



DES PONTS ET CHAUSSEES

ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES
Département **GENIE CIVIL ET CONSTRUCTION**

IULIA BOBOC
AYMEN CHEIKH MHAMED
DAO PHAM THI ANH

PROJET DE PONT : VIADUC D'ELLE

Note de calcul de pré dimensionnement

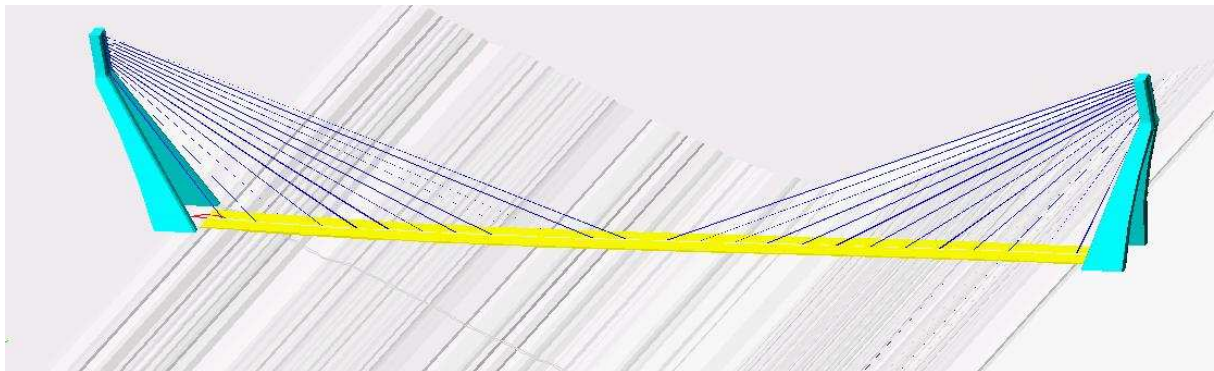


image de synthèse AUTO CAD

Vers.	Date	Sujet de la version / de la modification
01	15 fev. 2007	Note de calcul de pre dimensionnement

1. Sommaire

1. Sommaire	2
2. Figures	5
3. Evolution du concept de l'ouvrage.....	6
3.1. Solution de pont en arc	6
3.2. Pont à haubans	6
4. Variante retenue.....	9
4.1. Pylône	10
4.2. Haubanage.....	10
4.3. Tablier	11
4.4. Fondations	11
5. Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	12
5.1. Introduction	12
5.2. Pylône	12
5.2.1. Caractéristiques géométriques.....	12
5.2.2. Caractéristiques mécaniques	14
5.3. Tablier	15
5.4. Fondations	16
6. Principes et outils de calcul	17
6.1. Hypothèses générales.....	17
6.1.1. Bibliographie consultée	17
6.1.2. Les règlements et documents techniques spécifiques du projet.....	17
6.1.3. Les matériaux:.....	17
6.1.4. Capacité portante du sol	17
6.2. Pylône	19
6.2.1. Hypothèses particulières	19
6.2.2. Description du principe de calcul.....	20
6.3. Tablier	24
6.3.1. Hypothèses particulières.....	24
6.3.2. Description du principe de calcul.....	24
6.4. Fondations	28
6.4.1. Hypothèses particulières	28
6.4.2. Description du principe de calcul.....	28
7. Cas de charges et combinaisons	30

