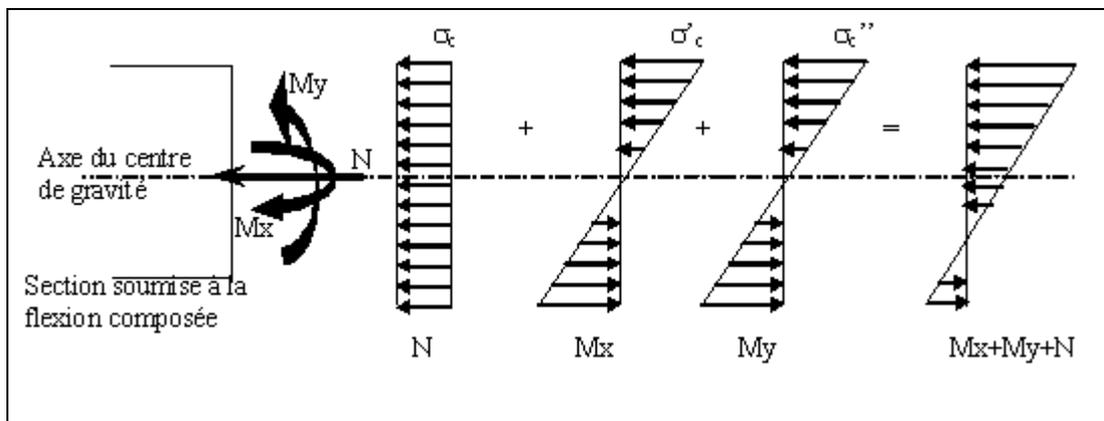


Fig VII .2 : Diagramme représentant les contraintes de la flexion composé d'une section du tablier.

Résultats EF Direction X :

- Cas: 8 (COMB PP):

	MXX [kNm/m]	MYX [kNm/m]	NXX [kN/m]	NYX [kN/m]
MAX	1273.12	750.82	1030.56	706.36
Panneau	20	16	19	17
Noeud	530	449	131	33
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
MIN	-734.02	-324.53	-4957.02	-1275.78
Panneau	6	22	8	152
Noeud	44	49	121	42
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)

Tableaux VII .2 : sollicitations dans le tablier sous (combPP)

- Cas: 9 (COMB ELS A (l)): Extrêmes

	MXX [kNm/m]	MYX [kNm/m]	NXX [kN/m]	NYX [kN/m]
MAX	1624.10	1007.79	1329.15	911.57
Panneau	20	16	19	17
Noeud	530	449	131	33
Cas	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)
MIN	-949.57	-396.26	-6409.49	-1672.30
Panneau	6	22	8	152
Noeud	44	49	121	42
Cas	9 (C)	9 (C)	9 (C)	9 (C)

Tableaux VII .3 : sollicitations dans le tablier sous (combELS A(L))

- Cas: 30 (COMB ELS Bc): Extrêmes

	MXX [kNm/m]	MYX [kNm/m]	NXX [kN/m]	NYX [kN/m]
MAX	2045.50	1032.03	1496.51	897.07
Panneau	20	162	165	17
Noeud	530	929	115	33
Cas	COMB Bc/232	COMB Bc/39	COMB Bc/25	COMB Bc/213
MIN	-663.38	-84.21	-5103.06	-1246.74
Panneau	152	168	8	152
Noeud	44	118	121	42
Cas	COMB Bc/207	COMB Bc/220	COMB Bc/261	COMB Bc/67

Tableaux VII .4 : sollicitations dans le tablier sous (comb ELS Bc)

- Cas: 11 (COMB ELS Mc120): Extrêmes

	MXX [kNm/m]	MYY [kNm/m]	NXX [kN/m]	NYX [kN/m]
MAX	1273.12	750.82	1030.56	706.36
Panneau	20	16	19	17
Noeud	530	449	131	33
Cas	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)
MIN	-734.02	-324.53	-4957.02	-1275.78
Panneau	6	22	8	152
Noeud	44	49	121	42
Cas	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)

Tableaux VII .5 : sollicitations dans le tablier sous (combELS Mc120)

- Cas: 12 (COMB ELS D240): Extrêmes:

	MXX [kNm/m]	MYY [kNm/m]	NXX [kN/m]	NYX [kN/m]
MAX	1273.12	750.82	1030.56	706.36
Panneau	20	16	19	17
Noeud	530	449	131	33
Cas	12 (C)	12 (C)	12 (C)	12 (C)
MIN	-734.02	-324.53	-4957.02	-1275.78
Panneau	6	22	8	152
Noeud	44	49	121	42
Cas	12 (C)	12 (C)	12 (C)	12 (C)

Tableaux VII .6 : sollicitations dans le tablier sous (comb ELS D240)

Cas: 13 (COMB ELU A(l)):

	MXX [kNm/m]	MYY [kNm/m]	NXX [kN/m]	NYX [kN/m]
MAX	2157.44	1334.82	1764.49	1210.10
Panneau	20	16	19	17
Noeud	530	449	131	33
Cas	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)
MIN	-1260.37	-527.78	-8507.57	-2217.95
Panneau	6	22	8	152
Noeud	44	49	121	42
Cas	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)

Tableaux VII .7 : sollicitations dans le tablier sous (combPP)

- Cas: 33 (COMB ELU Bc+): Extrêmes :

	MXX [kNm/m]	MYX [kNm/m]	NXX [kN/m]	NYX [kN/m]
MAX	2684.19	1365.12	1973.69	1191.98
Panneau	20	162	165	17
Noeud	530	929	115	33
Cas	COMB ELU Bc/232	COMB ELU Bc/39	COMB ELU Bc/25	COMB ELU Bc/213
MIN	-902.63	-114.21	-6874.53	-1686.00
Panneau	152	168	8	152
Noeud	44	118	121	42
Cas	COMB ELU Bc/207	COMB ELU Bc/220	COMB ELU Bc/261	COMB ELU Bc/67

Tableaux VII .8 : sollicitations dans le tablier sous (comb ELU Bc)

- Cas: 15 (COMB ELU Mc120): Extrêmes:

	MXX [kNm/m]	MYX [kNm/m]	NXX [kN/m]	NYX [kN/m]
MAX	1718.71	1013.61	1391.25	953.59
Panneau	20	16	19	17
Noeud	530	449	131	33
Cas	15 (C)	15 (C)	15 (C)	15 (C)
MIN	-990.93	-438.12	-6691.97	-1722.30
Panneau	6	22	8	152
Noeud	44	49	121	42
Cas	15 (C)	15 (C)	15 (C)	15 (C)

Tableaux VII .9 : sollicitations dans le tablier sous (comb ELU Mc120)

- Cas: 16 (COMB ELU D240): Extrêmes:

	MXX [kNm/m]	MYX [kNm/m]	NXX [kN/m]	NYX [kN/m]
MAX	1718.71	1013.61	1391.25	953.59
Panneau	20	16	19	17
Noeud	530	449	131	33
Cas	16 (C)	16 (C)	16 (C)	16 (C)
MIN	-990.93	-438.12	-6691.97	-1722.30
Panneau	6	22	8	152
Noeud	44	49	121	42
Cas	16 (C)	16 (C)	16 (C)	16 (C)

Tableaux VII .10 : sollicitations dans le tablier sous (comb ELU D240)

La combinaison la plus défavorable est la combinaison BC(ELU)

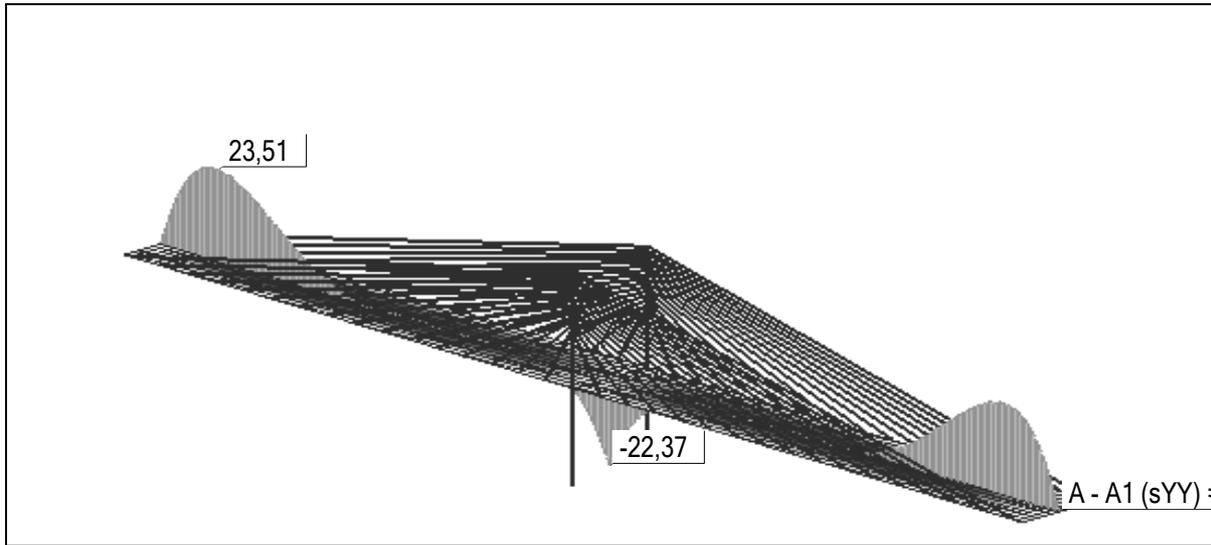


Fig VII.3 : coupe A-A sous chargement Bc :(l'axe A-A passe par le centre de tablier)

d) Vérification de l'écrasement du béton :

$$\sigma_c \leq f_c \text{ béton}$$

Avec :

σ_c : contrainte de compression dans le tablier

$f_c \text{ béton}$: contrainte de compression admissible du béton, égale à

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 50}{1.5} = 28.33 \text{MPa} = 2833 \text{t/m}^2$$

On a : $\sigma_c = 23.51 \text{ N/mm}^2 < f_c \text{ béton} = 28.33 \text{t/mm}^2$

Donc la condition est vérifiée.

e) Déplacement du tablier :

Les déplacements les plus défavorables sont les déplacements due aux chargement A(l)

	UGX [cm]	UGY [cm]	UGZ [cm]
MAX comb(PP)	-1.7152	-0.0463	- 122.5287
MAX comb ELS A(l)	-2.2135	-0.0599	- 158.3455

tableauVII.11 : déplacement sous charges propre et surcharges A(l)

UGX :déplacement horizontale

UGY:déplacement transversale

UGZ:déplacement verticale

f) Vérification du fluage du béton :

On peut déterminer les déformations résultantes du fluage de béton en multipliant les déformations élastiques par un facteur de proportionnalité fonction de temps, appelé le coefficient de fluage.

$$\varepsilon_c = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{el}$$

Où :

ε_{el} : déformation élastique de béton

$\varphi(t, t_0)$: coefficient de fluage

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_1 \cdot \psi_{t_0} \cdot f(t - t_0)$$

φ_1 : facteur dépendant de l'humidité relative de l'air ambiant et de la consistance du béton.

ψ_{t_0} : facteur dépendant de l'âge de mise en charge de béton.

t : l'âge de béton

t_0 : âge du béton lors de la mise en charge.

$f(t - t_0)$: fonction définissant l'évolution du fluage dans le temps.

$$\varphi_1 = 2,5 \quad \psi_{t_0} = 1 \quad (t_0 = 28 \text{ jours}) \quad f(t - t_0) = 1$$

D'où

$$\varepsilon_c = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{el} \quad \text{avec } \varphi(t, t_0) = 2,5$$

$$\text{On a } \varepsilon_{el} = \frac{\sigma_c}{E_b}$$

Avec

σ_c : contrainte de compression dans le mât

E_b : module d'élasticité du béton

$$E_b = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 40471 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{D'où : } \varepsilon_c = \frac{2,5 \cdot 23,75}{40471} = 1,73 \cdot 10^{-3} < 0,2\%$$

VII.1.2 – le mât:

a) Vérification du déplacement élastique

Les déplacements les plus importants sont celles provoquées par les surcharges Bc, on a un déplacement en tête du mât de 0.8 cm suivant l'axe longitudinal du pont et de 12 cm verticalement, ces déplacements provoquent un déplacement du tablier, ce déplacement vertical correspond à une déformation

$$\varepsilon = \frac{U_x}{H} = \frac{0.12}{54} = 0.222\% < 0.35\% (\text{limite de déformation élastique CBA93})$$

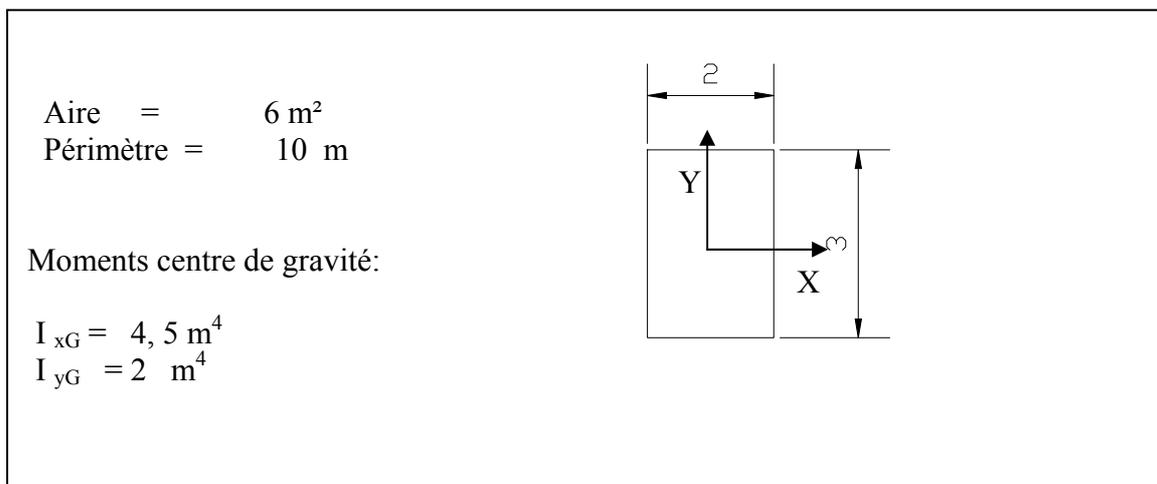


Fig VII.4 : Section du mât

Cas 30 COMB Bc+			
Déplacements [cm]:	Ux	Uy	Uz
Panneaux(21)	0.8052	0.7831	12.3670

Tableau VII.12 : déformations sous Bc

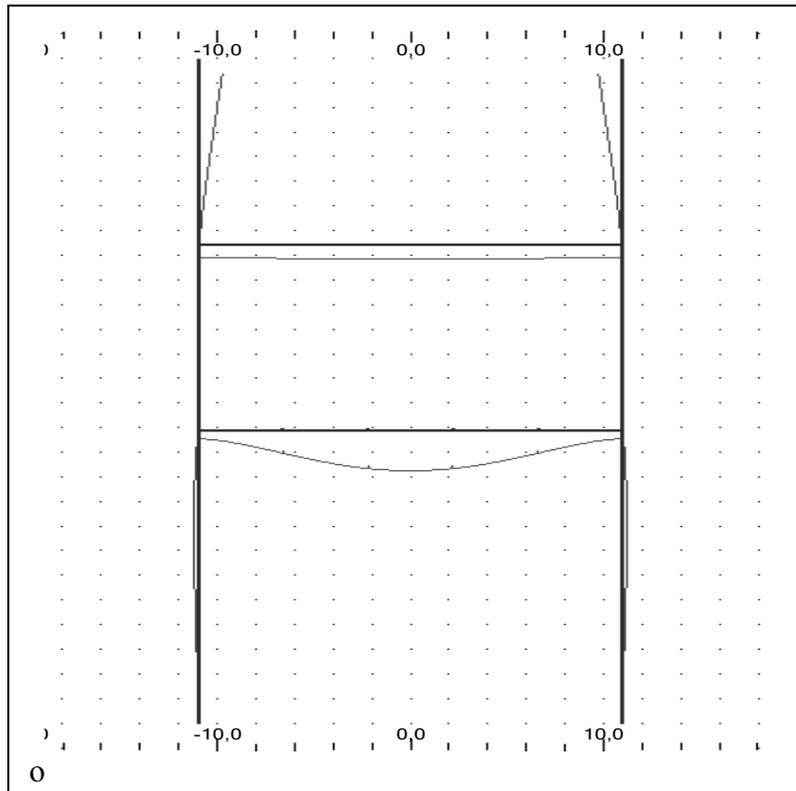


Fig VII.5 : déformée du mât

b) Contrainte de compression dans le mât

Le mât est soumis à la flexion oblique. La contrainte de compression est de la forme suivante :

$$\sigma_c = \frac{N_d}{A} + \frac{M_{xd} \cdot v_y}{I_x} + \frac{M_{yd} \cdot v_x}{I_y}$$

Avec

σ_c : contrainte de compression dans le mât.

N_d : effort normal de dimensionnement

A : section du mât

M_{xd} : moment de dimensionnement par rapport aux axes X et Y

v_x, v_y : Distance entre l'axe neutre et les fibres les plus comprimées.

I_x, I_y : moment d'inertie par rapport aux axes X et Y

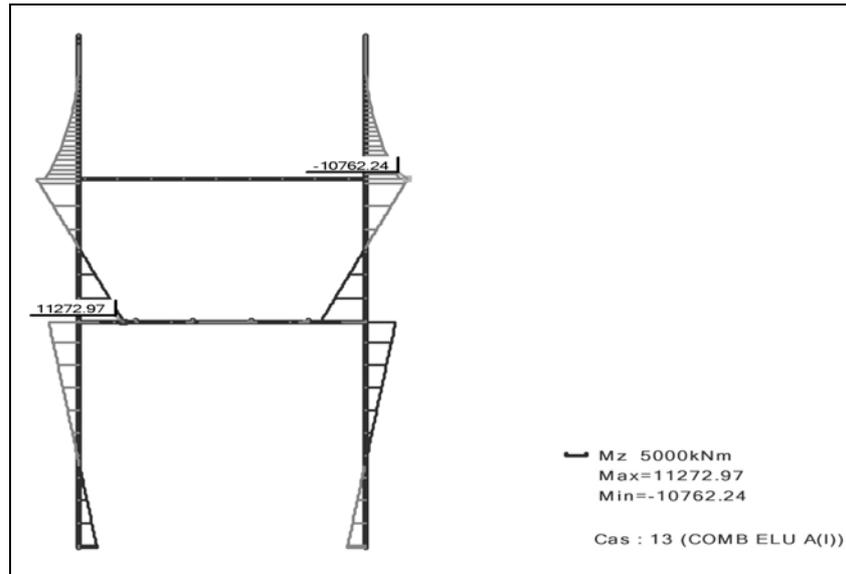


Fig VII.6 : Diagramme du moment de flexion suivant X A(1)

zone	N (KN)	M _z (KN.m)	M _y (KN.m)	σ _c (N/mm ²)
au dessus le mat	75245	11580.57	24961.45	22.24

Tableau VII.13 : sollicitations à la base du mat sous la combinaison A(1)

On a : $\sigma_c = 22.24 \text{ N/mm}^2 < f_{c \text{ béton}} = 28.33 \text{ t/mm}^2$

Donc la condition est vérifiée

En remarque que les contraintes dans le mât sont inférieures à la contrainte de béton donc pas de risque d'éclatement de béton.

c) Vérification sous fluage du béton

On pourra déterminer les déformations résultant du fluage de béton en multipliant les déformations élastiques par un facteur de proportionnalité fonction de temps, appelé le coefficient de fluage.

$$\varepsilon_s = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{el}$$

Où :

ε_{el} : déformation élastique de béton

$\varphi(t, t_0)$: coefficient de fluage

Avec : $\varphi(t, t_0) = 2,5$ (calculé précédemment dans le cas du tablier)

On a $\varepsilon_{el} = \frac{\sigma_c}{E_b}$

Avec

σ_c : contrainte de compression dans le mât

E_b : module d'élasticité du béton

$$E_b = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 40471 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{D'où : } \varepsilon = \frac{2,5 \times 22.4}{40471} = 1,38 \times 10^{-3}$$

VII. 2 – Etude de la stabilité Structurale

En introduisant les différentes combinaisons possibles dans ROBOT19.0 et après analyse des résultats obtenus, on trouve que la combinaison la plus défavorable est la combinaison (Bc).

VII.2.1- Haubans:

a) Le module d'élasticité idéalisée E_i

En raison des faibles rigidités à la flexion, un hauban ne peut équilibrer son poids propre qu'en prenant la forme d'une chaînette tendue. Nous allons analyser l'allongement supplémentaire de la corde de cette chaînette lorsqu'elle est soumise à une force de traction additionnelle.

Considérons, d'une part un câble de module $E = \infty$ dont l'appui supérieur à rouleau est situé d'une distance S de l'appui inférieur fixe. En faisant tendre la force N vers l'infini, la forme du câble s'approche d'une ligne droite, parcourant un chemin $\Delta S = l_1 - S$.

Si la force s'accroît de la valeur N à la valeur $N_1 = N + \Delta N$, le chemin devient $\Delta \Delta S = \Delta S - \Delta S_1$. Ce déplacement correspond à un allongement $\Delta \Delta S$ du câble soumis à une allongement spécifique apparent $\varepsilon_f = \Delta \Delta S / S$ et, pour les calculs pratiques, un module d'élasticité apparent $E_f = \sigma / \varepsilon_f$.