7.1.	Charges permanentes.....	30
7.1.1.	Poids propres du tablier	30
7.1.2.	Superstructure.....	30
7.2.	Charge routière	31
7.3.	Précontrainte.....	33
7.4.	Combinaisons	34
8.	Efforts sur le pylône.....	35
8.1.	Introduction	35
8.2.	Sollicitations	35
8.2.1.	Dues au poids propre du tablier	35
8.2.2.	Dues à la superstructure	35
8.2.3.	Dues au poids propre du pylône	35
8.2.4.	Dues à la charge routière.....	35
8.2.5.	Action préalable due à la précontrainte.....	36
8.3.	Combinaisons	36
8.4.	Vérifications.....	36
9.	Charges et efforts sur le tablier	37
9.1.	Sollicitations unitaires.....	37
9.2.	Efforts.....	38
9.2.1.	Poids propre du tablier	38
9.2.2.	Superstructure.....	38
9.2.3.	Charge routière	38
9.3.	Combinaisons	39
9.4.	Vérifications.....	39
10.	Charges et efforts sur les fondations	40
10.1.	Charges et principes.....	40
10.2.	Efforts	40
10.2.1.	Poids propre du tablier	40
10.2.2.	Poids propre du pylône.....	40
10.2.3.	Superstructure	41
10.2.4.	Charges routières	41
10.2.5.	Semelle.....	41
10.3.	Combinaisons.....	41
10.4.	Vérifications ELU	41
11.	Efforts et contraintes.....	43

11.1.1.	Tablier	43
11.1.2.	Pylône	43
11.1.3.	Fondation.....	43
12.	Annexe.....	44
12.1.	Validation de l'outil de calcul.....	44
12.2.	Plans.....	44

2. Figures

Figure 1 : Etude solution pont en arc.....	6
Figure 2 : Etude préliminaire de pont à haubans	6
Figure 3 Schéma intermédiaire du pylône	7
Figure 4 : Vue en élévation de l'ouvrage	9
Figure 5 : Vue en plan du tablier.....	9
Figure 6 : Vue 3D du mât	10
Figure 7 : Schéma de haubanage	11
Figure 8 : section courante du tablier (dalle orthotrope)	11
Figure 9 : Schéma pylône.....	12
Figure 10 : Section longitudinale - transversal pylône	13
Figure 11 : Section en tête de pylône	14
Figure 12 : Section en pied de pylône	14
Figure 13 : Vue en plan géométrie de la fondation	16
Figure 14 : Section - zone résistante - zone architecturale.....	19
Figure 15 : Pylône isolé : partie 1 verticale - partie 2 inclinée.....	20
Figure 16 : Sections d'étude du pylône.....	20
Figure 17 : Transmission des efforts	21
Figure 18 : Schéma calcul précontrainte	22
Figure 19 : Calcul section précontrainte	23
Figure 20 : Modèle 3D calcul tablier SAP	24
Figure 21 : Insertion caractéristiques de la section.....	25
Figure 22 : transition des efforts dans la phase de construction dans le tablier.....	27
Figure 23 : Diagramme des efforts normaux dans la phase de construction	27
Figure 24 : Schéma de calcul	28
Figure 25 : Exemple de section précontrainte pylône	33

3. Evolution du concept de l'ouvrage

Dans la démarche suivie pour notre ouvrage il nous semble essentiel d'expliquer la partie d'études que nous avons fait pour aboutir au choix final d'un certain type de structure.

Deux solutions ont été étudiées approfondies et seront exposées dans la suite.

3.1. Solution de pont en arc

La structure envisagée fonctionne en compression parfaite de l'arc. Les données géométriques sont les suivantes : 4 travées symétrique de 47m de long et une travée centrale de 340m. La portée de l'arc est de 340m sur une hauteur totale de 75,3m (dont la hauteur au dessus le tablier est de 35m). Son schéma est présenté ci-dessous :