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

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

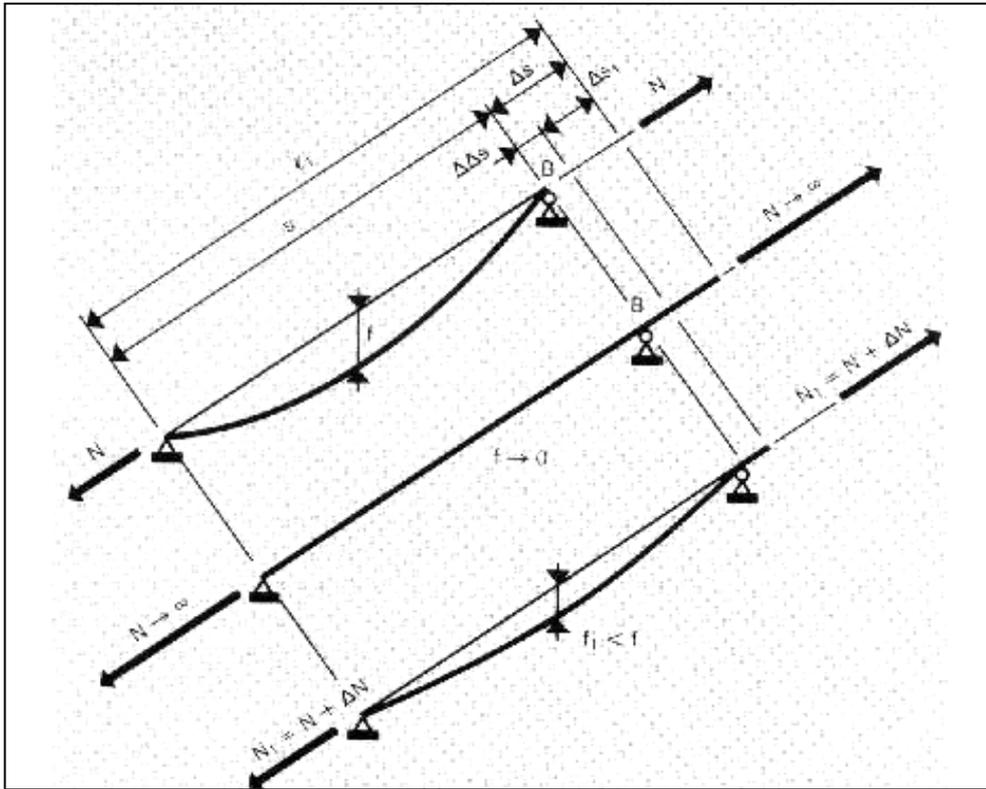


Fig VII.7 : schéma du comportement d'un câble de module d'élasticité E= de « pont haubané » de R. Walter)

(tiré

$$E_i = \frac{\sigma}{\epsilon_f + \epsilon_e}$$

si l'on introduit dans cette équation les modules E_f et E_e tel que :

$$\epsilon_f = \frac{\sigma}{E_f} \quad \text{et} \quad \epsilon_e = \frac{\sigma}{E_e}$$

On obtient :

$$E_i = \frac{E_f E_e}{E_f + E_e} = \frac{E_e}{1 + \frac{E_e}{E_f}}$$

Si le rapport f/S est faible, on peut assimiler la chaînette à une parabole

D'où :

$$E_f = \frac{12\sigma^3}{(v.l)^2}$$

$$D'où : \boxed{E_i = \frac{E_e}{1 + \frac{(v.l)^2}{12\sigma^3} E_e}} \quad [1]$$

Avec :

σ : La contrainte dans le câble
 E_e : Le module d'élasticité pour l'acier
 v : Le poids volumique de câble
 S : la longueur de la corde
 ℓ : La portée horizontale ($S \cdot \cos\alpha$)

La Figure VII.9 représente les courbes décrivant le rapport E_i/E_e calculer d'après la formule précédente. On remarque que plus cette valeur est proche de 1 plus le hauban concerné réagit comme une barre qui ne sera pas influencée par sa flèche initiale.

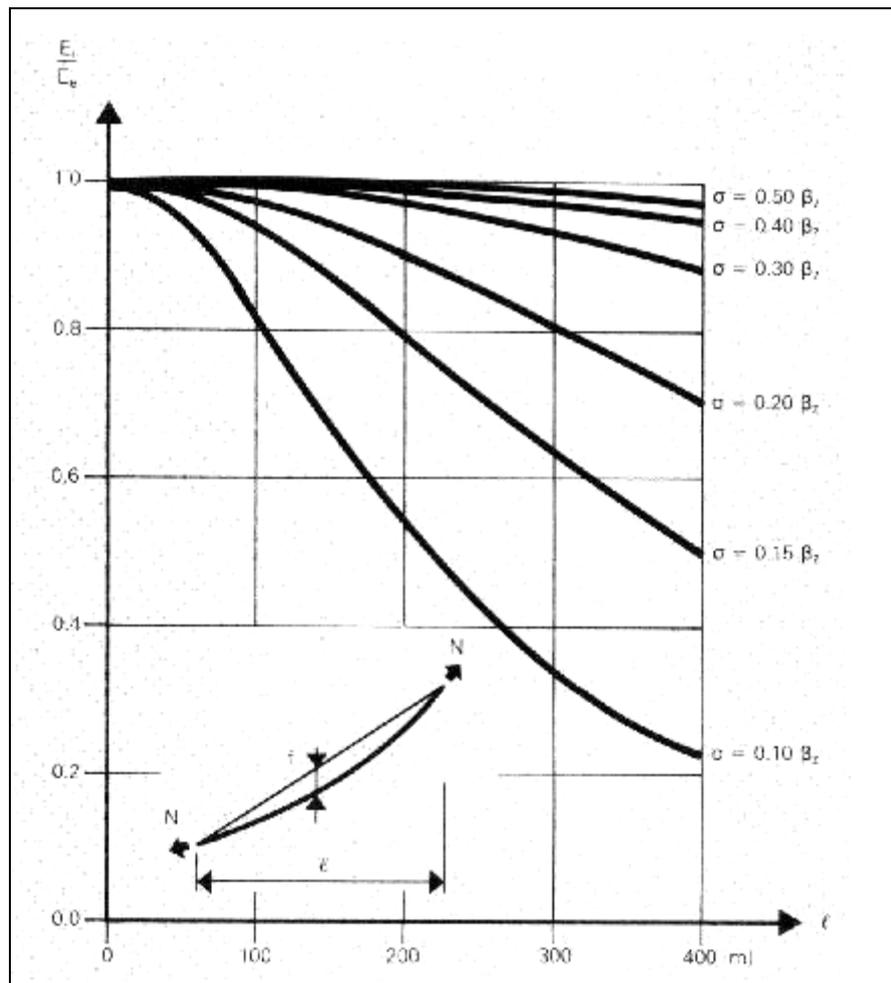


Fig VII.8 : diagramme du rapport (E_i/E_e) en fonction de la longueur (ℓ)
 Pour différentes valeur de σ (tiré de « pont haubané » de R. Walter)

Les haubans de notre pont ont une contrainte admissible $\sigma = 0.7F_{prg}$ et la longueur du plus long hauban est d'environ 130m, ce qui nous donne d'après le diagramme un rapport E_i / E_e proche de 1 ($E_i \approx E_e$).

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

b)- Vérification des haubans :

La section des haubans qu'on a introduit dans notre modèle de calcul est celle calculée dans la première partie de pré dimensionnement, dans cette phase de dimensionnement on vérifie ces haubans à la contrainte admissible.

Pour vérifier les haubans on dispose transversalement les charges de trafic et convoies de la combinaison la plus défavorable (Bc) dans la position la plus défavorable et on compare les contraintes de traction des haubans avec la contrainte admissible.

c) La contrainte admissible des haubans :

Acier $F_{PRG}=1770\text{MPa}$, avec F_{PRG} : contrainte de rupture garantie. (Les câbles Freyssinet)

$$\sigma_{adm}=0.7F_{prg}=1770 \times 0.7=1239\text{MPa}$$

Et avec un $\Delta\sigma_{adm} = 200 \text{ N / mm}^2$. on a $\sigma_g = 1009.78 \text{ N/mm}$

Donc on dimensionne les haubans selon le critère de la résistance on a :

$$\sigma_g = 1009.78 \text{ N/mm}^2$$

Cas: 33 (COMB ELU Bc)		
cable	Effort(kN)	contrainte(Mpa)
1	1104.63	237,55
2	1701.70	597,09
3	3171.12	681,96
4	3432.98	738,28
5	3602.29	774,69
6	4370.22	787,43
7	5138.00	796,59
8	5285.08	819,39
9	5383.61	834,67
10	6954.21	842,93
11	6948.74	842,27
12	6747.06	817,83
13	5928.21	718,57
14	4355.53	527,94
15	2236.57	244,43
16	993.52	120,43

Tableau VII.14:contrainte dans les haubans

La contrainte dans les haubans est inférieure à la contrainte admissible σ_g , donc la section des haubans peut reprendre les efforts de dimensionnement.

VII.2.2 - Le mât

Pour avoir des efforts importants, on charge le tablier avec la combinaison la plus défavorable et en faisant varier les convoies roulantes Bc le long du tablier.

Pour avoir la plus grande compression dans le mât, on place les charges Bc à côté du l'hauban le plus proche du mât, et pour avoir les plus grands moments de flexion et efforts tranchants on place Bc à côté du hauban le plus loin du mât.

a)- Vérification au flambement:

Pour vérifier le flambement il faut assurer la condition suivante :

$$N_u < N_{cr}$$

$N_u = 75245$ KN où :

N_u : effort normal ultime

N_{cr} : effort normal critique

Les pièces comprimées sont considérées comme élancées et devront être calculées en tenant compte des déformations lorsque les conditions de flambements suivantes sont remplies :

$$\lambda_{cr} \geq 30 \quad \text{Condition 1}$$

$$e_1 \leq 5 \frac{\varepsilon_y \cdot l_{cr}^2}{h_s} \quad \text{Condition 2}$$

plan XZ

$$I_c = 4,5 \text{ m}^4$$

$$A_c = 6 \text{ m}^2$$

$$i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0,866 \text{ m}$$

$l_{cr} = 24$ m (le mât est encasté à la base et libre au sommet)

$$\lambda_{cr} = \frac{l_{cr}}{i_c} = 27,71 < 30 \quad (\text{La condition 1 est vérifiée})$$

$$\varepsilon_y = 10^{-3}$$

h_s = hauteur de la section - 2 (enrobage + diamètre des étriers + diamètre des armatures longitudinales) = $3 \cdot 2 \cdot (0,025 + 0,032 + 0,012) = 2,862$ m

$$e_1 = \frac{Md}{Nd} = 0,14 \leq 5 \frac{10^{-3} \times 19,4^2}{2,862} = 0,268 \text{ m} \quad (\text{la condition 2 est vérifiée})$$

λ_{cr} : élancement

l_{cr} : longueur de flambage

i_c : rayon de giration de la section de béton

I_c : inertie de la section ;

A_c : aire de la section ;

ε_y : allongement spécifique correspondant à l'écoulement de l'acier ;

h_s : bras de levier entre les nappes d'armature les plus proches des parements.

Les deux conditions précédentes sont vérifiées, alors notre mât peut être considéré comme une pièce élancée.

$$N_E = \frac{\pi^2 \cdot EI_R}{l_{cr}^2} : \text{effort normal correspondant à la charge critique d'Euler.}$$

EI_R : rigidité flexionnelle à l'approche de la rupture.

$$A.N : N_E = \frac{\pi^2 \cdot 4 \cdot 10^{10} \cdot 4.5}{54^2} = 617.3 MN$$

On a :

$$N_u = 75245 \text{ kN} < N_E = \text{pas de risque de flambement.}$$

plan YZ

$l_{cr} = 0,7 \cdot 15 = 10.5 \text{ m}$ (le mât est encastré à la base et au sommet avec un appui intermédiaire au niveau de l'entretoise)

$$I_c = 2 \text{ m}^4$$

$$A_c = 4,5 \text{ m}^2$$

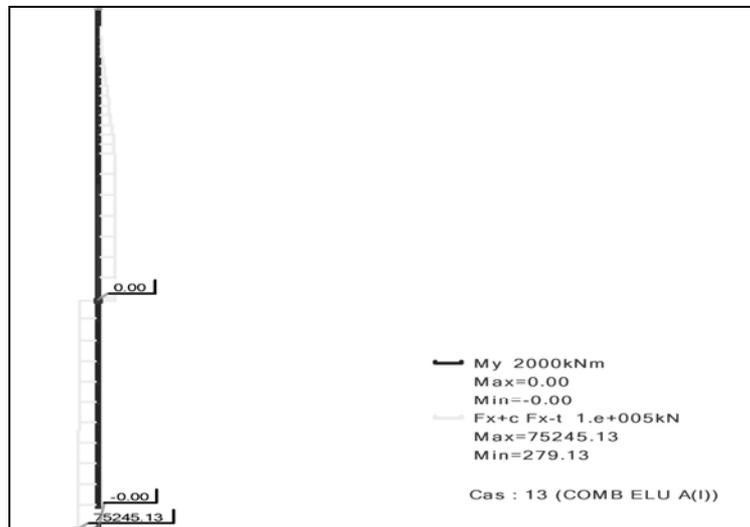
$$i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0,577 \text{ m}$$

$$\lambda_{cr} = \frac{l_{cr}}{i_c} = 18.19 < 30 \quad (\text{La condition est vérifiée})$$

Pas de risque de flambement carrément car la mise d'une entretoise entre les deux jambes de mat minimise considérablement l'élanement de celui ci.

b)-ferraillage de mât :

Le mât est soumis à un effort normal (N), deux moments flexion autour des axes X (My) et Y (Mz). d'où la nécessité de ferrailer le mât à la flexion oblique.



FigVII.9 : diagramme de l'effort de compression du mât

L'effort de compression maximum est :

$$N_u = 75245.13 \text{ kN}$$

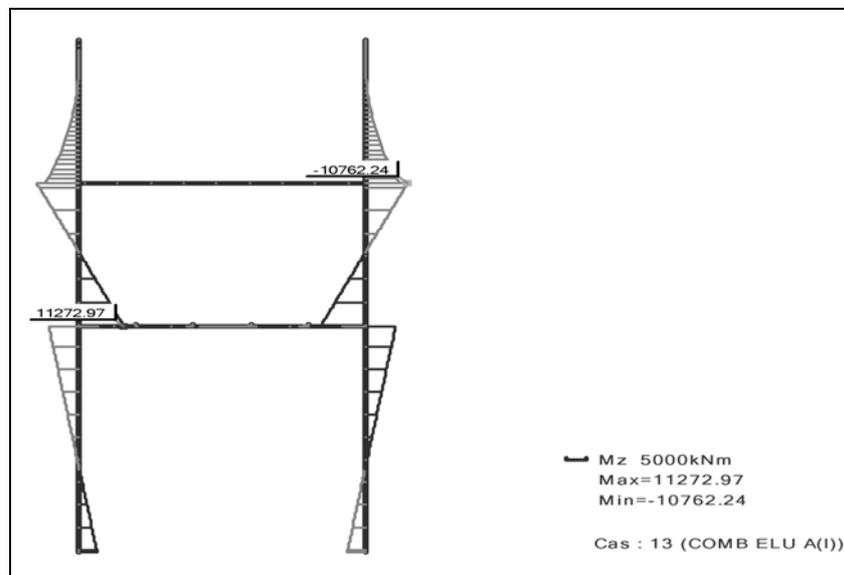


Fig VII.10 : diagramme du moment de flexion Mz

Remarque : pour des raisons de lisibilité, l'échelle des diagramme n'est la même pour toute les diagrammes.

- **Les armatures longitudinales**

Pour le calcul des armatures à la flexion déviée, on utilise le module Calcuette BA de Robot qui utilise le règlement BAEL

$b = 2m$

$h = 3m$

- **vérification des armatures de pré dimensionnement :**

en A(l)							
Cas N°	Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)	As1(cm)	As2(cm)	rho
1.	ELU	75245	0	11272	0	201,0(25T32)	0,67

en Bc							
Cas N°	Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)	As1(cm)	As2(cm)	ρ
1.	ELU	65093	24961	11580	260,3(33T32)	206,5(26T32))	0.78

On note que La combinaison la plus défavorable est la combinaison BC :

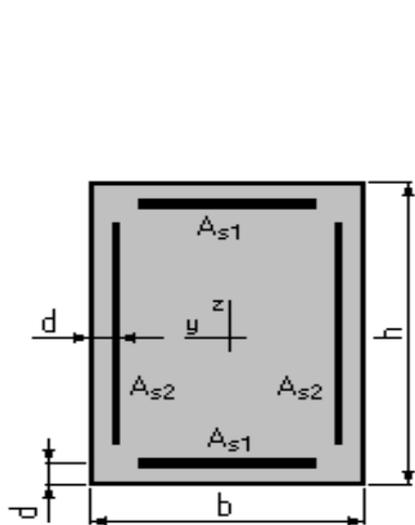


Fig VII.11 disposition des aciers

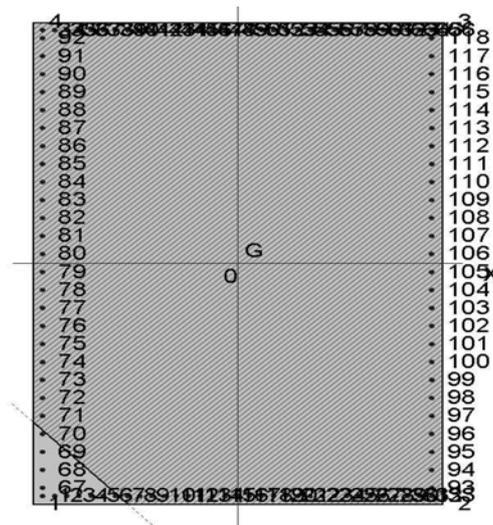


Fig VII.12 position de l'axe neutre en ELU.

- **Vérification des armatures :**

En ferrailons des poteaux en BA, les armateur minimale recommandé par RPA son 0.9%

Et maximale à 3%

on a $0.78\% < 0.9\%$,alors la conditions des section minimale n'est pas vérifié

$$A_{min} = 0.9\% \times 200 \times 300 = 540 \text{cm}^2$$

- **Etriers:**

les armatures de l'effort tranchant se calculent par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_u} \text{ (RPA) ou :}$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul.
- h_t : hauteur total de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant dans notre cas il égale à 2.5.

combEx	combEy	combBC
FZ [kN]	FZ [kN]	FZ [kN]
5684.35	1705.33	4429.38

$t < 10\text{cm}$ (zone III)

$$\text{A.N: } A = \frac{\rho_a V_u t}{h_t f_u} = \frac{2.5 \times 5.68 \times 0.1}{3 \times 400} = 11.84 \text{ cm}^2$$

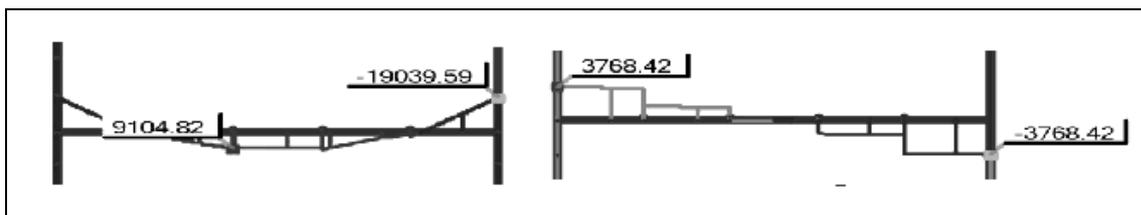
- **Vérification de l'armature minimale :**

$$A = I/r = 60.33$$

$$\text{Si } \lambda > 5 : \frac{A_t}{t \times b} \geq 0.3\% \text{ (RPA)}$$

$$\text{A.N : } A_t = 0.01 \times 0.3 \times 10 \times 180 = 5.4 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

c)- Armatures de l'entretoise :



- **Armatures en travées:**

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.104}{2 \times 1.9^2 \times 28.33^2} = 0.0445$$

$$\alpha = 1.2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.057$$

$$A_s = 0.8 \alpha b d \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 141 \text{ cm}^2 \text{ Soit 18T32 sur deux nappes}$$

- **Armatures a l'encastrement:**

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.104}{2 \times 1.9^2 \times 28.33^2} = 0.093$$

$$\alpha = 1.2(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.122$$

$$A_s = 0.8\alpha bd \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 302.4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 40\text{T}32 \text{ sur deux nappes}$$

- **armatures de montages:**

on adopte 10T16 et la densité des aciers sera $\rho = \frac{320.4}{200^2} = 0.8\%$

- **Etriers:**

$$\rho = \frac{Vu}{bd} = \frac{3.78}{2 \times 1.9} = 0.99 \text{ MPa} < 0.06 f_{bc} = 1.5 \text{ MPa} \text{ alors:}$$

Soit des étriers en 2T12

$$St = \frac{A_r \times f_e \times z}{V} = \frac{0.0005 \times 400 \times 1.9}{3.78} = 0.104 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

VII.2.3 - Le tablier:

Les calculs sont effectués à l'aide de ROBOT19.0 avec la combinaison la plus défavorable

Les résultats du calcul des sections des armatures longitudinales sont données dans les tableaux suivants :

	MXX [kNm/m]	MYY [kNm/m]	NXX [kN/m]	NY Y [kN/m]
MAX(travée)	2684.19	1365.12	1973.69	1191.98
Panneau	20	162	165	17
Noeud	530	929	115	33
Cas	COMB ELU Bc/232	COMB ELU Bc/39	COMB ELU Bc/25	COMB ELU Bc/213
Max(sous haubans)	-902.63	-114.21	-6874.53	-1686.00
Panneau	152	168	8	152
Noeud	44	118	121	42
Cas	COMB ELU Bc/207	COMB ELU Bc/220	COMB ELU Bc/261	COMB ELU Bc/67

Tableau VII-15 : sollicitations maxi en Bc

b) – les armatures longitudinales:

moments	effort normal	Md (kNm)	As (cm ² /m)	As2(cm ² /m)	Nombre de barres $\Phi 32$ /m	$\rho = A_s/A_b$ (%)
travée	1973,69	1365,12	107.9	0	14	2.70
Sous haubans	6874,63	114,21	9	0	2	0.35

- *Vérification de l'armature minimale*

$$\rho_{s \min} = A_s/A_b = 0.5\% \text{ (RPA)}$$

Où A_s : la section minimale de l'armature passive

A_b : la section du béton

D'où : $A_s = 0.5\% A_b = 0.005 \times 0.45 \times 10^4 = 22.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit: 4 $\Phi 32$

a)- les armatures transversales :

moments	effort normale	Md (kNm)	Assup(cm ² /m)	Asinf(cm ² /m)	Nombre de barres $\Phi 32$ /m	$\rho = A_s/A_b$ (%)
haubans	1686.00	-902.63	0	95.5	12	2.39
Milieu de tablier	1191.98	2684.19	141.9	0	41	3.15

Vérification de l'armature minimale ou maximale

- Armatures minimales :

$$\rho_{s \min} = A_s/A_b = 0.5\% \text{ (RPA1999)}$$

Où A_s : la section minimale de l'armature passive

A_b : la section du béton

D'où : $A_s = 0.5\% A_b = 0.005 \times 0.45 \times 10^4 = 22.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit: 4 $\Phi 32$ (vérifié)

- Armatures maximales:

$$\rho_{s \min} = A_s/A_b = 4\% \text{ (RPA) vérifié}$$

c) - *Etriers:*

Les valeurs des efforts tranchant fournis par ROBOT19.0 sont faibles car :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} < 0.025 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

D'où on utilise ferrailage minimale de:

$$A_t \geq 0.0015 \times b \times S \text{ (RPA)}$$

Soit $S=20\text{cm}$

$$A_t = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\Phi 16$$

VII.2.4 - Joint de chaussée:

a)- Calcul des déformations sous l'effet thermique:

un élément de béton exposé à l'air libre, nous observons une variation dimensionnelle qui évolue dans le temps avec une vitesse décroissante, jusqu'à une valeur limite.