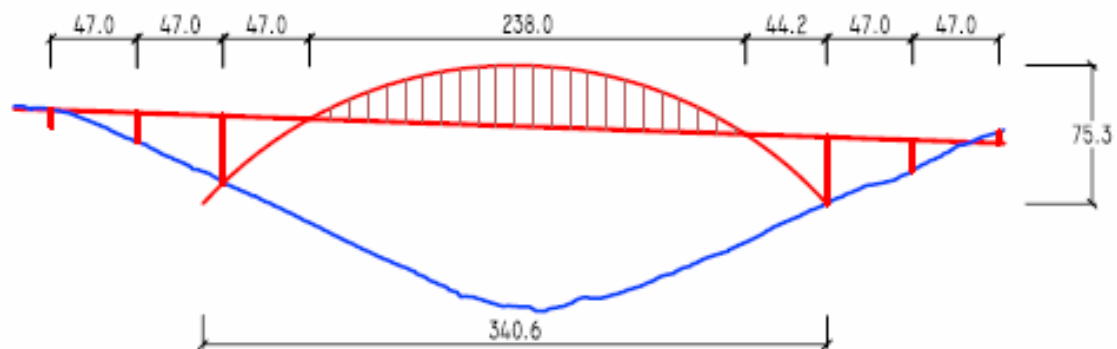


Figure 1 : Etude solution pont en arc

3.2. Pont à haubans

Une solution de pont à haubans à deux mâts inclinés est proposée. Le principe de cette proposition est un fonctionnement en contre poids. Cette solution porte une forte valeur architecturale. La géométrie initiale est : une portée continue de 520m entre les deux mâts aux bords de la vallée, de 100m de haut chacun.

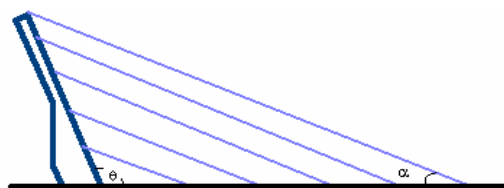


Figure 2 : Etude préliminaire de pont à haubans

La solution initiale prévoyait une forme de pile simple et inclinée pour le pylône, avec une base de dimensions importantes. Les limites techniques de cette solution nous ont dirigé vers une forme de pylône en « A » incliné. Pour améliorer le fonctionnement de cette variante, l'importance d'une partie qui joue un rôle important de contrepoids nous a mené vers la forme finale retenue, celle de « Y » inversé. Ceci nous a guidé également dans le choix du type de haubanage, qui au début était envisagé biaxial mais qui semblait moins adapté à une forme très architecturale du pylône.

Initialement nous avons opté pour une structure de type mât unique incliné, avec une nappe unique (centrale) de haubans disposés en harpe tels que le schéma ci-dessus l'illustre.

Cette variante bien que très pure architecturalement présentait des limites structurels.

- La forme du haubanage en harpe est une disposition très contraignante pour le tablier qui sera fortement comprimé ;
- La zone de transition de géométrie est une zone très critique vu les importants efforts de flexion qui peuvent apparaître ;
- Le mât en position axiale avait une dimension limitée par la largeur du terrain central. Cette dimension pouvait s'avérer critique sous les charges de vent.
- Avoir un pylône central pouvait réduire certaines options de construction, notamment pour l'acheminement des morceaux de tablier.

Toutes ces contraintes nous ont mené à imaginer une nouvelle forme pour optimiser notre structure.

La forme de haubanage devait être revue pour apporter une meilleure stabilité transversale à l'ouvrage. Ceci nous a amené vers un mât incliné, en forme de A, avec un haubanage biaxial.

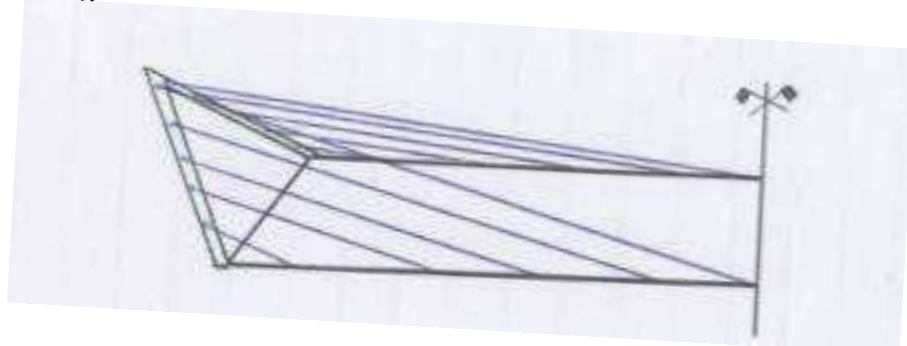


Figure 3 Schéma intermédiaire du pylône

Les problèmes architecturaux de cette variante nous ont poussés à chercher une nouvelle solution qui s'est profilé sous la forme de la variante retenue finalement. La comparaison des principes entre la variante finale de pont à haubans et la variante de pont en arc nous a paru favorable à la variante avec des haubans.