Ces effets différés sont causés par le poids propre, les charges et surcharges .

Il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire afin d'éviter des désordre dans l'ouvrage.

Pour faciliter ces déformations, nous disposons de certains éléments comme les joints de dilatation et les appareils d'appui.

Selon le calcul on a trouvé que le déplacement horizontal dû à la température est :

$$W_T = L \times \theta \times k_\theta$$

W_T : déplacement longitudinale

θ :

k_θ :

L : longueur de pont.

- Pour la culée: $W_T = 2.6 \text{ cm}$

à long terme on a :

$$W_{\max, \infty} = \varphi \cdot W_T$$

Où :

φ : coefficient de fluage ($\varphi = 2 \div 3$), on prend $\varphi = 2,5$.

donc :

- Pour la culée : $W_{\max, \infty} = 6.5 \text{ cm}$.

b)- Joint de chaussée :

il est Placé à la frontière entre un ouvrage d'art et la voie d'accès ou entre deux parties indépendantes d'un même ouvrage. Un joint de chaussée à pour fonction première d'assurer la continuité de la surface de roulement, tout en satisfaisant à un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles.

Pour donner une entière satisfaction aux usagers et aux exploitants, le joint de chaussée doit être :

- Confortable et esthétique.

Souple et silencieux, il assure la continuité de la surface de roulement.

- Résistant.

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité) est garant du bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

- Etanche.

En assurant la continuité de l'étanchéité il participe à la protection de l'ouvrage qu'il équipe.

- Fiable.

La pureté de sa conception et la simplicité de ses principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

Dans le cadre de notre pont, nous aurons un joint qui sera placé à la jonction du tablier et la culée.

c)- Dimensionnement des joints de chaussée

Pour notre ouvrage, nous avons choisi des joints de type **FT 100** à dents et à souffle de 100 mm, car notre déplacement maximal a été évalué à 65mm.

Ces joints se composent de deux parties principales de formes géométriques conjuguées un élément mâle et un élément femelle- qui, assurent un pontage optimal de la coupure. Ils sont réalisés à partir d'un composite métal/ élastomère vulcanisé à chaud. L'étanchéité est assurée soit par une membrane, soit par des bavettes aboutissant à une rigole ; continues sur toute la ligne de joint et qui permettent de récupérer et de canaliser les eaux d'infiltration.

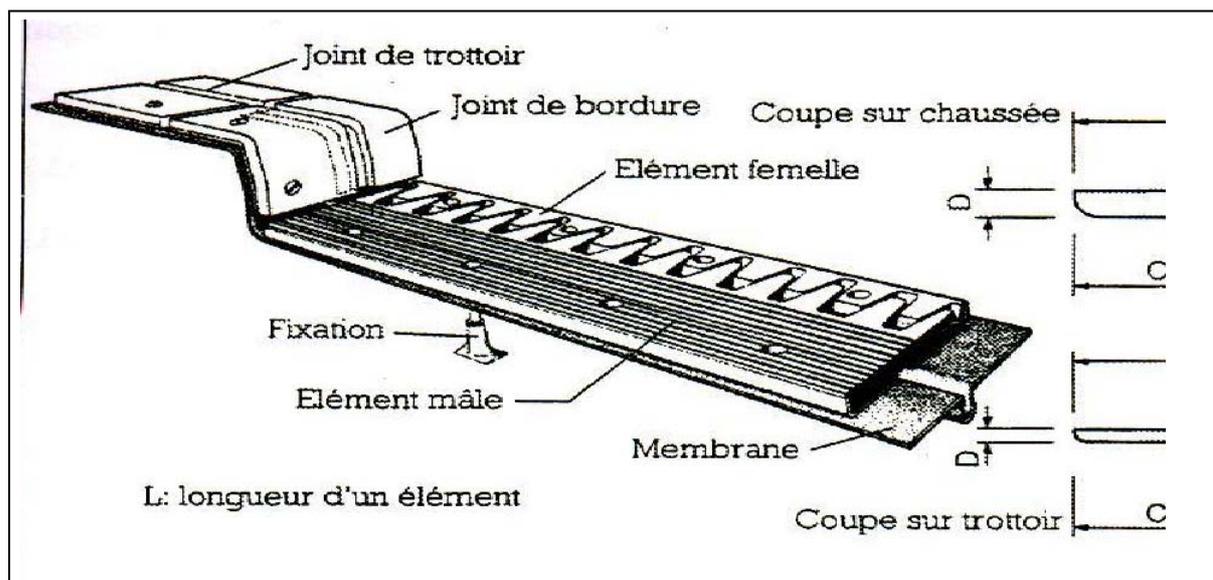


Figure VII-13 : joint de dilatation type FT100

CHAPITRE VIII
ETUDE DYNAMIQUE

VII.1 – Introduction:

Le rôle joué par la dynamique dans un pont haubané est très important. Plus que tout autre type de pont, il peut même devenir déterminant quant à la faisabilité de l'ouvrage. On considère en général trois genres de problèmes :

- La sécurité aérodynamique.
- Les effets physiologiques.
- La sécurité à l'égard des séismes.

Le comportement aérodynamique d'une structure haubanée détermine dans une large mesure sa sécurité. De fait, un manque de stabilité dynamique globale est à l'origine de l'effondrement de certains des premiers ponts suspendus, ce qui a considérablement retardé leur développement.

L'analyse de tous ces phénomènes dynamiques, y compris les aspects sismiques, nécessite la connaissance préalable des fréquences et des modes des vibrations de l'ouvrage considéré. [1]

VII.2 - Estimation des fréquences propres du pont

Il existe de nombreuses méthodes pour calculer les fréquences propres. On se limitera, en vue d'une application essentiellement pratique, à l'étude de celles permettant un traitement à la main ou à l'aide d'une calculatrice.

Pour simplifier les opérations numériques, on concentre la masse de la structure en un certain nombre de points séparés et on néglige l'influence de l'amortissement:

- **Méthode classique** basée sur l'équation différentielle du mouvement: méthode des déterminants, méthode de l'itération matricielle (Stodola).
- **Méthode de Rayleigh** basée sur des considérations énergétiques: méthode simple, méthode itérative.

VII.2.1- Fréquence propre de flexion

a) Calcul à l'aide de méthode de Rayleigh

La méthode de Rayleigh qui se fonde sur le principe de la conservation de l'énergie, est très pratique pour l'étude approchée d'un système ayant un grand nombre de degrés de liberté. Dans le cas des oscillations libres non amorties, on obtient ω par la conservation de l'énergie cinétique et potentielle.

- On suppose une déformée u_j raisonnable du système, généralement obtenue par l'application d'un cas de charge statique quelconque P_j sur la masse m_j .
- On égale les énergies cinétiques E_c avec E_p maximale des masses ainsi déplacées.

Dans le cas d'un système à un degré de liberté.

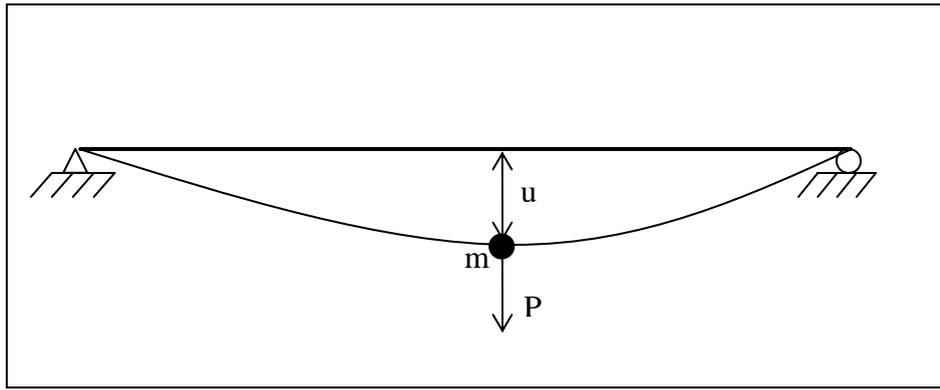


Figure VIII-1 : système à un degré de liberté

$$u(t) = u \sin \omega t$$

$$E_p = \frac{Pu(t)}{2}$$

$$E_c = \frac{m \cdot u(t)^2}{2} = \frac{m \cdot u^2}{2} \cdot \omega^2 \cdot \cos^2 \omega t$$

$$E_{p, \max} = \frac{Pu}{2} = E_{c, \max} = \frac{m \cdot u^2}{2} \cdot \omega^2$$

D'où : $\omega^2 = \frac{p \cdot u}{m \cdot u^2}$

Avec :

E_p : énergie potentielle

E_c : énergie cinétique

P : charge permanente

m : la masse

u : déplacement statique

ω : pulsation propre

Pour un système à N degré de liberté.

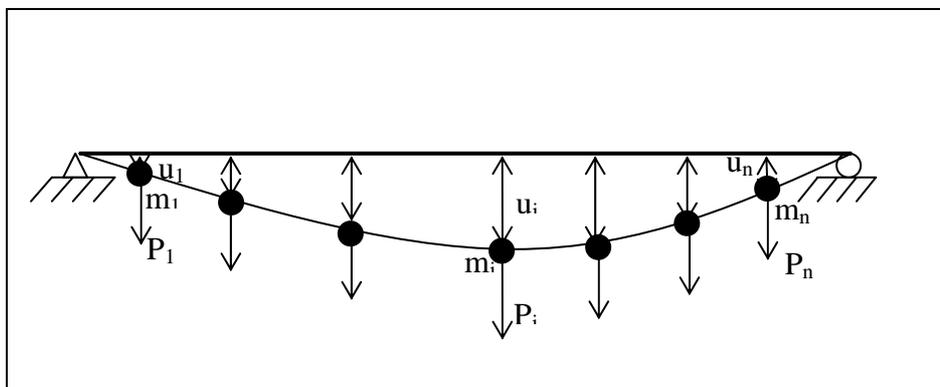


Figure VIII-2 : système à n degrés de liberté

$$\omega^2 = \frac{\sum p_i \cdot u_i}{\sum m_i \cdot u_i^2} \Rightarrow \omega^2 = g \frac{\sum m_i \cdot u_i}{\sum m_i \cdot u_i^2}$$

On obtient en remplaçant la charge unitaire $P_i = 1$ par le poids propre de la masse :

$$\omega^2 = g \frac{1}{u_{\max}}$$

$$\text{D'où : } f_B = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{u_{\max}}}$$

f_B : fréquence propre de flexion

Sur la base de nombreuses vérifications de ponts haubanés, il a été constaté que cette relation conduit à des valeurs par défaut de l'ordre de 10%. Une meilleure approximation tenant compte la distribution des masses le long du tablier, du haubanage et de la forme du mode fondamental est donc obtenue par :

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{u_{\max}}}$$

Dans cette expression, u_{\max} représente la déformation statique maximale du système sous son poids agissant dans la direction du mode propre recherché.

$u_{\max} = 1.22\text{m}$ d'après la combinaison PP.

d'où :

$$f_B = \frac{1,1}{2\pi} \sqrt{\frac{9,81}{1.22}} = 0,49 \text{ Hz} \quad \Rightarrow \quad T_B = 2.04 \text{ sec}$$

T_B : période propre de flexion

b) Calcul à l'aide de ROBOT-MELLINIUM:

D'après les résultats obtenus par le ROBOT on a :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
1	0.25	4.00
2	0.54	1.86
3	0.55	1.81
4	0.64	1.56
5	0.64	1.56

Tableau VIII-1 mode de vibrations.

Remarque : on constate que la fréquence fondamentale calculée par la méthode de Rayleigh est supérieur à la fréquence de calcul par la méthode des éléments fini de faite de la négligence de la souplesse apporté à la structure par les haubans (les appuis élastique travail à la diminution de la rigidité).

VIII.2.2- Fréquence propre de torsion:

Dans le cas des ponts haubané à tablier souple, le mode propre de torsion est semblable à celui de flexion à une constante géométrique près. Les fréquences correspondantes sont donc liées entre elles par la relation suivante :

$$f_T = \frac{\bar{b}}{2.r} f_B$$

$$f_T = \frac{21}{2 \times 5.53} \times 0.25 = 0.47 \text{ Hz}$$

Où f_T : fréquence propre de torsion
 r : représente le rayon de giration

\bar{b} : la distance transversale entre les haubans.

Remarque : plus que la fréquence fondamentale (celui de flexion) est loin de la fréquence de torsion ça apporte une stabilité supplémentaire vis-à-vis du torsion et aux mouvement couplées.

VIII.3- Comportement aérodynamique du pont:

Dans un pont haubané, les dimensions de la portée principale sont souvent assez importantes. Selon la situation géographique de l'ouvrage, le tablier peut être plus au moins fortement exposé au vent transversal. Un écoulement d'air tend à lui faire subir des oscillations de torsion et flexion qui, sous l'effet de faibles variations de l'incidence de vent modifier la portance.

Dans le cas d'une réalisation, il faut avoir recours à des essais en soufflerie La section, soumise au vent, subit des sollicitations statiques que l'on peut décomposer en trois actions :

- Une charge horizontale T
- Une charge verticale N
- Un moment de torsion M

VIII.4- Vérification au flottement:

En utilisant la méthode de calcul de Kolppel (tiré de « pont haubané » de R. Walther)[1] :

$$\mu = \frac{m}{\pi \cdot \rho b^2} = \frac{18,02 \times 10^3}{\pi \times 1,3 \times 5,855^2} = 126,28$$

$$\frac{r}{b} = \frac{3,05}{5,855} = 0,52$$

$$\varepsilon_T = \frac{f_T}{f_B} = 1.91$$

avec :

μ : masse réduite

r : rayon de giration

b : demi largeur de tablier

ε : rapport des fréquence propres de torsion et de flexion

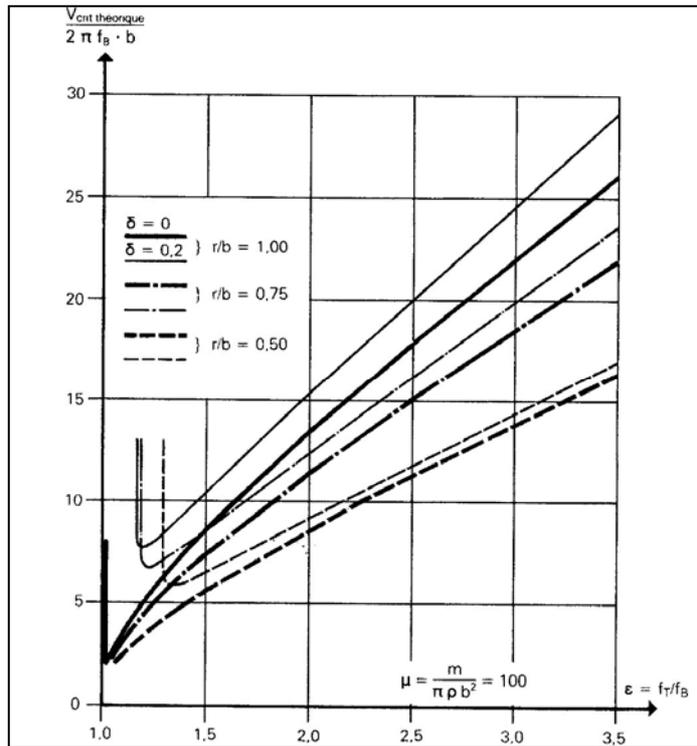


Figure VIII-6 : diagramme de la vitesse critique théorique de flottement (tiré de « pont haubané » de R. Walter)

D’après la figure précédente on trouve :

$$\frac{V_{crit.th}}{2.\pi.f_B.b} = 6 \Rightarrow V_{critique Th} = 6.2 \times \pi \times f_B \times b = 98.91 \text{ m / s} = 356 \text{ Km/h}$$

Et on a $\frac{V_{critique réelle}}{V_{critique Th}} = \eta$

η : coefficient réducteur de la vitesse critique théorique de flottement $\eta = 0.8$

d’où: $V_{réel Th} = 0,8 \times 98,91 = 79,12 \text{ m/s} = 284.85 \text{ km/h}$

Les observations ont montré que le vent peu souffler sur le site avec une vitesse maximum de 150 Km/h

Donc il n’a pas de risque de flottement.

VIII.5 - Les effets physiologiques de vibration (La résonance):

Les oscillations de résonance sont critiques, du point de vue de l'inconfort qu'elles occasionnent aux usagers, dans le cas où la fréquence d'échappement des tourbillons correspond à la fréquence fondamentale de la structure.

A partir de la vitesse critique de résonance :

$$V = \frac{f \cdot h}{S} = \frac{0,25 \times 0,65}{0,2} = 0,81 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{V \cdot B}{\nu} = \frac{0,81 \cdot 21}{0,15 \cdot 10^{-4}} = 1,13 \cdot 10^6 \quad \Rightarrow \quad 10^5 < Re < 10^7$$

V : vitesse critique de résonance.

H : hauteur du tablier.

F : fréquence des tourbillons.

S : nombre de Strouhal.

Re : nombre de Reynolds.

ν : viscosité cinématique de l'air ($0,15 \text{ cm}^2/\text{s}$)

B : largeur du tablier.

C : le coefficient de portance caractéristique de la section.

$$F_0 = (\rho V^2/2) \cdot C \cdot h = 1,3 \times (0,81)^2 / 2 \times 0,4 \times 0,65 = 1,64 \text{ N/m}$$

On a l'amplitude de l'oscillation

$$U = \frac{\pi F_0}{\delta k B}$$

$$\text{Avec : } k = \frac{4 \cdot \pi^2 H}{L^2} \quad \text{Avec } H = \frac{q \cdot L^2}{8 \cdot f}$$

f : la hauteur de mât = 54 m

q : la charge permanente de l'ouvrage = 297,5 KN/m

k : rigidité.

u : amplitude du déplacement.

δ : le décrétement logarithmique (=0.05).

$$\text{D'où : } k = \frac{4 \times (3,14)^2 \times 297,5}{8,54} = 27,16 \text{ KN/m}$$

$$U = \frac{3,14 \times 1,2 \times 10^3 \times 1,64}{0,05 \times 27,16 \times 10^3 \times 21} = 0,21 \text{ mm}$$

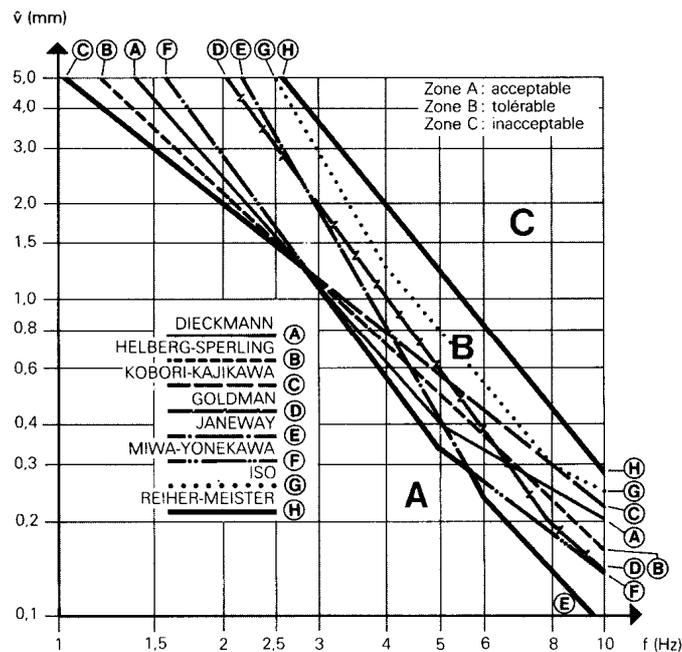


Figure VIII-7 : classification physiologique basée sur l'amplitude du mouvement
(tiré de « pont haubané » de R. Walter)

D'après la figure précédente, une oscillation de 0,21 mm à la fréquence de 0,25 Hz est tout à fait acceptable du point de vue des effets physiologiques dus aux vibrations et correspondant à une accélération \ddot{U} très faible.

$$\ddot{U} = 4 \cdot \pi^2 \cdot f^2 \cdot U = 0,0005 \text{ m/s}^2$$

VIII.6 - Comportement sismique du pont:

En général, les ponts haubanés sont considérés comme des structures peu sensibles aux effets du tremblement de terre. Ce qui les distingue des autres constructions, c'est le fait de reposer sur un nombre restreint d'appuis ponctuels (culées, piles, mâts) qui peuvent subir des déplacements différents pendant un séisme (variabilité spatiale).

Le calcul des ponts soumis à une excitation sismique peut se faire de deux manières. Soit l'on procède à une analyse statique équivalente, soit par une analyse. En général le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

D'après RPA99 (version 2003) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1)), & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R}), & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{2/3}, & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{T_2}{3})^{2/3}(\frac{3}{T})^{5/3}(\frac{Q}{R}), & T > 3.0s \end{cases}$$

A: coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure.

Q: facteur de qualité.

T_1, T_2 : périodes caractéristique associées à la catégorie de site.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

COMBINAISON D'ACTION:

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limites.

Les combinaisons d'actions pour la détermination des sollicitations et des déformation de calcul sont:

- $G + E_X + 0.3E_Y + 0.3E_Z$
- $G + E_Y + 0.3E_X + 0.3E_Z$
- $G + 0.3E_Y + 0.3E_X + E_Z$

G: charge permanente.

E: charge sismique

On introduit le spectre de réponse au ROBOT V19.0 est on obtient les résultats des sollicitations avec les combinaisons accidentelles.

Notre pont implanté sur un sol rigide dans une zone de forte sismicité (Zone III).

VIII.7 - Conclusion

On constate que les sollicitations dues au séisme (voire annexes) sont moins importantes que les sollicitations dues à la combinaison la plus défavorable de l'étude statique donc en point de vue de comportement sismique de pont, le dimensionnement de l'étude statique suffit.

CONCLUSION

Conclusion générale:

L'étude de notre projet à porter d'abord sur la conception qui nous à permis de choisir trois variantes qui se rapportent aux conditions et contraintes du site, puis sur le prédimensionnement de celles-ci qui nous a donné une idée générale sur les dimensions des différents éléments de chaque variante, la variante qui a répondu le mieux aux critères de choix a été retenue pour le dimensionnement qui se fait en deux parties : statique qui nous permet de calculer l'ouvrage sous différentes surcharges, et dynamique qui prend en compte l'effet du séisme et du vent, nous permet de vérifier si le calcul statique est dominant dans le dimensionnement de l'ouvrage .

On peut noter les points particuliers de notre étude :

- Les haubans réagissent comme des barres et ne sont pas influencées par leurs flèches initiale de faite de ses faibles longueurs.
- La mise de deux entretoises dans le mat diminue considérablement l'effet de flambement par la diminution de la longueur critique.
- Nous n'avons pas fait appelle au béton précontrainte car les moment de flexion longitudinales n'étais pas énormes de faite du faible espacement entre les haubans (8m) et la faible épaisseur de tablier.
- Les armatures transversales sont plus important que les armatures longitudinales de faite de l'importance largeur de tablier.

L'étude doit être complété par :

- Etude des fondations
- des essais de soufflerie sur model réduit en laboratoire afin de mieux apprécier le comportement du pont sous les effets du vent (aérodynamisme, vibration ...).

Bibliographie

[1]: **René Walther**, « ponts haubanés ».

[2]: **Anne BERNARD-GELY** et **Jean Armand CALGARO**,
« Conception Des Ponts ».

[3]: Documents de la **SAETI**.

[4]: « Cours De Pont », dirigé par **M^{me} CHERID**, (ENP, 2005/2006).

[5]: « Cours en Béton armé », dirigé par **M^r BOUTMEUR**, (ENP, 2004/2005).

[6]: « Cours De Dynamique Des Structure », dirigé par **M^r DEMIDEM**, (ENP, 2005/2006).

[7]: « Conception Et Etude D'un Pont haubané », thèse de fin d'étude.

[8]: Règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

[9]: Règlement neige et vent RNV65.

[10]: documents Freyssinet caractéristiques des câbles.

[11]: **JAQUES MATHIVAT**, «construction par encorbellement de ponts en béton précontraint».

Logiciels utilisés:

- Robot Méllinium19.0
- SAP2000
- AUTO CAD 2005
- Office 2003
- Socotec

Annexes



- Efforts dans les haubans :

- Cas: 8 (COMB PP) :

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
169/ 7/ 8 (C)	-868.68
169/ 71/ 8 (C)	-863.35
170/ 8/ 8 (C)	-1262.81
170/ 72/ 8 (C)	-1259.35
171/ 9/ 8 (C)	-2335.32
171/ 73/ 8 (C)	-2329.26
172/ 10/ 8 (C)	-2522.02
172/ 74/ 8 (C)	-2515.60
173/ 11/ 8 (C)	-2642.14
173/ 75/ 8 (C)	-2635.36
174/ 12/ 8 (C)	-3196.50
174/ 76/ 8 (C)	-3188.00
175/ 13/ 8 (C)	-3736.41
175/ 77/ 8 (C)	-3726.16
176/ 14/ 8 (C)	-3844.46
176/ 78/ 8 (C)	-3833.71
177/ 15/ 8 (C)	-3935.93
177/ 79/ 8 (C)	-3924.69
178/ 16/ 8 (C)	-5101.65
178/ 80/ 8 (C)	-5086.58
179/ 17/ 8 (C)	-5091.39
179/ 81/ 8 (C)	-5075.68
180/ 18/ 8 (C)	-4892.67
180/ 82/ 8 (C)	-4876.33
181/ 19/ 8 (C)	-4350.22
181/ 83/ 8 (C)	-4333.25
182/ 20/ 8 (C)	-3358.44
182/ 84/ 8 (C)	-3340.83
183/ 21/ 8 (C)	-2154.67
183/ 85/ 8 (C)	-2134.22
184/ 6/ 8 (C)	-226.67
184/ 86/ 8 (C)	-207.80

- Cas: 9 (COMB ELS A(l)):

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
55/ 6/ 9 (C)	-285.41
55/ 38/ 9 (C)	-266.53
169/ 7/ 9 (C)	-1102.99
169/ 71/ 9 (C)	-1097.66
170/ 8/ 9 (C)	-1636.91
170/ 72/ 9 (C)	-1633.45
171/ 9/ 9 (C)	-3032.47
171/ 73/ 9 (C)	-3026.41
172/ 10/ 9 (C)	-3274.53
172/ 74/ 9 (C)	-3268.11
173/ 11/ 9 (C)	-3428.29
173/ 75/ 9 (C)	-3421.51
174/ 12/ 9 (C)	-4144.08
174/ 76/ 9 (C)	-4135.58
175/ 13/ 9 (C)	-4839.54
175/ 77/ 9 (C)	-4829.29
176/ 14/ 9 (C)	-4974.48
176/ 78/ 9 (C)	-4963.73
177/ 15/ 9 (C)	-5087.23
177/ 79/ 9 (C)	-5075.99
178/ 16/ 9 (C)	-6586.96
178/ 80/ 9 (C)	-6571.89
179/ 17/ 9 (C)	-6567.49
179/ 81/ 9 (C)	-6551.79
180/ 18/ 9 (C)	-6305.18
180/ 82/ 9 (C)	-6288.84
181/ 19/ 9 (C)	-5600.24
181/ 83/ 9 (C)	-5583.27
182/ 20/ 9 (C)	-4317.70
182/ 84/ 9 (C)	-4300.09
183/ 21/ 9 (C)	-2764.17
183/ 85/ 9 (C)	-2743.72

**- Cas: 30 (COMB Bc+) :**

Barre/Noeud/Cas			FX [kN]
169/	7/	COMB Bc+	-814.21
169/	71/	COMB Bc+	-808.87
170/	8/	COMB Bc+	-1260.34
170/	72/	COMB Bc+	-1256.88
171/	9/	COMB Bc+	-2350.07
171/	73/	COMB Bc+	-2344.01
172/	10/	COMB Bc+	-2544.62
172/	74/	COMB Bc+	-2538.20
173/	11/	COMB Bc+	-2670.46
173/	75/	COMB Bc+	-2663.68
174/	12/	COMB Bc+	-3240.46
174/	76/	COMB Bc+	-3231.96
175/	13/	COMB Bc+	-3811.49
175/	77/	COMB Bc+	-3801.24
176/	14/	COMB Bc+	-3920.51
176/	78/	COMB Bc+	-3909.76
177/	15/	COMB Bc+	-3992.02
177/	79/	COMB Bc+	-3980.78
178/	16/	COMB Bc+	-5155.24
178/	80/	COMB Bc+	-5140.17
179/	17/	COMB Bc+	-5151.68
179/	81/	COMB Bc+	-5135.98
180/	18/	COMB Bc+	-5006.23
180/	82/	COMB Bc+	-4989.89
181/	19/	COMB Bc+	-4394.55
181/	83/	COMB Bc+	-4377.58
182/	20/	COMB Bc+	-3215.75
182/	84/	COMB Bc+	-3198.14
183/	21/	COMB Bc+	-1616.89
183/	85/	COMB Bc+	-1596.43
184/	6/	COMB Bc+	812.95
184/	86/	COMB Bc+	831.83
185/	87/	COMB Bc+	-814.21

- Cas: 11 (COMB Mc120) :

Barre/Noeud/Cas			FX [kN]
55/	6/	11 (C)	-226.67
55/	38/	11 (C)	-207.80
169/	7/	11 (C)	-868.68
169/	71/	11 (C)	-863.35
170/	8/	11 (C)	-1262.81
170/	72/	11 (C)	-1259.35
171/	9/	11 (C)	-2335.32
171/	73/	11 (C)	-2329.26
172/	10/	11 (C)	-2522.02
172/	74/	11 (C)	-2515.60
173/	11/	11 (C)	-2642.14
173/	75/	11 (C)	-2635.36
174/	12/	11 (C)	-3196.50
174/	76/	11 (C)	-3188.00
175/	13/	11 (C)	-3736.41
175/	77/	11 (C)	-3726.16
176/	14/	11 (C)	-3844.46
176/	78/	11 (C)	-3833.71
177/	15/	11 (C)	-3935.93
177/	79/	11 (C)	-3924.69
178/	16/	11 (C)	-5101.65
178/	80/	11 (C)	-5086.58
179/	17/	11 (C)	-5091.39
179/	81/	11 (C)	-5075.68
180/	18/	11 (C)	-4892.67
180/	82/	11 (C)	-4876.33
181/	19/	11 (C)	-4350.22
181/	83/	11 (C)	-4333.25
182/	20/	11 (C)	-3358.44
182/	84/	11 (C)	-3340.83
183/	21/	11 (C)	-2154.67
183/	85/	11 (C)	-2134.22

**- Cas: 12 (COMB ELS D240) :**

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
55/ 38/ 12 (C)	-207.80
169/ 7/ 12 (C)	-868.68
169/ 71/ 12 (C)	-863.35
170/ 8/ 12 (C)	-1262.81
170/ 72/ 12 (C)	-1259.35
171/ 9/ 12 (C)	-2335.32
171/ 73/ 12 (C)	-2329.26
172/ 10/ 12 (C)	-2522.02
172/ 74/ 12 (C)	-2515.60
173/ 11/ 12 (C)	-2642.14
173/ 75/ 12 (C)	-2635.36
174/ 12/ 12 (C)	-3196.50
174/ 76/ 12 (C)	-3188.00
175/ 13/ 12 (C)	-3736.41
175/ 77/ 12 (C)	-3726.16
176/ 14/ 12 (C)	-3844.46
176/ 78/ 12 (C)	-3833.71
177/ 15/ 12 (C)	-3935.93
177/ 79/ 12 (C)	-3924.69
178/ 16/ 12 (C)	-5101.65
178/ 80/ 12 (C)	-5086.58
179/ 17/ 12 (C)	-5091.39
179/ 81/ 12 (C)	-5075.68
180/ 18/ 12 (C)	-4892.67
180/ 82/ 12 (C)	-4876.33
181/ 19/ 12 (C)	-4350.22
181/ 83/ 12 (C)	-4333.25
182/ 20/ 12 (C)	-3358.44
182/ 84/ 12 (C)	-3340.83
183/ 21/ 12 (C)	-2154.67
183/ 85/ 12 (C)	-2134.22

- Cas: 13 (COMB ELU A(l)) :

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
55/ 6/ 13 (C)	-379.43
55/ 38/ 13 (C)	-353.94
169/ 7/ 13 (C)	-1465.61
169/ 71/ 13 (C)	-1458.41
170/ 8/ 13 (C)	-2172.42
170/ 72/ 13 (C)	-2167.75
171/ 9/ 13 (C)	-4024.12
171/ 73/ 13 (C)	-4015.94
172/ 10/ 13 (C)	-4345.36
172/ 74/ 13 (C)	-4336.70
173/ 11/ 13 (C)	-4549.57
173/ 75/ 13 (C)	-4540.42
174/ 12/ 13 (C)	-5499.75
174/ 76/ 13 (C)	-5488.28
175/ 13/ 13 (C)	-6423.07
175/ 77/ 13 (C)	-6409.23
176/ 14/ 13 (C)	-6602.54
176/ 78/ 13 (C)	-6588.04
177/ 15/ 13 (C)	-6752.63
177/ 79/ 13 (C)	-6737.46
178/ 16/ 13 (C)	-8743.86
178/ 80/ 13 (C)	-8723.52
179/ 17/ 13 (C)	-8718.50
179/ 81/ 13 (C)	-8697.30
180/ 18/ 13 (C)	-8370.74
180/ 82/ 13 (C)	-8348.68
181/ 19/ 13 (C)	-7435.33
181/ 83/ 13 (C)	-7412.41
182/ 20/ 13 (C)	-5732.97
182/ 84/ 13 (C)	-5709.20
183/ 21/ 13 (C)	-3670.68
183/ 85/ 13 (C)	-3643.07



- Cas: 33 (COMB ELU Bc+) :

- Cas: 15 (COMB ELU Mc120) :

Barre/Noeud/Cas			FX [kN]
55/	6/	COMB ELU Bc+	993.18
55/	38/	COMB ELU Bc+	1018.66
169/	7/	COMB ELU Bc+	-1104.63
169/	71/	COMB ELU Bc+	-1097.43
170/	8/	COMB ELU Bc+	-1701.70
170/	72/	COMB ELU Bc+	-1697.03
171/	9/	COMB ELU Bc+	-3171.12
171/	73/	COMB ELU Bc+	-3162.94
172/	10/	COMB ELU Bc+	-3432.98
172/	74/	COMB ELU Bc+	-3424.31
173/	11/	COMB ELU Bc+	-3602.29
173/	75/	COMB ELU Bc+	-3593.14
174/	12/	COMB ELU Bc+	-4370.22
174/	76/	COMB ELU Bc+	-4358.75
175/	13/	COMB ELU Bc+	-5138.00
175/	77/	COMB ELU Bc+	-5124.16
176/	14/	COMB ELU Bc+	-5285.08
176/	78/	COMB ELU Bc+	-5270.58
177/	15/	COMB ELU Bc+	-5383.61
177/	79/	COMB ELU Bc+	-5368.44
178/	16/	COMB ELU Bc+	-6954.21
178/	80/	COMB ELU Bc+	-6933.87
179/	17/	COMB ELU Bc+	-6948.74
179/	81/	COMB ELU Bc+	-6927.54
180/	18/	COMB ELU Bc+	-6747.06
180/	82/	COMB ELU Bc+	-6725.00
181/	19/	COMB ELU Bc+	-5928.21
181/	83/	COMB ELU Bc+	-5905.29
182/	20/	COMB ELU Bc+	-4355.53
182/	84/	COMB ELU Bc+	-4331.76
183/	21/	COMB ELU Bc+	-2236.57
183/	85/	COMB ELU Bc+	-2208.96

Barre/Noeud/Cas			FX [kN]
55/	6/	15 (C)	-306.01
55/	38/	15 (C)	-280.52
169/	7/	15 (C)	-1172.72
169/	71/	15 (C)	-1165.52
170/	8/	15 (C)	-1704.79
170/	72/	15 (C)	-1700.12
171/	9/	15 (C)	-3152.68
171/	73/	15 (C)	-3144.50
172/	10/	15 (C)	-3404.73
172/	74/	15 (C)	-3396.07
173/	11/	15 (C)	-3566.89
173/	75/	15 (C)	-3557.74
174/	12/	15 (C)	-4315.28
174/	76/	15 (C)	-4303.80
175/	13/	15 (C)	-5044.15
175/	77/	15 (C)	-5030.31
176/	14/	15 (C)	-5190.02
176/	78/	15 (C)	-5175.51
177/	15/	15 (C)	-5313.50
177/	79/	15 (C)	-5298.33
178/	16/	15 (C)	-6887.22
178/	80/	15 (C)	-6866.88
179/	17/	15 (C)	-6873.38
179/	81/	15 (C)	-6852.17
180/	18/	15 (C)	-6605.11
180/	82/	15 (C)	-6583.05
181/	19/	15 (C)	-5872.80
181/	83/	15 (C)	-5849.88
182/	20/	15 (C)	-4533.89
182/	84/	15 (C)	-4510.12
183/	21/	15 (C)	-2908.80
183/	85/	15 (C)	-2881.19



ROBOT v 19.0.4

Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

16200Alger

© RoboBAT 1996-2006

Projet : PONT HAUBANE

Cas: 16 (COMB ELU D240):

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]
55/ 6/ 16 (C)	-306.01
55/ 38/ 16 (C)	-280.52
169/ 7/ 16 (C)	-1172.72
169/ 71/ 16 (C)	-1165.52
170/ 8/ 16 (C)	-1704.79
170/ 72/ 16 (C)	-1700.12
171/ 9/ 16 (C)	-3152.68
171/ 73/ 16 (C)	-3144.50
172/ 10/ 16 (C)	-3404.73
172/ 74/ 16 (C)	-3396.07
173/ 11/ 16 (C)	-3566.89
173/ 75/ 16 (C)	-3557.74
174/ 12/ 16 (C)	-4315.28
174/ 76/ 16 (C)	-4303.80
175/ 13/ 16 (C)	-5044.15
175/ 77/ 16 (C)	-5030.31
176/ 14/ 16 (C)	-5190.02
176/ 78/ 16 (C)	-5175.51
177/ 15/ 16 (C)	-5313.50
177/ 79/ 16 (C)	-5298.33
178/ 16/ 16 (C)	-6887.22
178/ 80/ 16 (C)	-6866.88
179/ 17/ 16 (C)	-6873.38
179/ 81/ 16 (C)	-6852.17
180/ 18/ 16 (C)	-6605.11
180/ 82/ 16 (C)	-6583.05
181/ 19/ 16 (C)	-5872.80
181/ 83/ 16 (C)	-5849.88
182/ 20/ 16 (C)	-4533.89
182/ 84/ 16 (C)	-4510.12
183/ 21/ 16 (C)	-2908.80
183/ 85/ 16 (C)	-2881.19

-Déplacements :

- Cas: 8 (COMB PP):

	UGX [cm]	UGY [cm]	UGZ [cm]
MAX	1.7152	0.0463	0.0
Panneau	165	154	22
Noeud	116	686	49
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)
MIN	-1.7152	-0.0463	-122.52
Panneau	19	8	18
Noeud	132	197	512
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)

- Cas: 9 (COMB ELS A(l)) :

	UGX [cm]	UGY [cm]	UGZ [cm]
MAX	2.2135	0.0599	0.0296
Panneau	165	154	6
Noeud	116	686	60
Cas	9 (C)	9 (C)	9 (C)
MIN	-2.2135	-0.0599	-158.34
Panneau	19	8	18
Noeud	132	197	508
Cas	9 (C)	9 (C)	9 (C)

**Résultats dynamique (Modale) Modes actifs : 1..50; CQC**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulés UX [%]	Masses Cumulés UY [%]	Masses Cumulée UZ [%]	Masse Modale UX [%]
35/ 1	0.25	4.00	3.70	0.00	0.00	3.70
35/ 2	0.54	1.86	3.70	60.99	0.00	0.00
35/ 3	0.55	1.81	3.70	60.99	40.63	0.00
35/ 4	0.64	1.56	80.30	60.99	40.63	76.61
35/ 5	0.64	1.56	80.30	60.99	40.63	0.00
35/ 6	0.72	1.39	98.71	60.99	40.63	18.41
35/ 7	0.76	1.31	98.71	60.99	48.78	0.00
35/ 8	0.98	1.02	99.52	60.99	48.78	0.81
35/ 9	1.03	0.97	99.52	60.99	63.17	0.00
35/ 10	1.11	0.90	99.52	61.18	63.17	0.00
35/ 11	1.32	0.76	99.65	61.18	63.17	0.14
35/ 12	1.35	0.74	99.65	61.18	66.20	0.00
35/ 13	1.44	0.69	99.65	61.18	66.20	0.00
35/ 14	1.45	0.69	99.65	85.05	66.20	0.00
35/ 15	1.55	0.65	99.65	85.10	66.20	0.00
35/ 16	1.72	0.58	99.70	85.10	66.20	0.05
35/ 17	1.75	0.57	99.70	85.10	72.76	0.00
35/ 18	1.93	0.52	99.70	85.10	72.76	0.00
35/ 19	2.02	0.49	99.70	85.15	72.76	0.00
35/ 20	2.18	0.46	99.70	85.15	72.76	0.00
35/ 21	2.22	0.45	99.72	85.15	72.76	0.01
35/ 22	2.25	0.45	99.72	85.15	73.43	0.00
35/ 23	2.47	0.40	99.72	85.15	73.43	0.00
35/ 24	2.53	0.40	99.72	85.16	73.43	0.00
35/ 25	2.84	0.35	99.72	85.16	73.43	0.01
35/ 26	2.86	0.35	99.72	85.16	76.15	0.00
35/ 27	3.02	0.33	99.72	85.16	76.15	0.00
35/ 28	3.04	0.33	99.72	85.16	76.15	0.00
35/ 29	3.08	0.32	99.72	85.17	76.15	0.00
35/ 30	3.56	0.28	99.72	85.17	76.43	0.00
35/ 31	3.57	0.28	99.73	85.17	76.43	0.00
35/ 32	3.61	0.28	99.73	85.17	76.43	0.00
35/ 33	3.66	0.27	99.73	85.19	76.43	0.00



Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]
35/ 34	3.96	0.25	99.74	85.19	76.43	0.02
35/ 35	4.15	0.24	99.74	85.19	76.78	0.00
35/ 36	4.27	0.23	99.74	85.19	76.78	0.00
35/ 37	4.29	0.23	99.74	85.19	78.24	0.00
35/ 38	4.30	0.23	99.74	88.60	78.24	0.00
35/ 39	4.33	0.23	99.74	91.03	78.24	0.00
35/ 40	4.37	0.23	99.74	91.03	78.24	0.00
35/ 41	4.45	0.22	99.75	91.03	78.24	0.00
35/ 42	4.52	0.22	99.75	91.03	78.60	0.00
35/ 43	4.85	0.21	99.75	91.03	78.60	0.00
35/ 44	4.92	0.20	99.75	91.03	78.68	0.00
35/ 45	5.03	0.20	99.75	91.03	78.68	0.00
35/ 46	5.06	0.20	99.75	91.03	78.68	0.00
35/ 47	5.10	0.20	99.75	91.03	78.97	0.00
35/ 48	5.31	0.19	99.75	91.03	78.97	0.00
35/ 49	5.41	0.18	99.75	91.03	78.97	0.00
35/ 50	5.46	0.18	99.75	91.03	79.10	0.00