Jusqu'à ce moment là, nous avons mené des calculs en parallèle pour les **deux solutions**. La solution de pont en arc a été abandonnée suite à nos études. A nos yeux, cette solution ne présentait pas des avantages importants pour sa conception, ni pour les méthodes d'exécution en comparaison avec la variante à haubans. Le choix a été guidé aussi par un concept architectural derrière lequel une solution technique audacieuse se profilait nettement.

4. Variante retenue

Nous avons étudié une structure de pont haubané à deux mâts inclinés qui ont chacun une partie verticale. La description de l'ouvrage portera principalement sur les trois types d'éléments structuraux dont l'ouvrage se compose :

- les deux pylônes avec les haubans
- le tablier
- les fondations

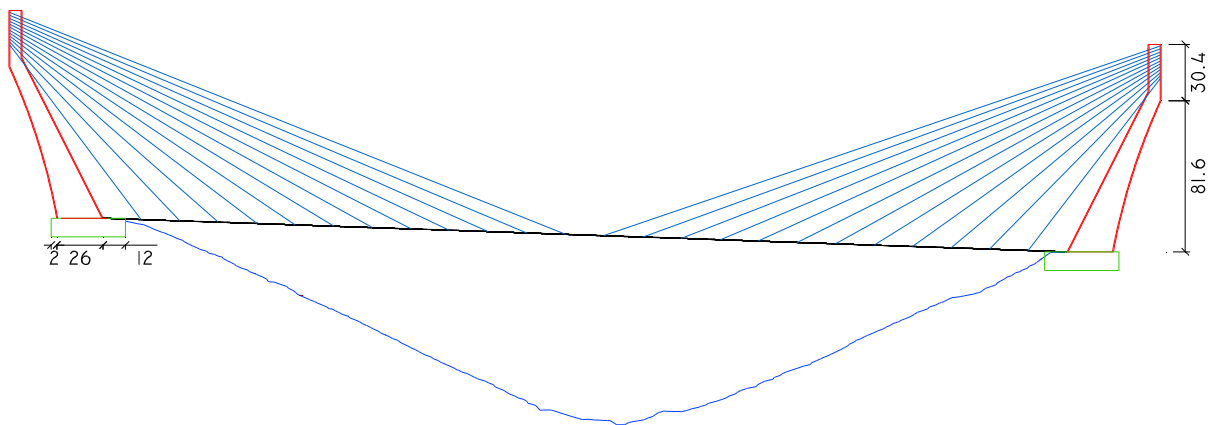


Figure 4 : Vue en élévation de l'ouvrage

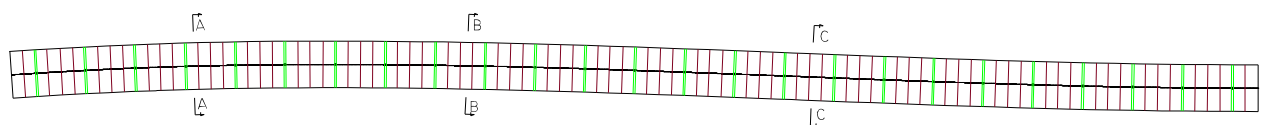


Figure 5 : Vue en plan du tablier

4.1. Pylône

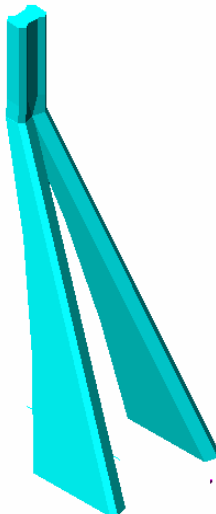


Figure 6 : Vue 3D du mât

Les deux pylônes du pont sont situés aux extrémités du tablier, à une distance de 474m l'un de l'autre. Ceci permet de respecter la cadre naturel de la vallée de l'Elle, en le gardant complètement libre de tout encombrement typique à une traversée.