Réactions : Repère global :

- Cas: 8 (COMB PP)

Noeud/Cas	FY [kN]	FZ [kN]
1/ 8 (C)	296.01	45853.6
4/ 8 (C)	-296.01	45853.6
49/ 8 (C)	375.76	1131.59
50/ 8 (C)	154.16	551.93
51/ 8 (C)	-154.16	551.93
52/ 8 (C)	-375.76	1131.59
61/ 8 (C)	375.76	1131.59
62/ 8 (C)	154.16	551.93
63/ 8 (C)	-154.16	551.93
64/ 8 (C)	-375.76	1131.59
Cas 8 (C)		



ROBOT v 19.0.4

Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

16200Alger

© RoboBAT 1996-2006

Projet : PONT HAUBANE

Noeud/Cas	FY [kN]	FZ [kN]
Somme totale	0.00	98441.36
Somme réactions	0.00	98441.36
Somme efforts	0.00	-98441.36
Vérification	0.00	-0.00
Précision	1.99967e+000	

Cas: 9 (COMB ELS A(l))

Noeud/Cas	FY [kN]	FZ [kN]
1/ 9 (C)	388.31	56527.81
4/ 9 (C)	-388.31	56527.81
49/ 9 (C)	481.09	1450.68
50/ 9 (C)	197.76	755.12
51/ 9 (C)	-197.76	755.12
52/ 9 (C)	-481.09	1450.68
61/ 9 (C)	481.09	1450.68
62/ 9 (C)	197.76	755.12
63/ 9 (C)	-197.76	755.12
64/ 9 (C)	-481.09	1450.68
Cas 9 (C)		
Somme totale	0.00	121878.80
Somme réactions	0.00	121878.80
Somme efforts	0.00	-121878.80
Vérification	0.00	-0.00
Précision	4.39880e+000	



ROBOT v 19.0.4

Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

16200Alger

© RoboBAT 1996-2006

Projet : PONT HAUBANE

- *Cas: 11 (COMB Mc120)*

Noeud/Cas	FY [kN]	FZ [kN]
1/ 11 (C)	296.01	45853.65
4/ 11 (C)	-296.01	45853.65
49/ 11 (C)	375.76	1131.59
50/ 11 (C)	154.16	551.93
51/ 11 (C)	-154.16	551.93
52/ 11 (C)	-375.76	1131.59
61/ 11 (C)	375.76	1131.59
62/ 11 (C)	154.16	551.93
63/ 11 (C)	-154.16	551.93
64/ 11 (C)	-375.76	1131.59
Cas 11 (C)		
Somme totale	0.00	98441.36
Somme réactions	0.00	98441.36
Somme efforts	0.00	-98441.36
Vérification	0.00	-0.00
Précision	1.99967e+000	



- *Cas: 12 (COMB ELS D240)*

Noeud/Cas	FY [kN]	FZ [kN]
1/ 12 (C)	296.01	45853.65
4/ 12 (C)	-296.01	45853.65
49/ 12 (C)	375.76	1131.59
50/ 12 (C)	154.16	551.93
51/ 12 (C)	-154.16	551.93
52/ 12 (C)	-375.76	1131.59
61/ 12 (C)	375.76	1131.59
62/ 12 (C)	154.16	551.93
63/ 12 (C)	-154.16	551.93
64/ 12 (C)	-375.76	1131.59
Cas 12 (C)		
Somme totale	0.00	98441.36
Somme réactions	0.00	98441.36
Somme efforts	0.00	-98441.36
Vérification	0.00	-0.00
Précision	1.99967e+000	

*Cas: 13 (COMB ELU A(l))*

Noeud/Cas	FY [kN]	FZ [kN]
1/ 13 (C)	514.98	75245.13
4/ 13 (C)	-514.98	75245.13
49/ 13 (C)	638.94	1926.50
50/ 13 (C)	262.62	999.09
51/ 13 (C)	-262.62	999.09
52/ 13 (C)	-638.94	1926.50
61/ 13 (C)	638.94	1926.50
62/ 13 (C)	262.62	999.09
63/ 13 (C)	-262.62	999.09
64/ 13 (C)	-638.94	1926.50
Cas 13 (C)		
Somme totale	0.00	162192.63
Somme réactions	0.00	162192.63
Somme efforts	0.00	-162192.63
Vérification	0.00	-0.00
Précision	5.69846e+000	



- *Cas: 15 (COMB ELU Mc120)*

Noeud/Cas	FY [kN]	FZ [kN]
1/ 15 (C)	399.62	61902.42
4/ 15 (C)	-399.62	61902.42
49/ 15 (C)	507.28	1527.64
50/ 15 (C)	208.11	745.10
51/ 15 (C)	-208.11	745.10
52/ 15 (C)	-507.28	1527.64
61/ 15 (C)	507.28	1527.64
62/ 15 (C)	208.11	745.10
63/ 15 (C)	-208.11	745.10
64/ 15 (C)	-507.28	1527.64
Cas 15 (C)		
Somme totale	0.00	132895.83
Somme réactions	0.00	132895.83
Somme efforts	0.00	-132895.83
Vérification	0.00	-0.00
Précision	2.69955e+000	

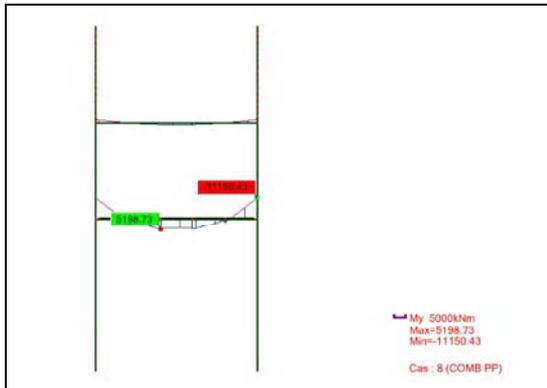
- *Cas: 16 (COMB ELU D240)*



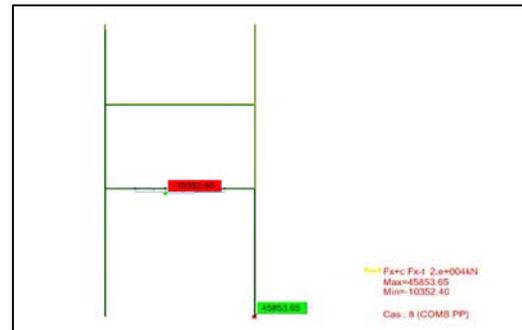
Noeud/Cas	FY [kN]	FZ [kN]
1/ 16 (C)	399.62	61902.42
4/ 16 (C)	-399.62	61902.42
49/ 16 (C)	507.28	1527.64
50/ 16 (C)	208.11	745.10
51/ 16 (C)	-208.11	745.10
52/ 16 (C)	-507.28	1527.64
61/ 16 (C)	507.28	1527.64
62/ 16 (C)	208.11	745.10
63/ 16 (C)	-208.11	745.10
64/ 16 (C)	-507.28	1527.64
Cas 16 (C)		
Somme totale	0.00	132895.83
Somme réactions	0.00	132895.83
Somme efforts	0.00	-132895.83
Vérification	0.00	-0.00
Précision	2.69955e+000	

Diagrammes:mât

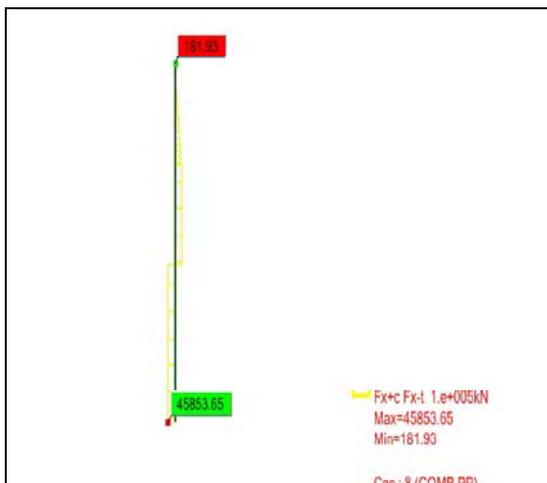
Vue - MY; Cas : 8 (COMB PP)



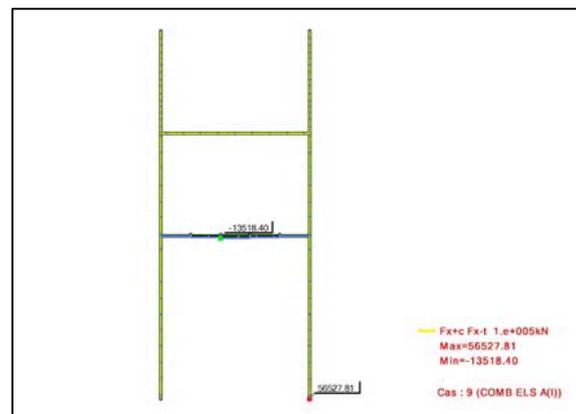
Vue - FX; Cas : 8 (COMB PP) 1



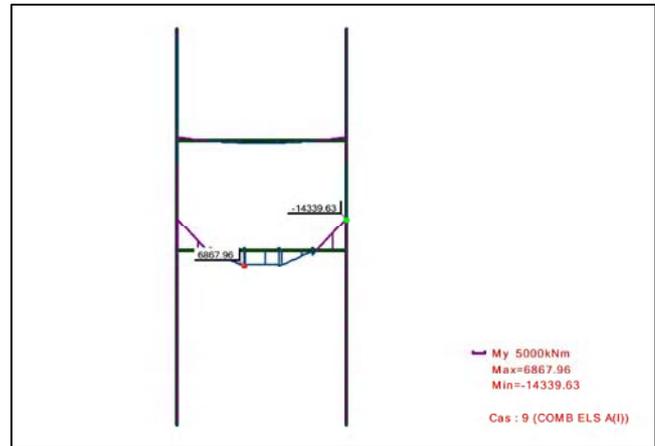
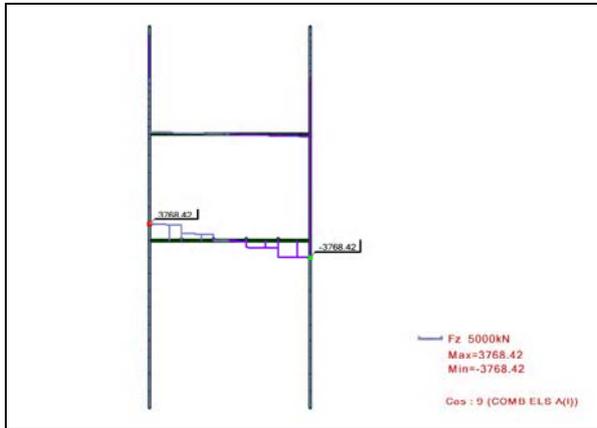
Vue - FX; Cas : 8 (COMB PP) 2



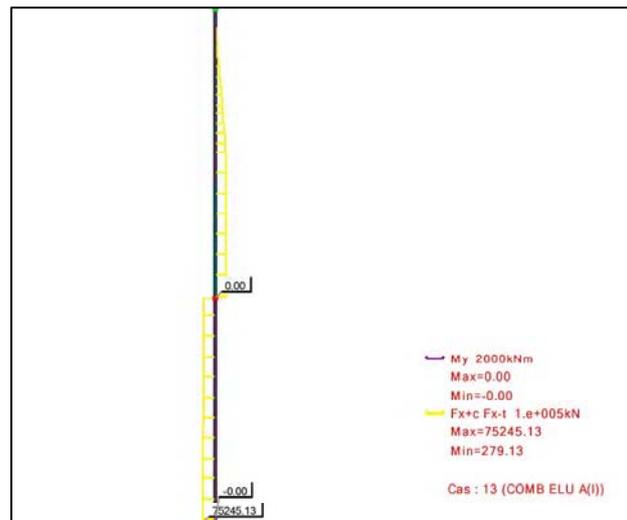
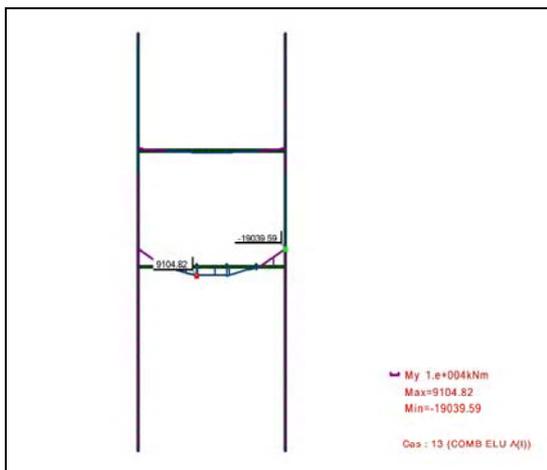
Vue - FX; Cas : 9 (COMB ELS A(I)) 1



Vue - FZ; Cas : 9 (COMB ELS A(I)) *Vue - MY; Cas : 9 (COMB ELS A(I))*



Vue - MY; Cas : 13 (COMB ELU A(I)) *Vue - FX;MY; Cas : 13 (COMB ELU A(I))*





ROBOT v 19.0.4

Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

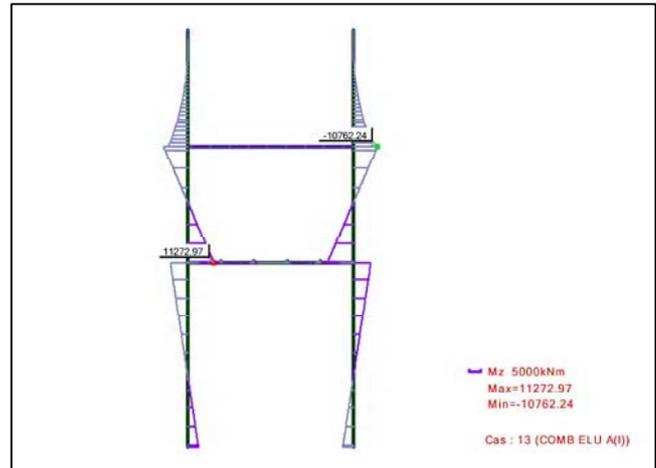
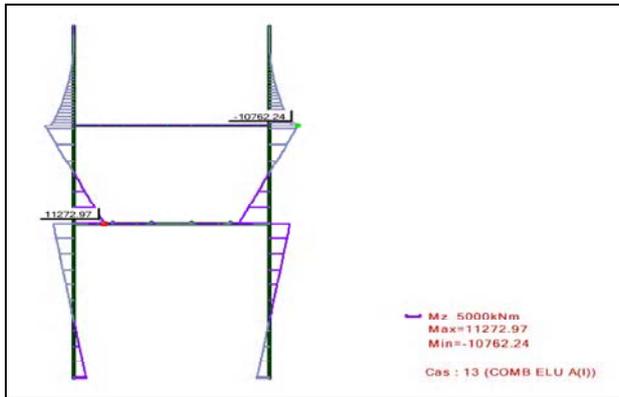
Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

16200Alger

© RoboBAT 1996-2006

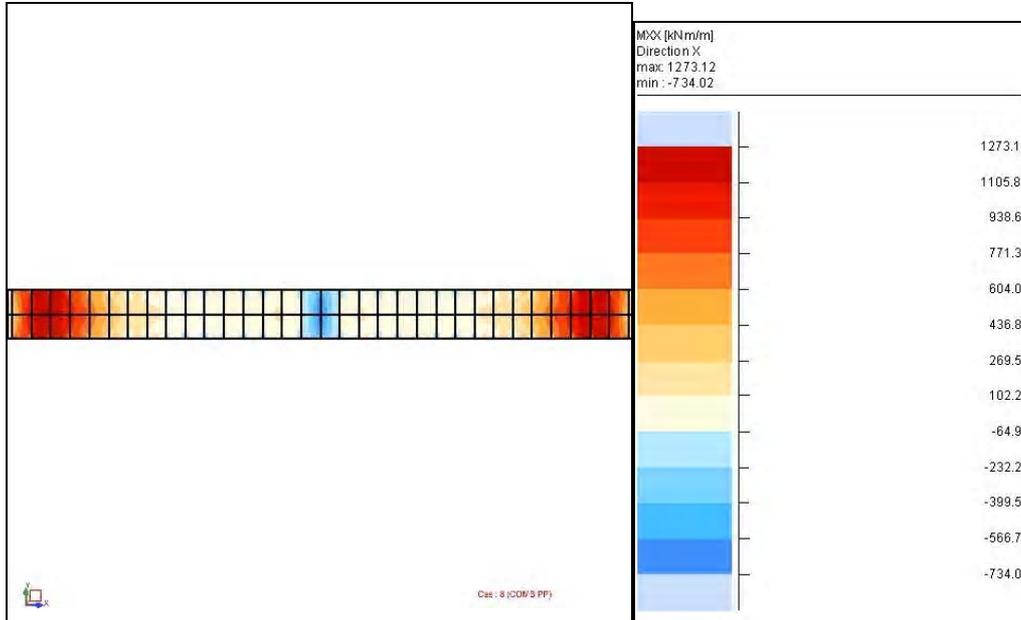
Projet : PONT HAUBANE

Vue - MZ; Cas : 13 (COMB ELU A(I)) *Vue - MZ; Cas : 13 (COMB ELU A(I))*

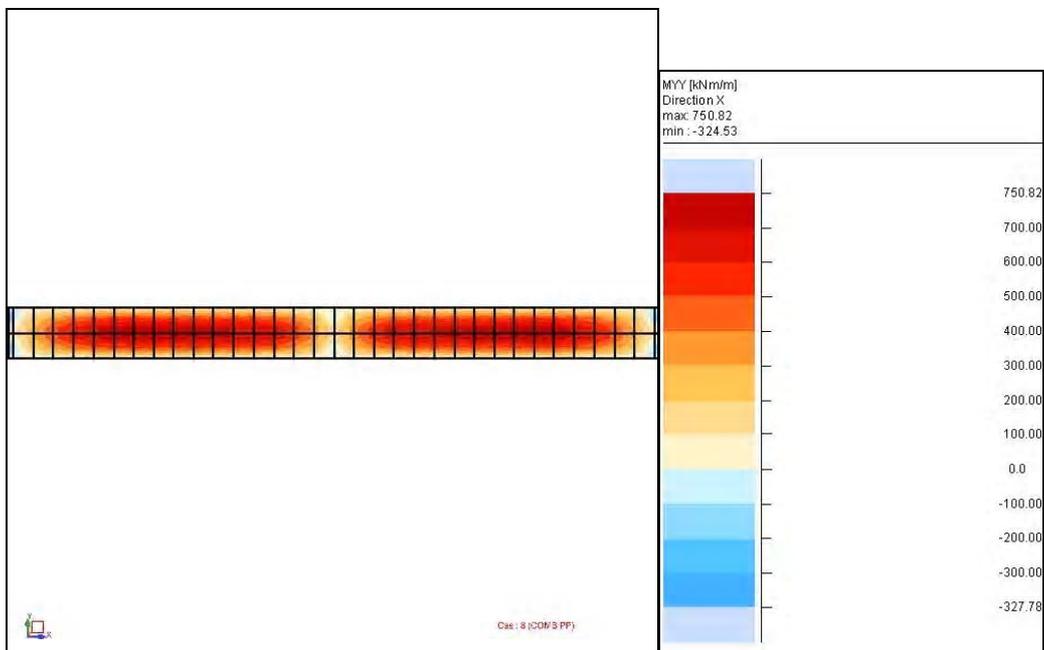


Cartographies pour les panneaux:

- MXX [kNm/m] Direction X Cas : 8 (COMB PP)



- MYY [kNm/m] Direction X Cas : (COMB PP)





ROBOT v 19.0.4

Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

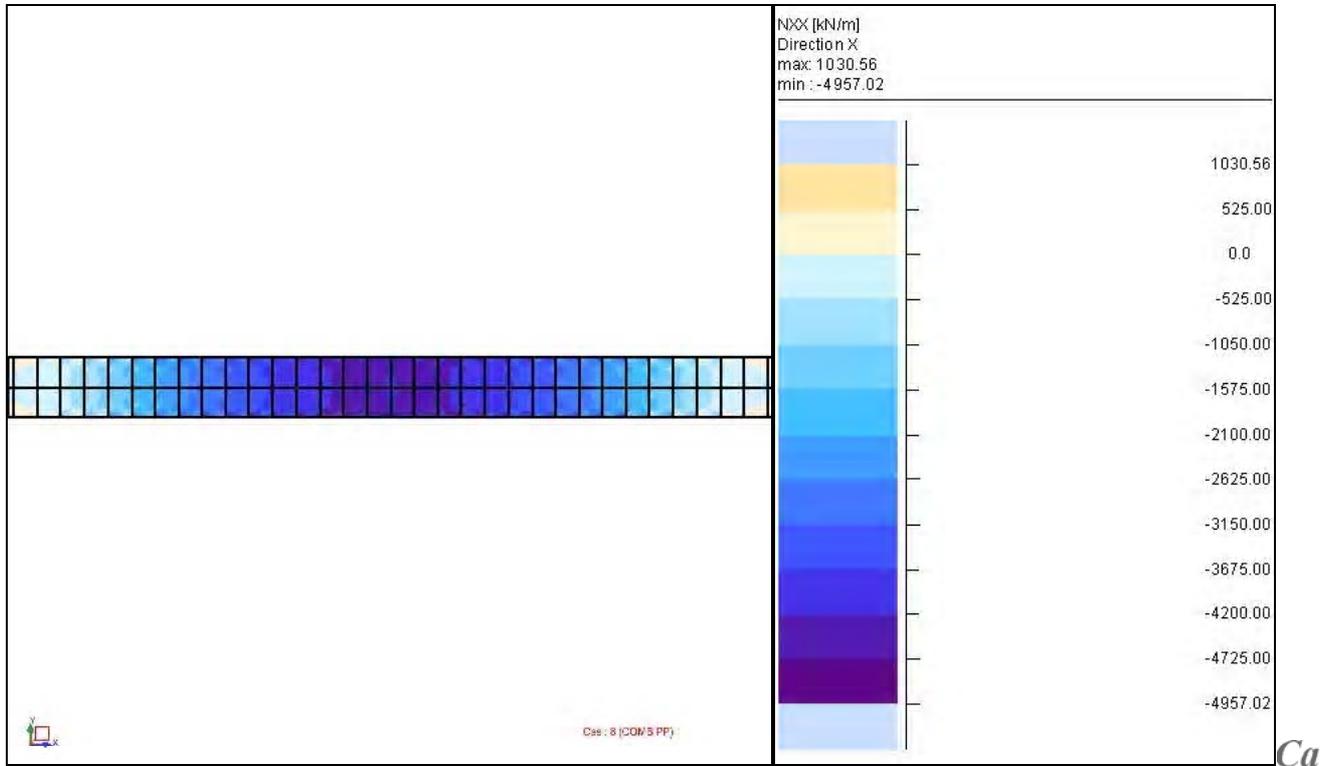
Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

16200Alger

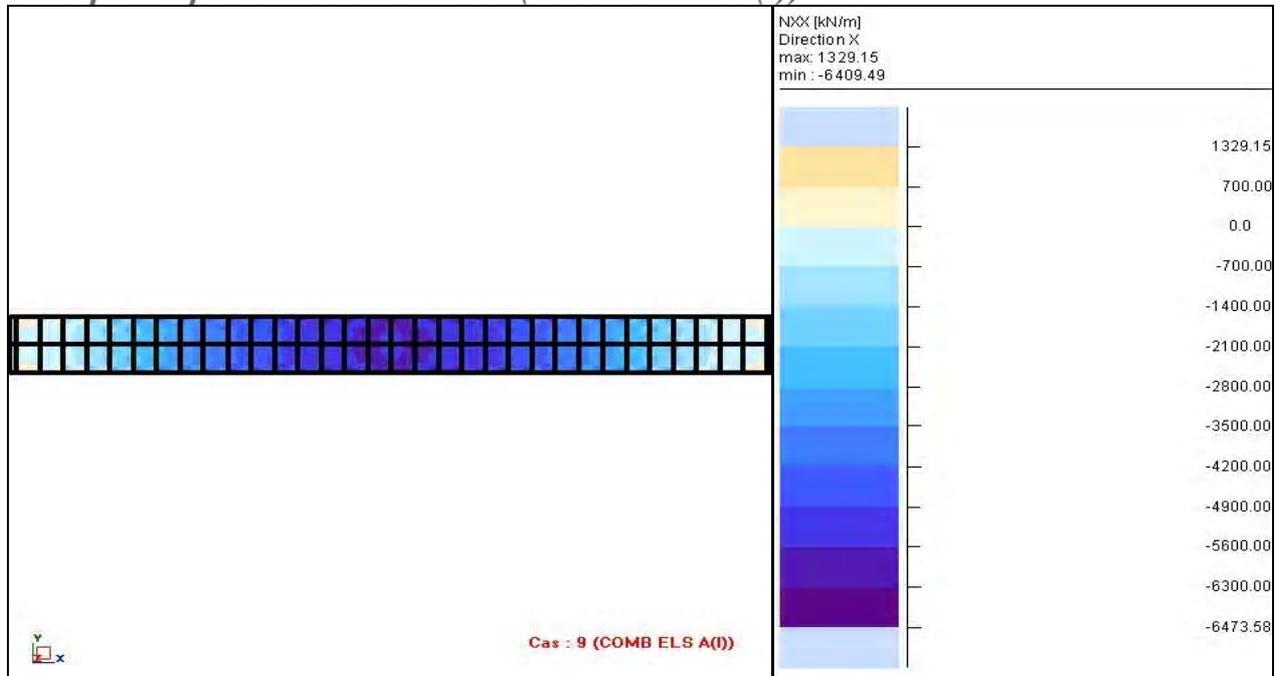
© RoboBAT 1996-2006

Projet : PONT HAUBANE

- NXX [kN/m] Direction X Cas : 8 (COMB PP)

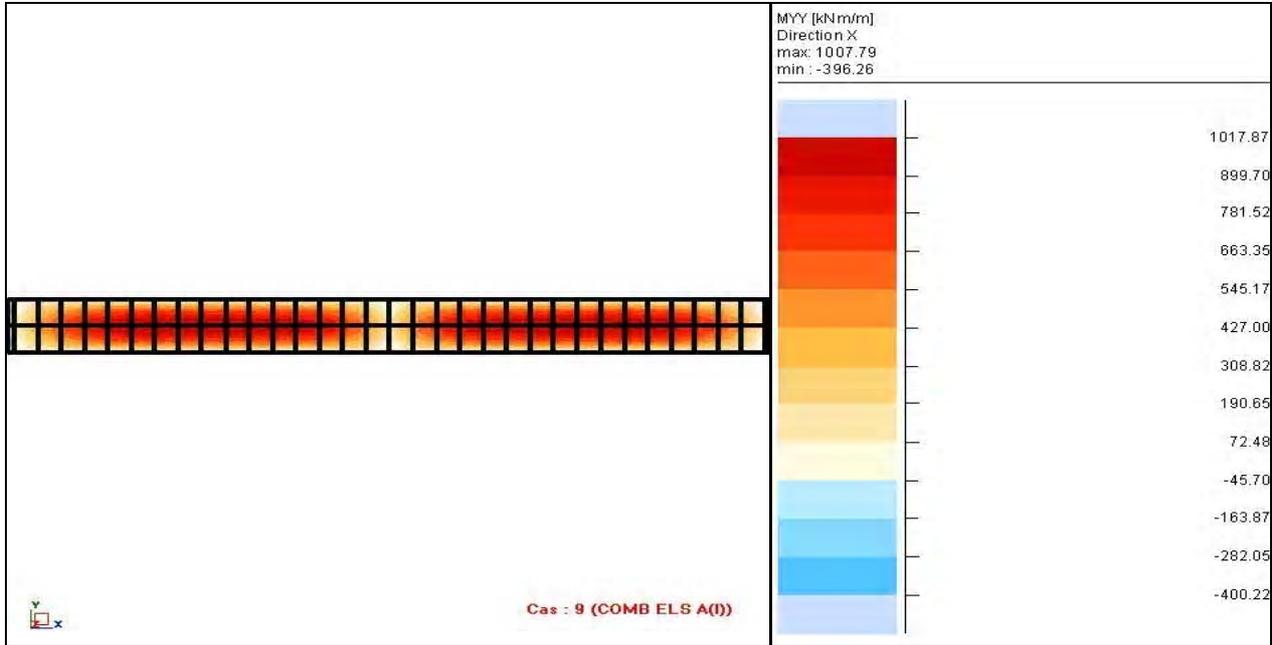


- NXX [kN/m] Direction X Cas : 9 (COMB ELS A(I))

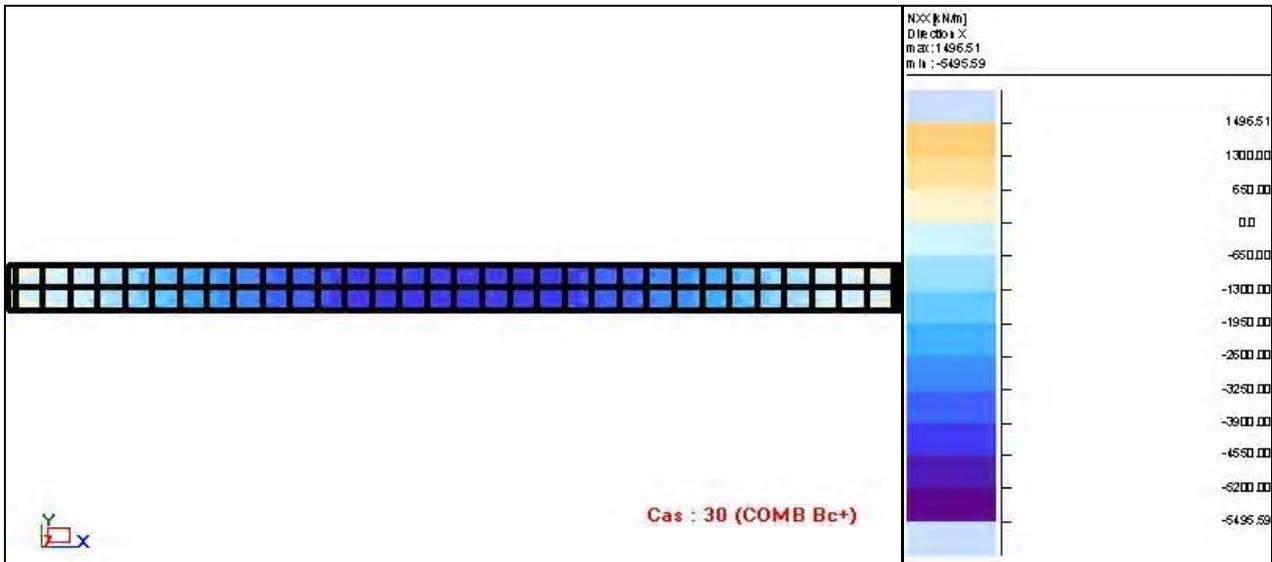




- MYY [kNm/m] Direction X Cas : 9 (COMB ELS A(l))

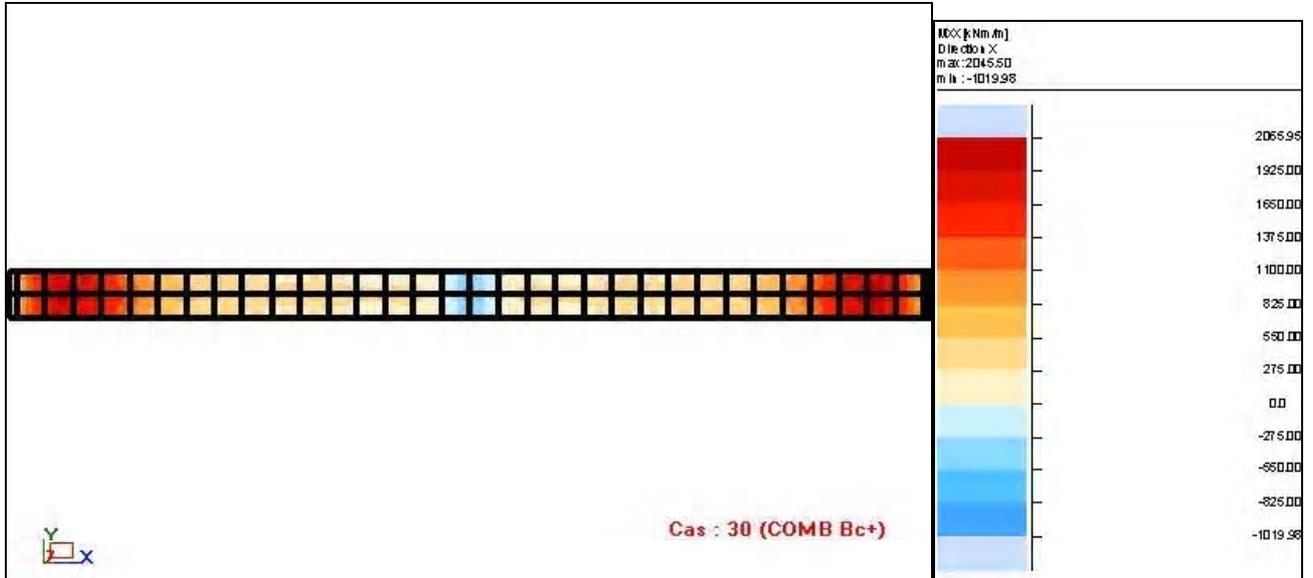


- NXX [kN/m] Direction X Cas : 30 (COMB Bc+)

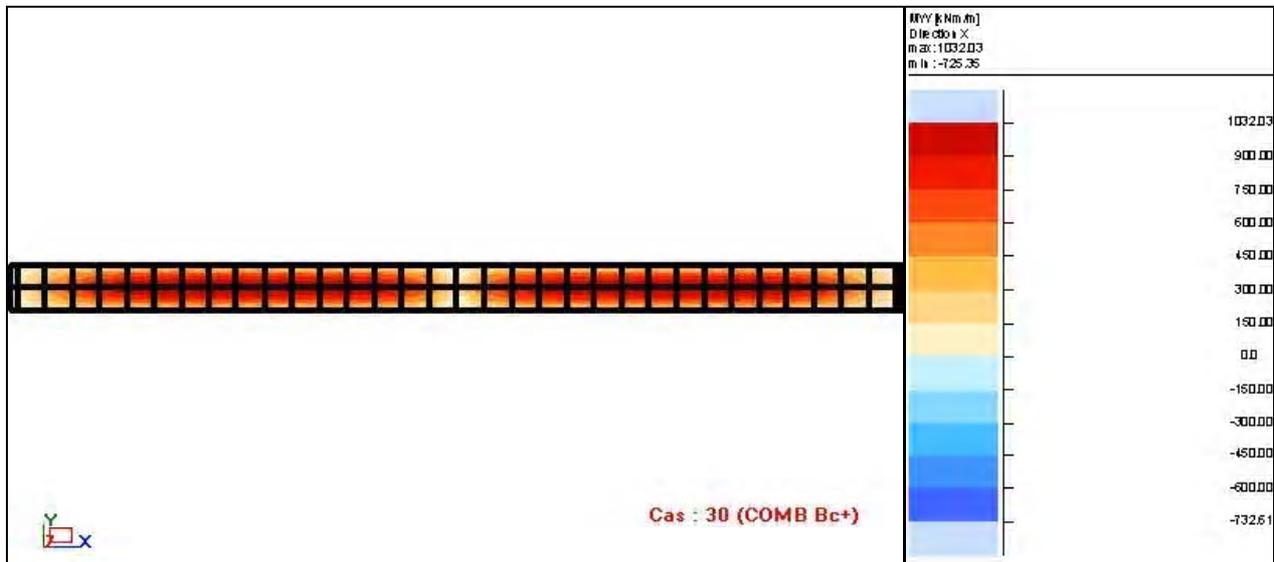




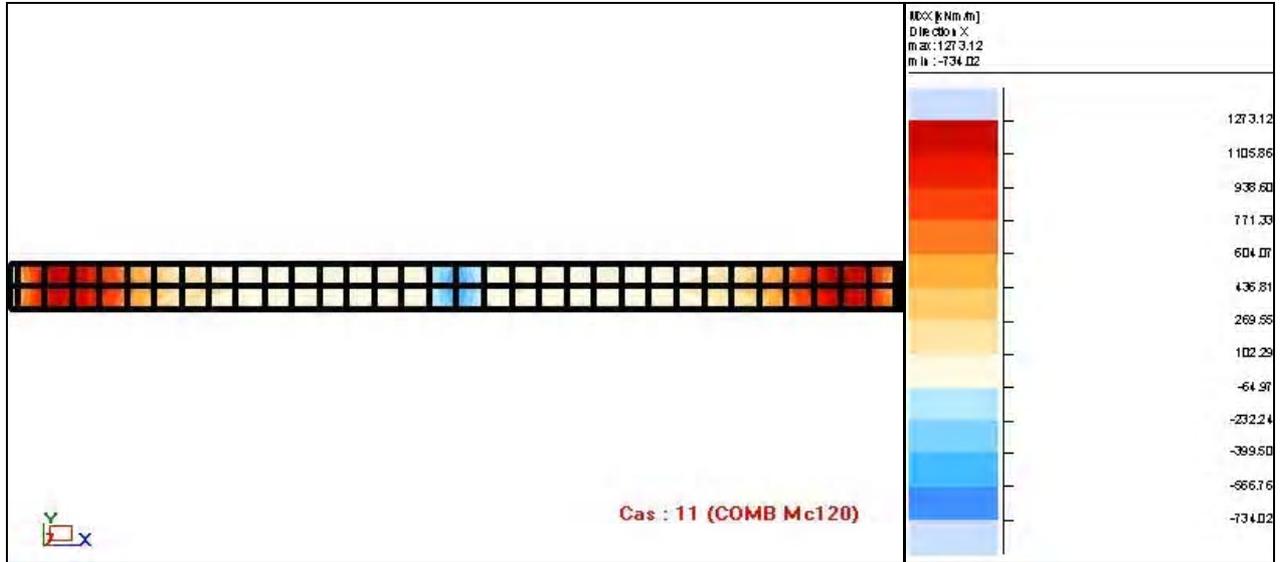
- MXX [kNm/m] Direction X Cas : 30 (COMB Bc+)



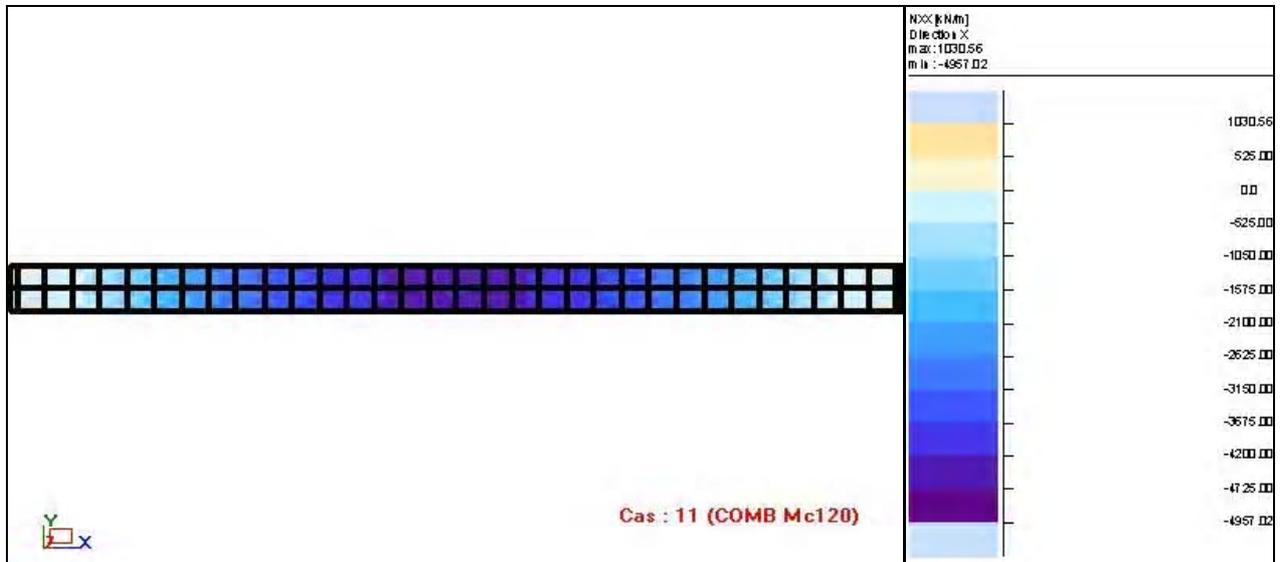
- MYY [kNm/m] Direction X Cas : 30 (COMB Bc+)



- MXX [kNm/m] Direction X Cas : 11 (COMB Mc120)

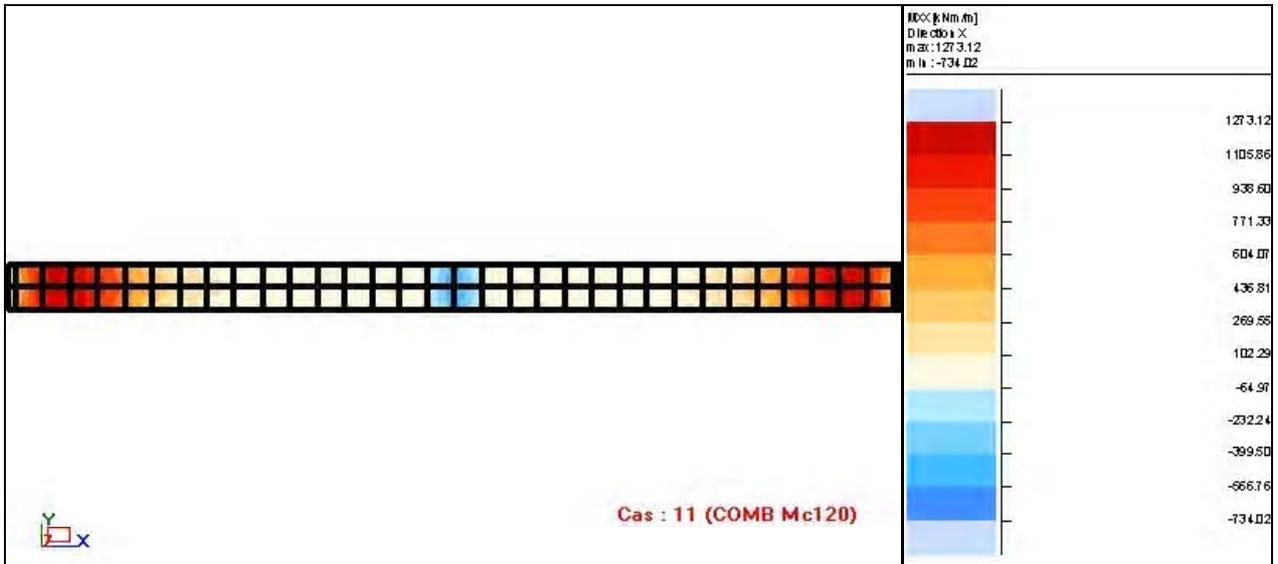


- NXX [kN/m] Direction X Cas : 11 (COMB Mc120)