La structure du pylône est en béton précontraint et a la forme de « Y » inversé. La hauteur totale est de 110m avec une section à la base de $25*5m^2 \times 2$ et une section en tête de $9*5m^2$.

La section en pied de pylône a été augmentée à partir de la section nécessaire par pied, qui est de $12*5m^2$, à une section de $25*5m^2$ pour donner une sensation de robustesse. Ceci ne présente pas d'autres justifications, mécaniquement, la section la plus sollicitée de la partie inclinée du pylône étant d'approximativement à la mi hauteur de la partie inclinée.

4.2. Haubanage

La solution initiale de haubanage en éventail, très esthétique a été rapidement écartée, présentant des inconvénients techniques et une solution intermédiaire s'est profilée sous la forme du haubanage en semi harpe. Nous avons retenu le type de haubanage uniaxial suite à des considérations esthétiques.

Le type de haubanage retenu est en semi harpe, uniaxial. Ceci nous permet de limiter les efforts de compression induits dans le tablier. Chaque pylône reprend 13 haubans, la structure entière ayant un total de 26 haubans. Chaque hauban reprend les charges sur des tronçons de tablier de 20,8m de long.

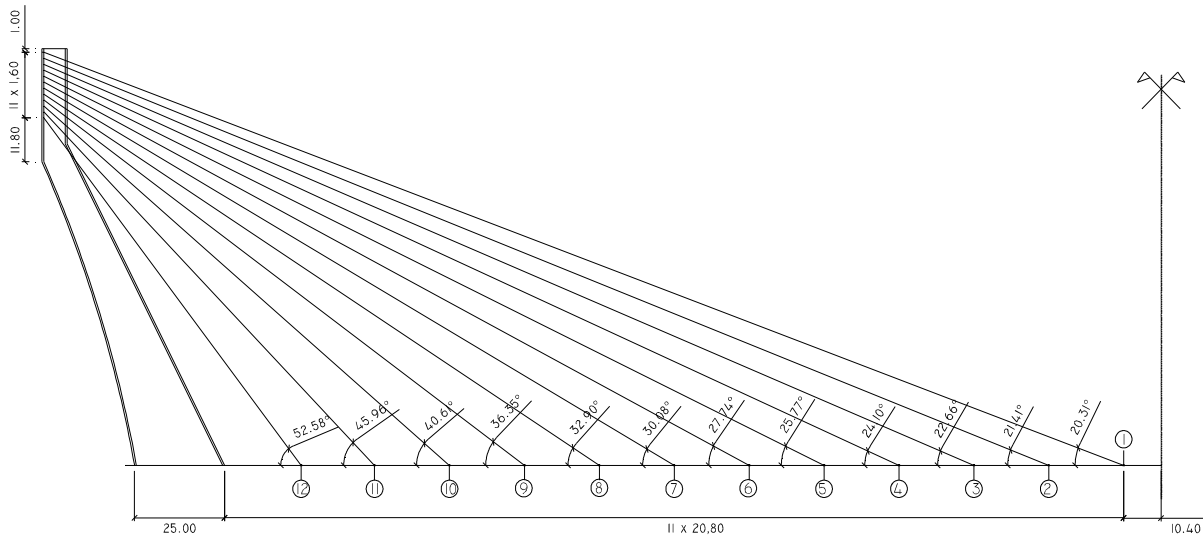


Figure 7 : Schéma de haubanage

4.3. Tablier

La solution que nous avons retenue pour le tablier est entièrement métallique. Cette solution présente l'avantage d'une importante légèreté et flexibilité structurelle. Le tablier est un caisson métallique à dalle orthotrope la géométrie de la section courante est ci-dessous