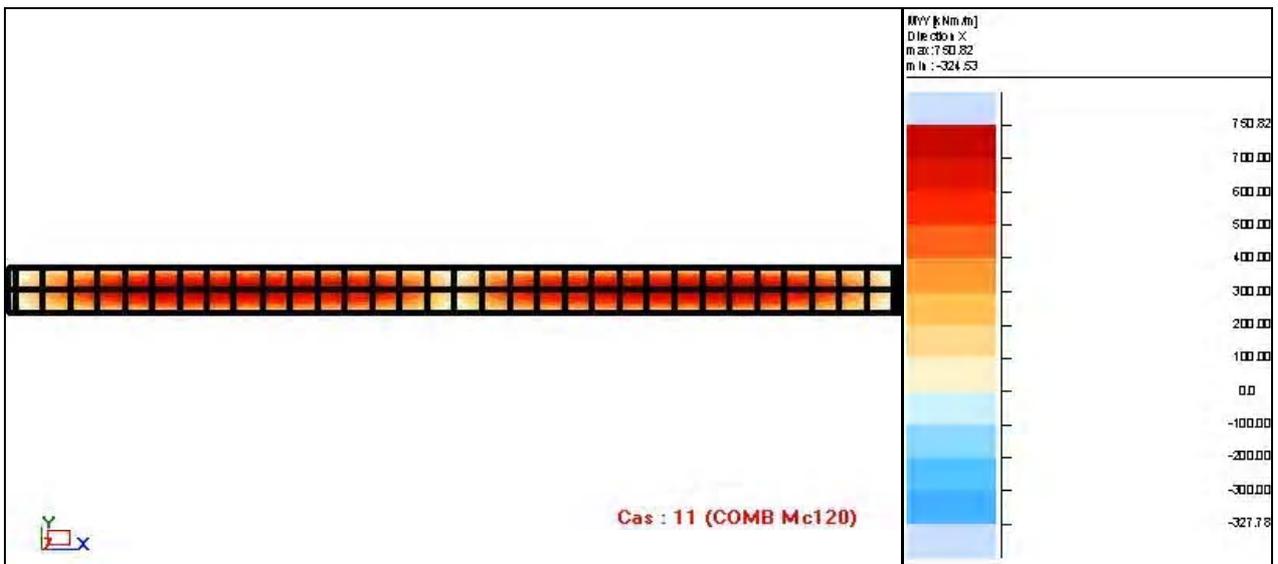




- MXX [kNm/m] Direction X Cas : 11 (COMB Mc120)



- MYY [kNm/m] Direction X Cas : 11 (COMB Mc120)



- NXX [kN/m] Direction X Cas : 12 (COMB ELS D240)



ROBOT v 19.0.4

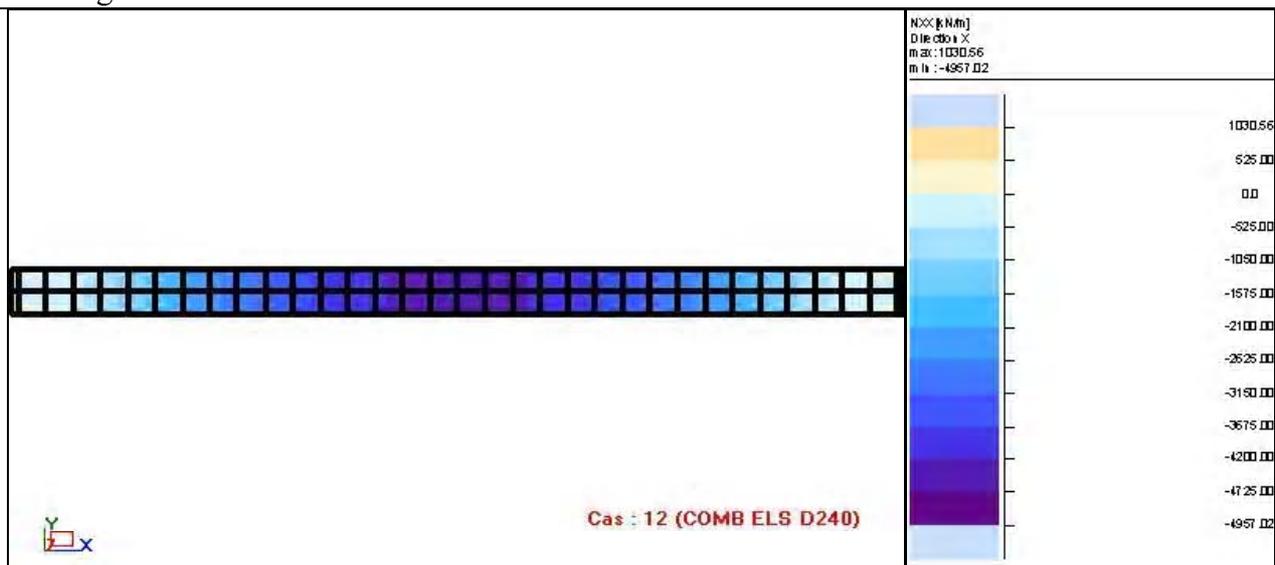
Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

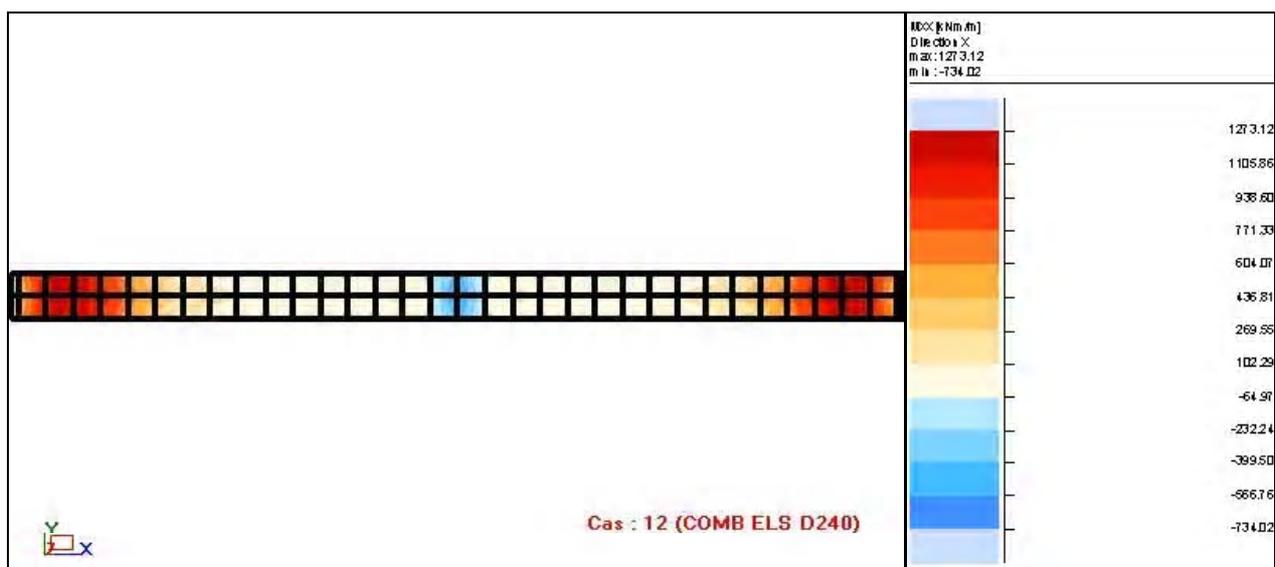
16200Alger

© RoboBAT 1996-2006

Projet : PONT HAUBANE



- MXX [kNm/m] Direction X Cas : 12 (COMB ELS D240)



- MYY [kNm/m] Direction X Cas : 12 (COMB ELS D240)



ROBOT v 19.0.4

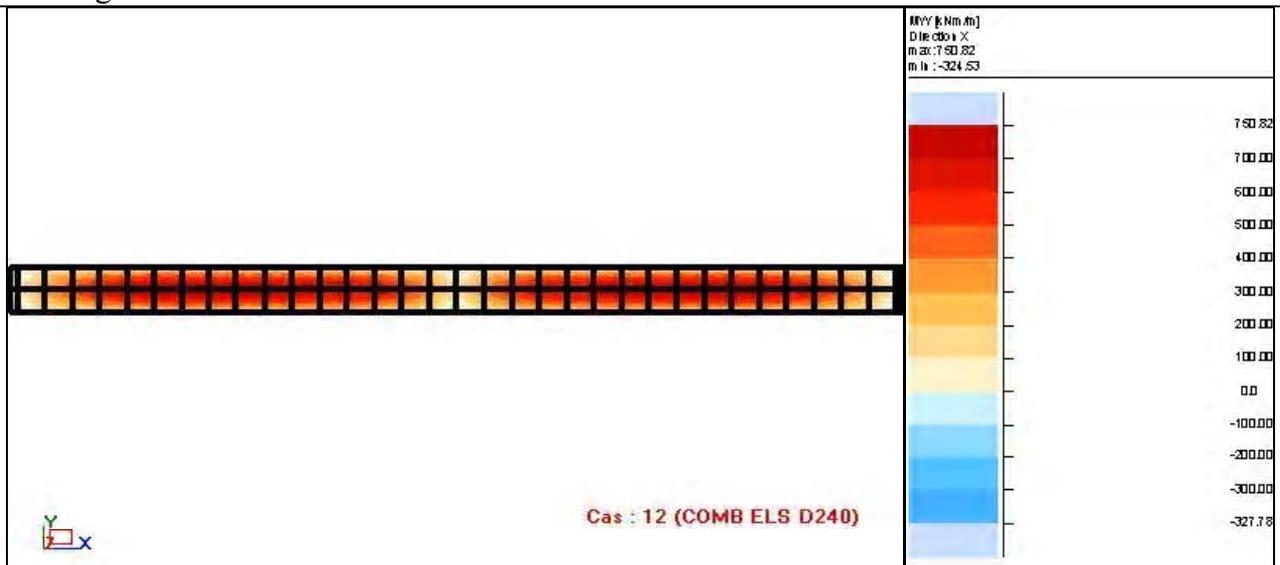
Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

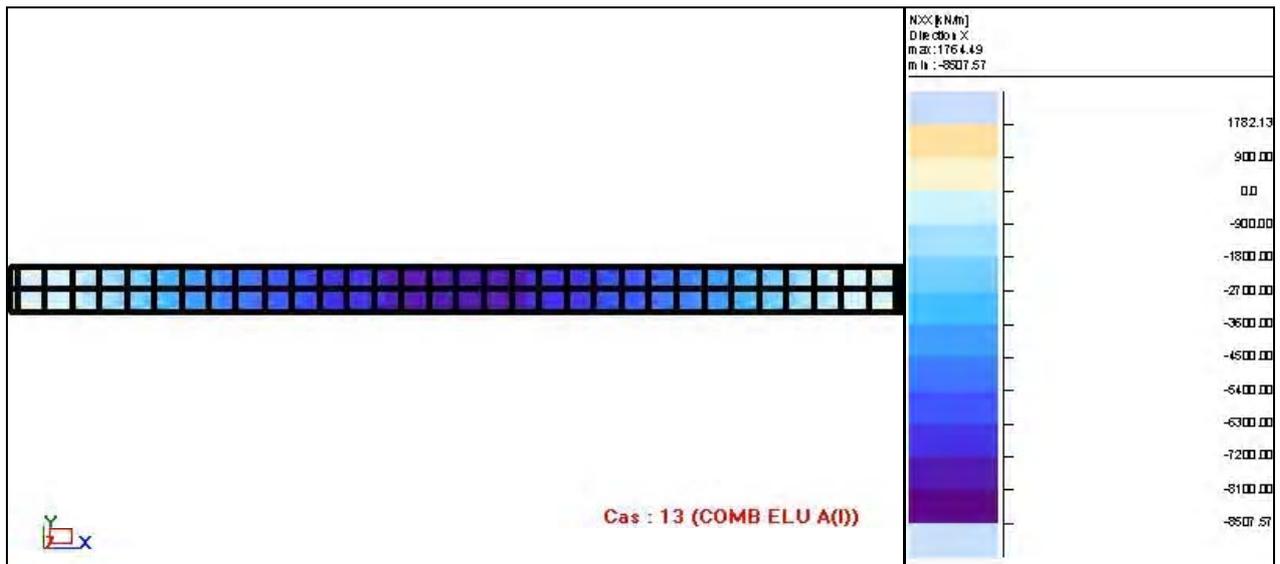
16200Alger

© RoboBAT 1996-2006

Projet : PONT HAUBANE



- NXX [kN/m] Direction X Cas : 13 (COMB ELU A(I))



- MXX [kNm/m] Direction X Cas : 13 (COMB ELU A(I))



ROBOT v 19.0.4

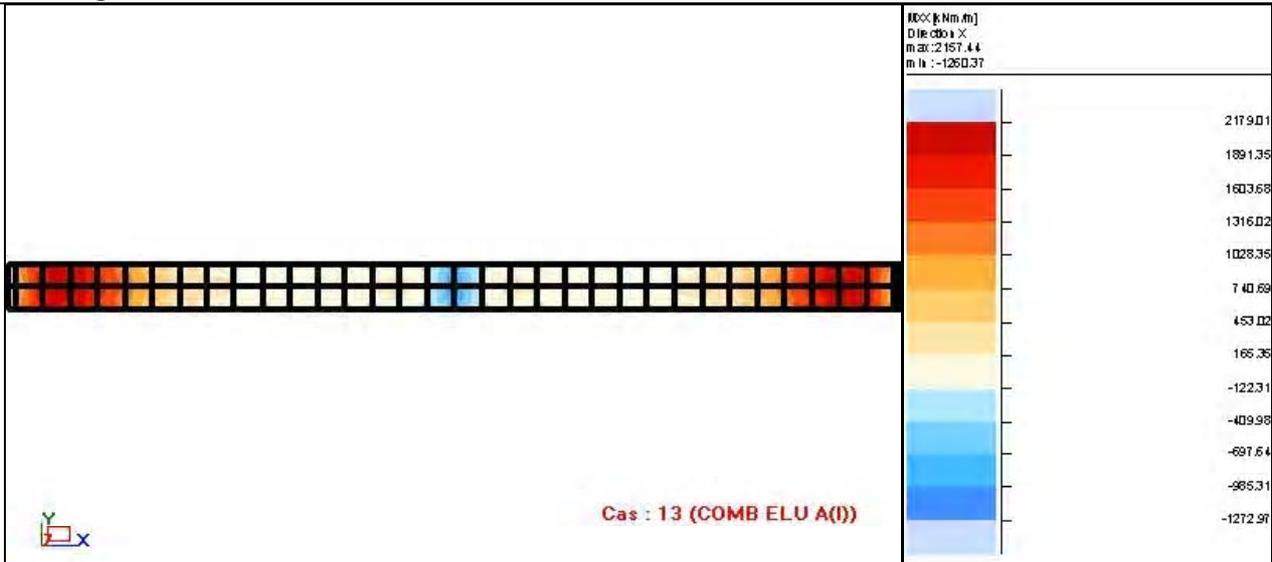
Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

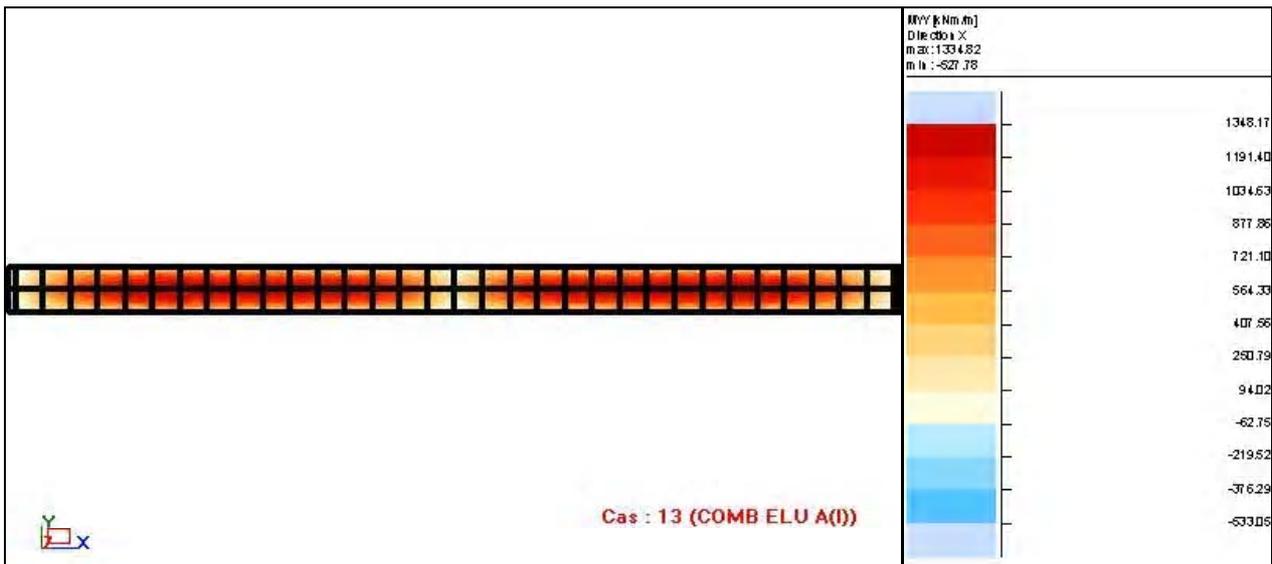
16200Alger

© RoboBAT 1996-2006

Projet : PONT HAUBANE



- MYY [kNm/m] Direction X Cas : 13 (COMB ELU A(I))



- NXX [kN/m] Direction X Cas : 33 (COMB ELU Bc+)



ROBOT v 19.0.4

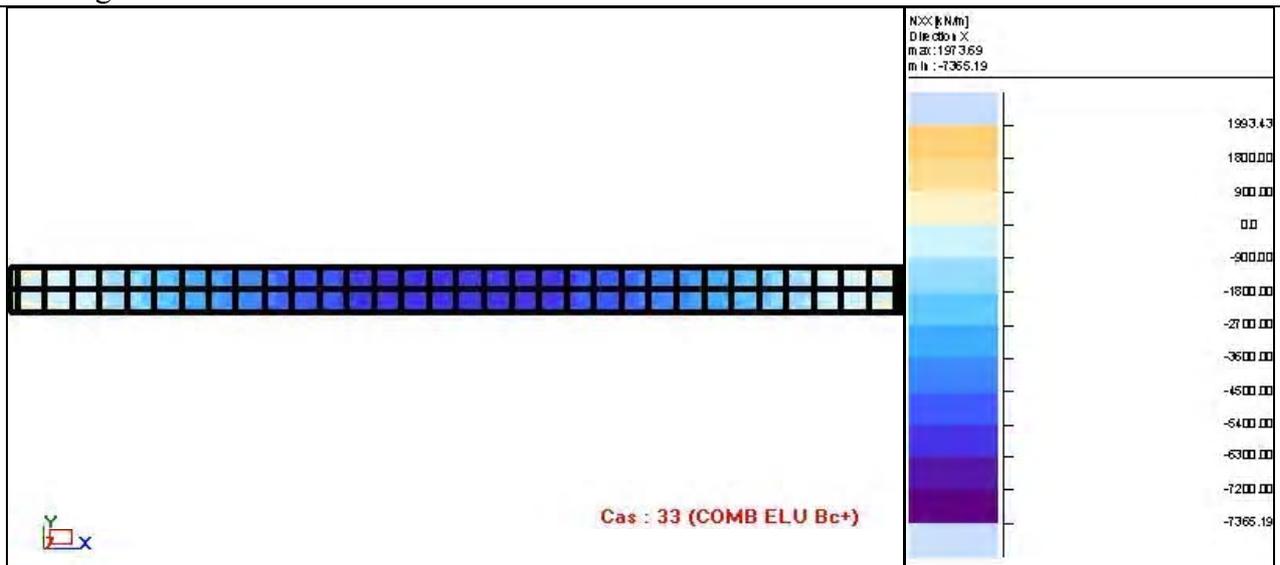
Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