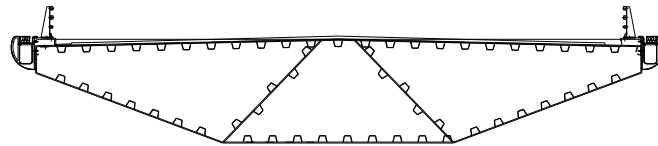


Figure 8 : section courante du tablier (dalle orthotrope)

4.4. Fondations

Les fondations reposeront sur une bonne couche de schistes. Le fait que le sol présente une bonne capacité portante à des profondeurs faibles nous permet de nous orienter vers une solution de fondation superficielle, du type radier sous chaque pied du pylône. On propose de réaliser deux semelles en fondation superficielle reliées par une poutre massive en béton armé. Les deux semelles ainsi reliées, seront encastées directement dans le massif rocheux, qui offre un support suffisamment rigide. La géométrie sera présenté dans la description géométrique de l'ouvrage

5. Caractéristiques géométriques et mécaniques

5.1. Introduction

Dans le cadre de notre étude de prédimensionnement de l'ouvrage nous prévoyons une marge de sécurité entre les dimensions prises en compte dans le calcul (dimensions défavorables) et les dimensions mises en place, supérieures pour des raisons esthétiques.

5.2. Pylône

5.2.1. Caractéristiques géométriques

Dans le calcul du pylône nous précisons que la section que nous avons considérée est inférieure à la section à mettre en place : il s'agit des élargissements architecturaux mais qui peuvent servir par la suite structurellement.

La structure du pylône est composée par deux parties : une supérieure, verticale et une partie de base, inclinée

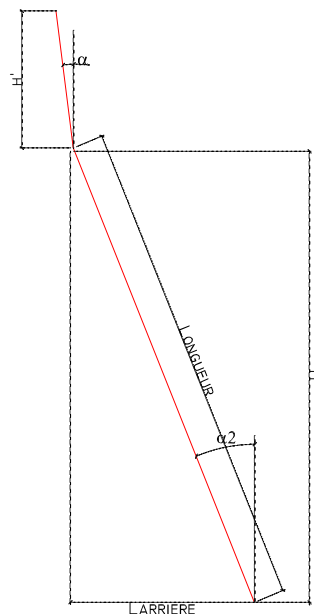


Figure 9 : Schéma pylône

- La partie verticale du pylône:

α angle d'inclinaison % vert	0,0 °
h'	25 m
h [1-1]	7 m
b [1-1]	9 m

Où a = angle d'inclinaison de la section droite % verticale

h' = hauteur de la partie verticale

h = hauteur de la section (axe longitudinal de l'ouvrage)

b = largeur de la section (axe transversal de l'ouvrage)

- La partie inclinée du pylône

Cette partie est composée par les deux pieds de « Y » renversé dont les caractéristiques sont données ci-dessous :

hauteur	84 m
l arrière	40 m
Longueur	93 m
angle	25,46 °
angle entre partie sup et inf	-25,5 °
h sup.	7,5 m
h inf.	15 m
b section moyenne	5 m