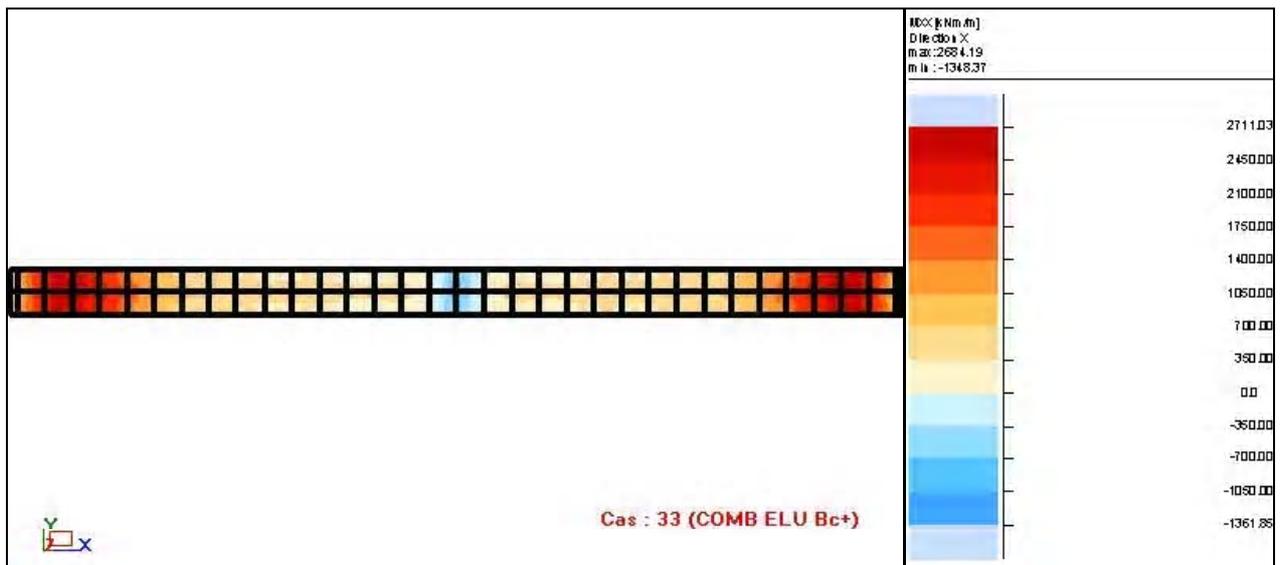
16200Alger

© RoboBAT 1996-2006

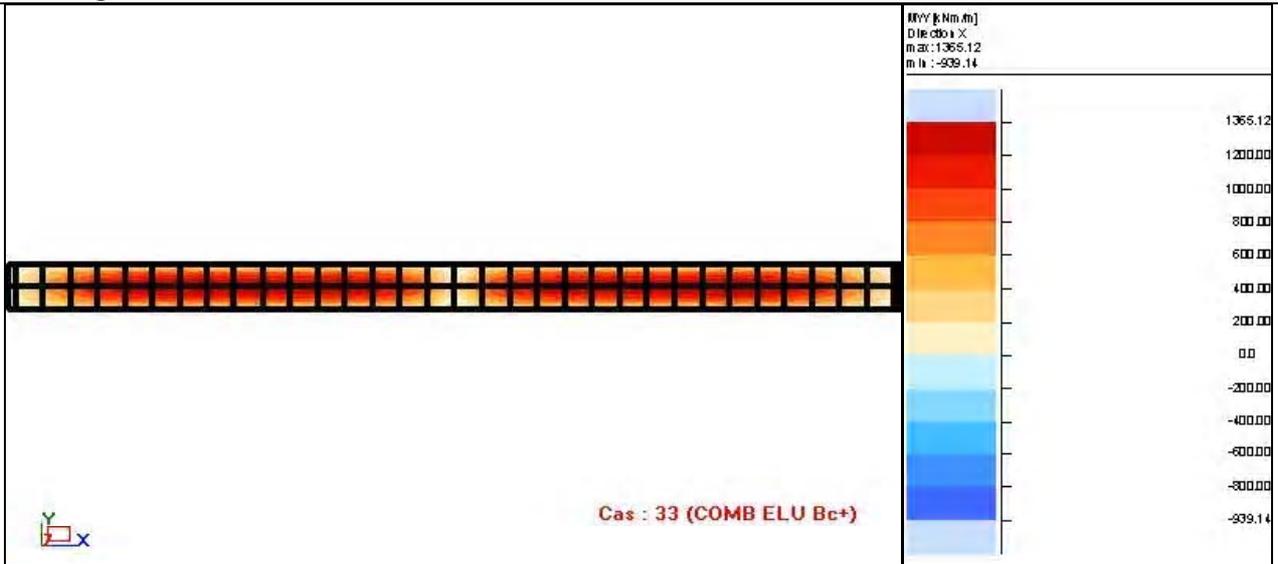
Projet : PONT HAUBANE



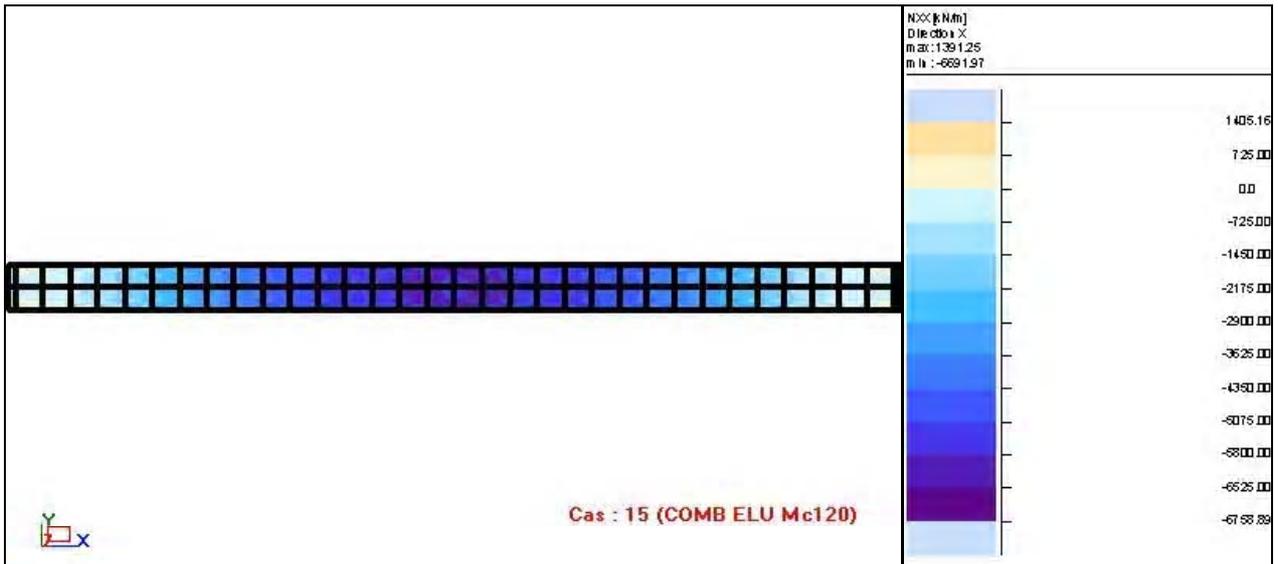
- MXX [kNm/m] Direction X Cas : 33 (COMB ELU Bc+)



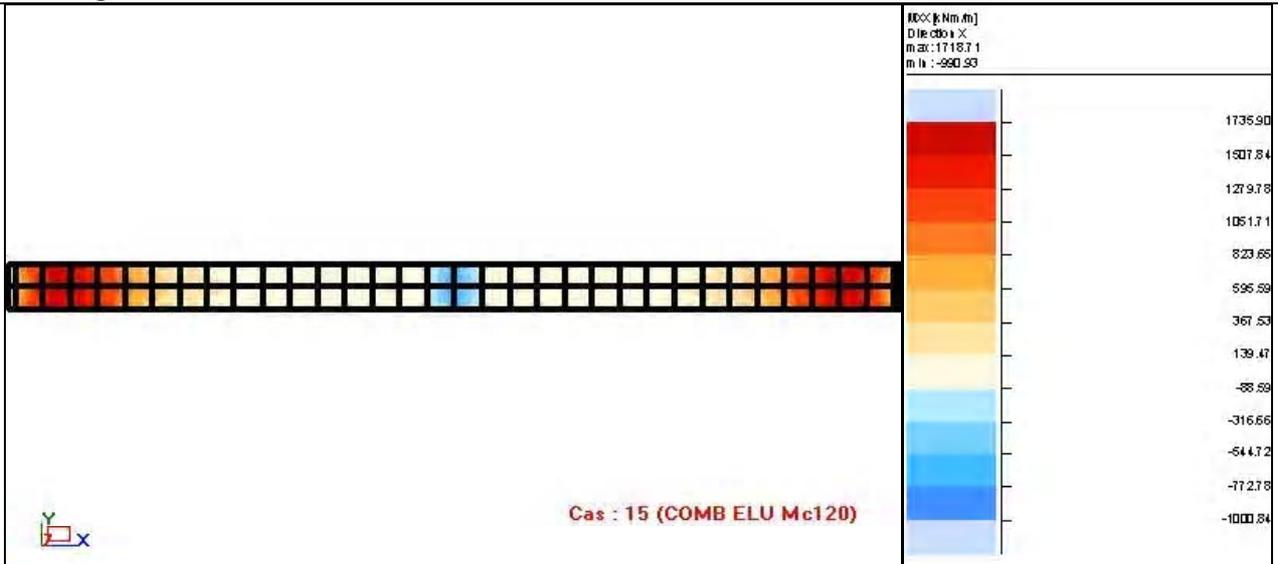
- MYY [kNm/m] Direction X Cas : 33 (COMB ELU Bc+)



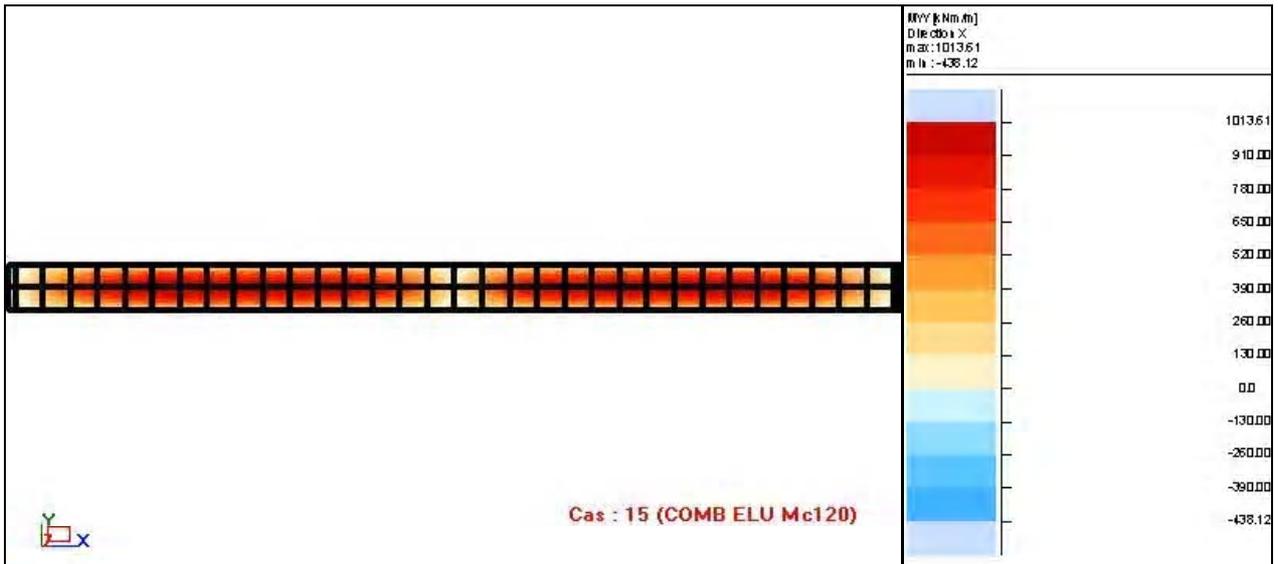
- NXX [kN/m] Direction X Cas : 15 (COMB ELU Mc120)



- MXX [kNm/m] Direction X Cas : 15 (COMB ELU Mc120)



- MYY [kNm/m] Direction X Cas : 15 (COMB ELU Mc120)



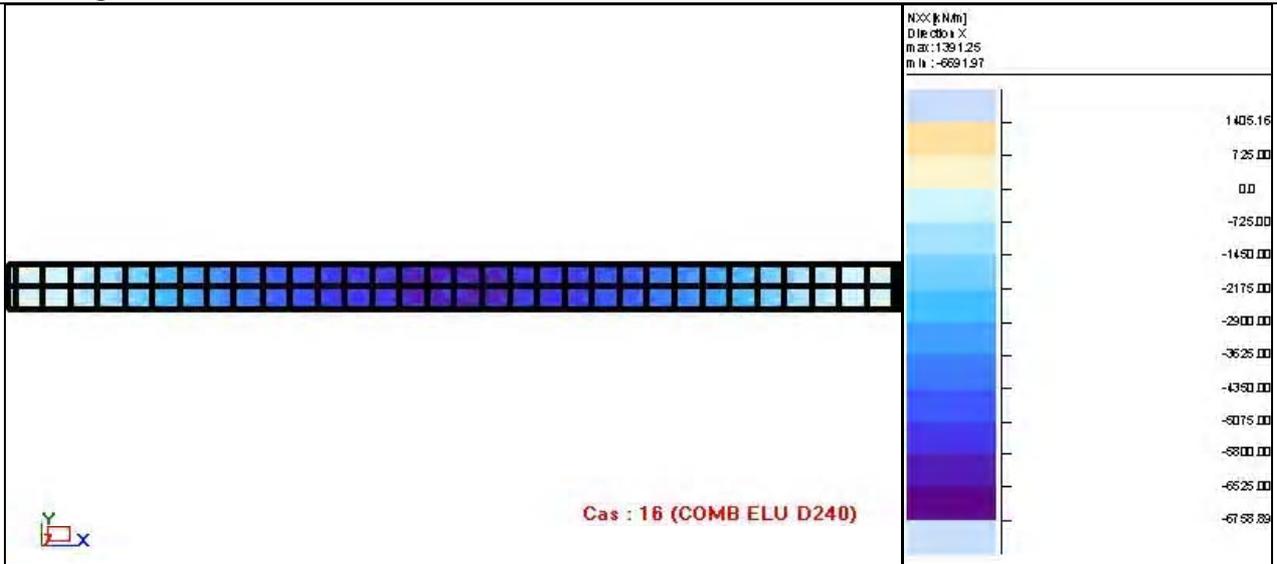
- NXX [kN/m] Direction X Cas : 16 (COMB ELU D240)



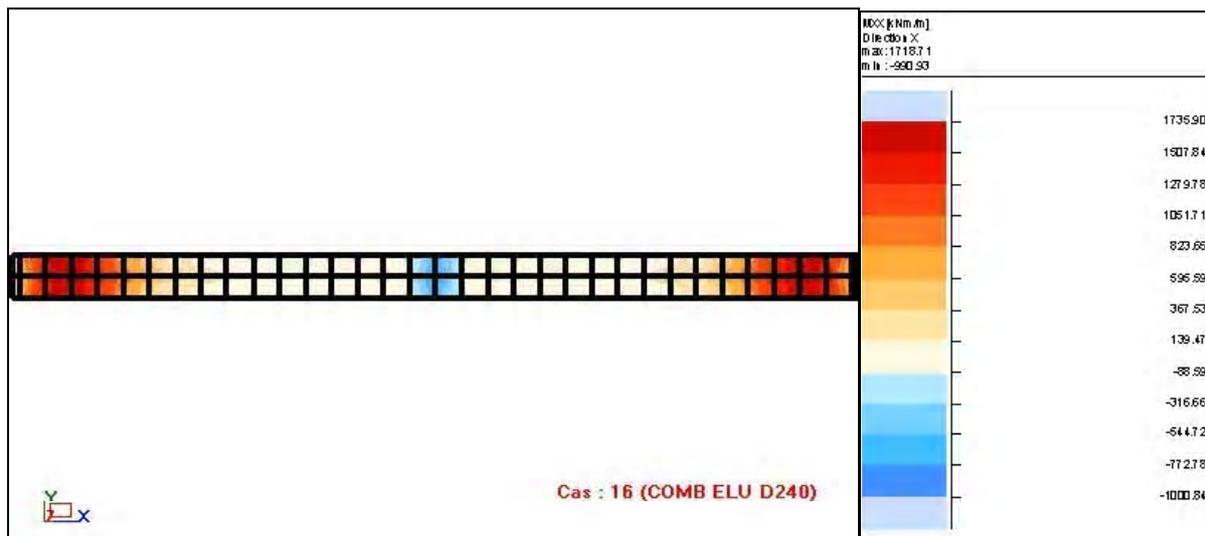
ROBOT v 19.0.4

Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI
Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi
16200Alger

© RoboBAT 1996-2006
Projet : PONT HAUBANE



- MXX [kNm/m] Direction X Cas : 16 (COMB ELU D240)



- MYY [kNm/m] Direction X Cas : 16 (COMB ELU D240)



ROBOT v 19.0.4

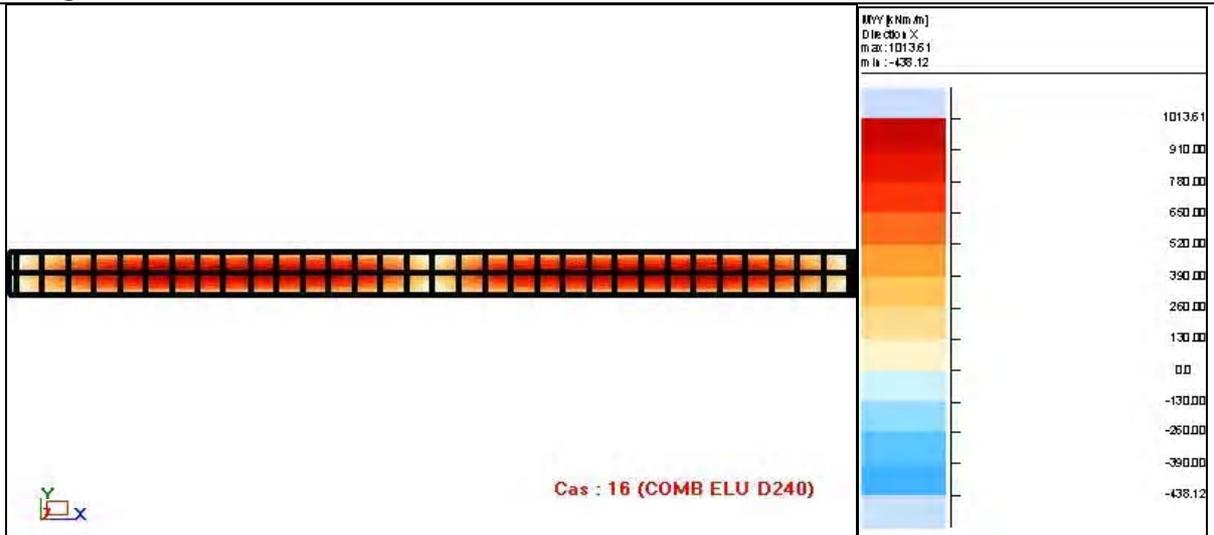
Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

16200Alger

© RoboBAT 1996-2006

Projet : PONT HAUBANE



mod1



ROBOT v 19.0.4

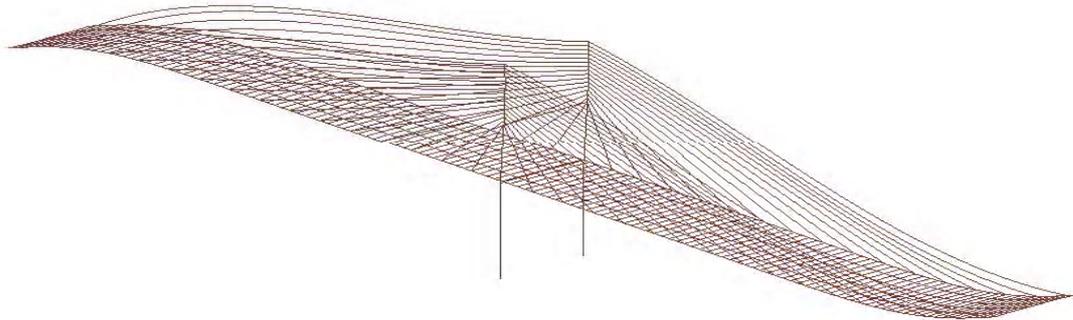
Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

16200Alger

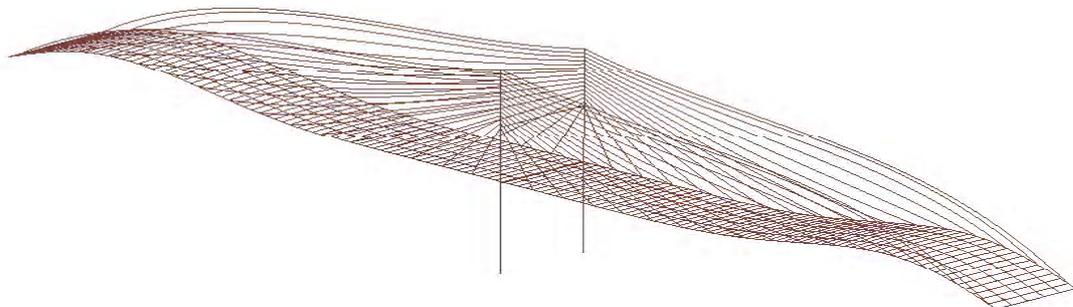
© RoboBAT 1996-2006

Projet : PONT HAUBANE



→ Dép 2.e-002cm

mod2



→ Dép 2.e-002cm



ROBOT v 19.0.4

Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

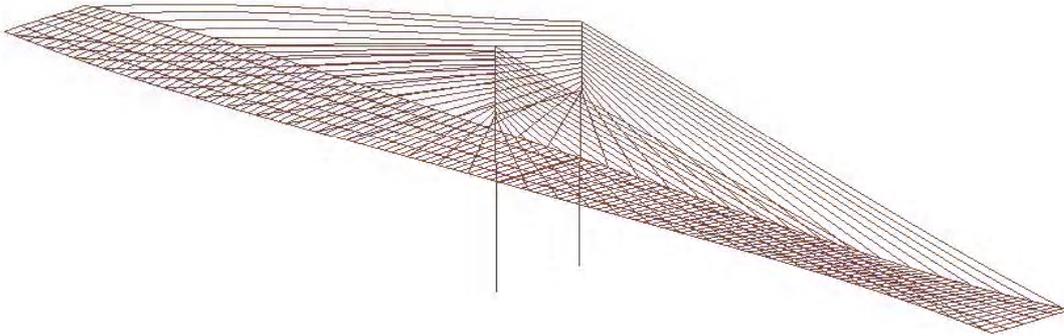
Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

16200Alger

© RoboBAT 1996-2006

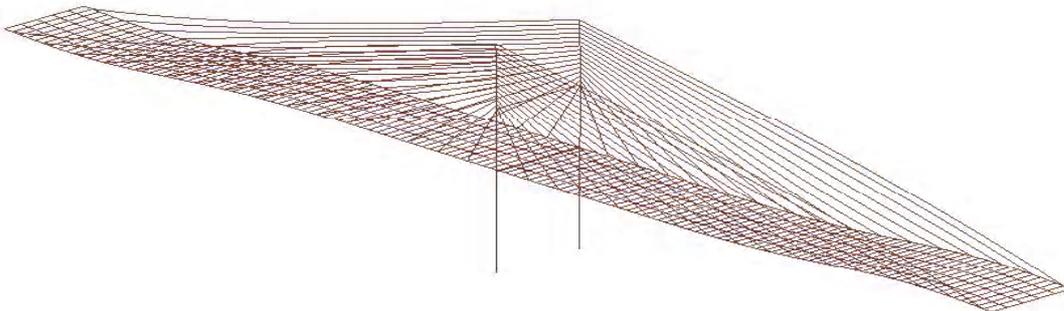
Projet : PONT HAUBANE

mod3



→ Dép 0.1cm

mod4



→ Dép 0.1cm



ROBOT v 19.0.4

Auteur : Djaafri Bachir & ALI AMINI

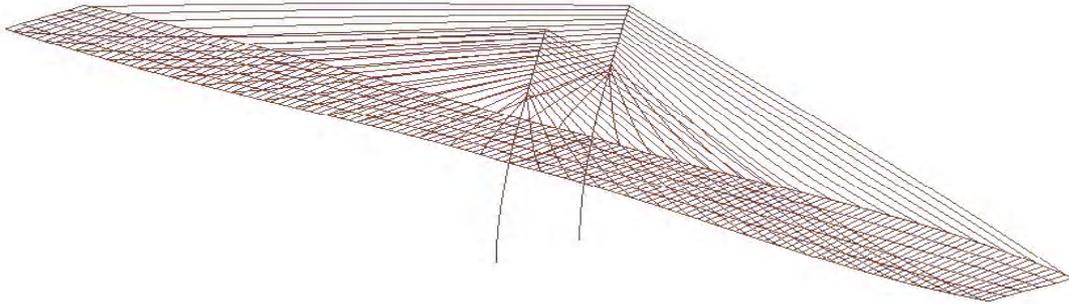
Adresse : ENP 10 avenue Hassen Badi

16200Alger

© RoboBAT 1996-2006

Projet : PONT HAUBANE

mod5



→ Dép 2.e-002cm