où l arrière = distance horizontale correspondant à la partie inclinée du pylône

angle = inclinaison de la partie inférieure

h sup = dimension sens longitudinal de la section supérieure

h inf = dimension sens longitudinal de la section inférieure

b = dimension sens transversal pied pylône

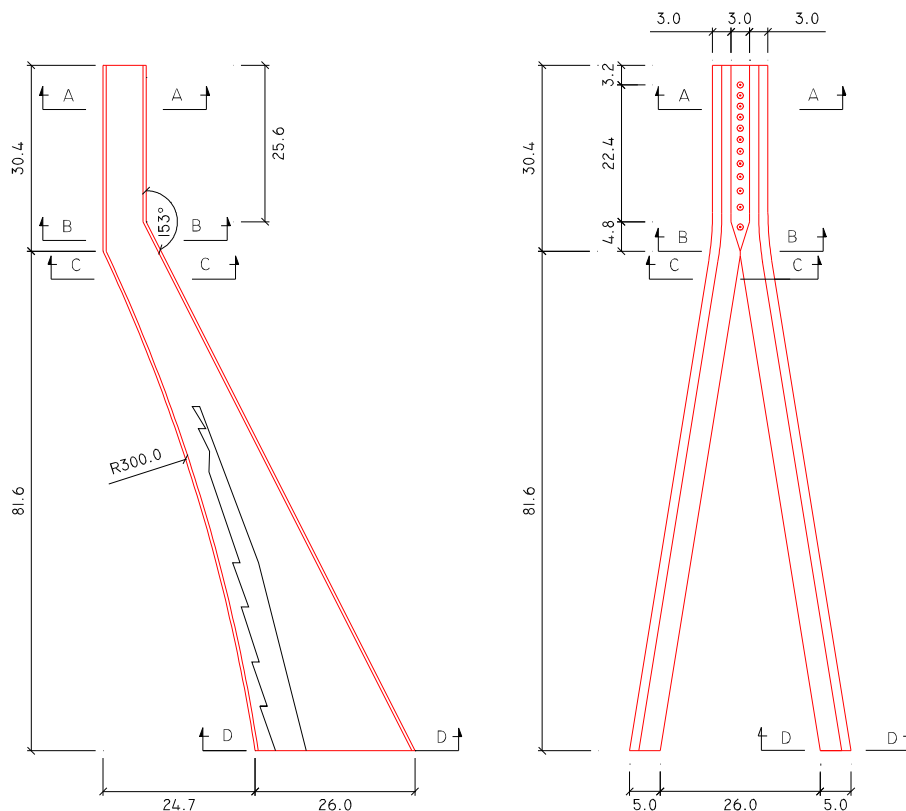


Figure 10 : Section longitudinale - transversal pylône

Le positionnement des haubans :

Haubans	espacement vertical/ pylône	1, 60 m
	espacement longitudinal/tablier	20,80 m

5.2.2. Caractéristiques mécaniques

. Dans la phase de calcul où nous nous situons, nous avons considéré des sections rectangulaires pleines qui nous placent du côté de la sécurité.

Ci-dessous sont illustrées quelques sections particulières du pylône. Pour plus de détail voir l'Annexe, Plan n°1 MAT.

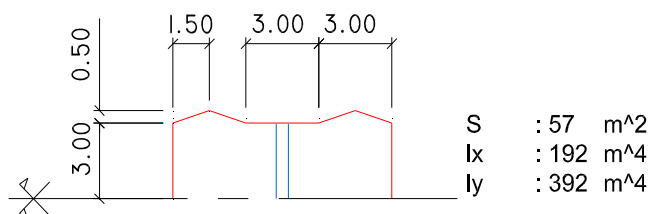


Figure 11 : Section en tête de pylône

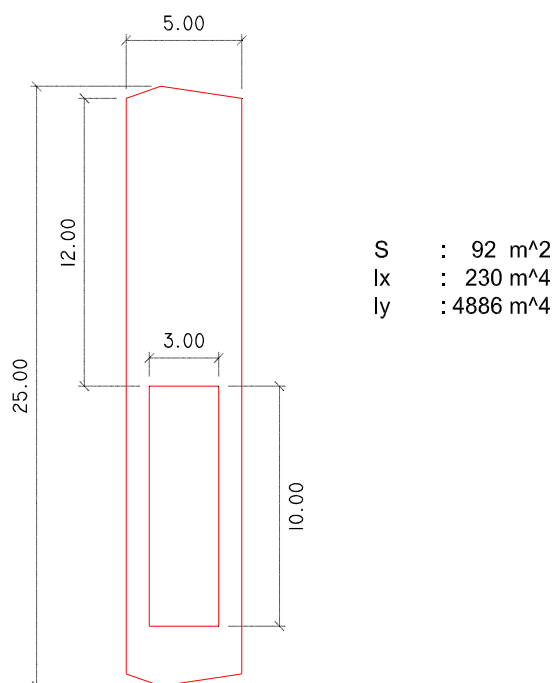


Figure 12 : Section en pied de pylône

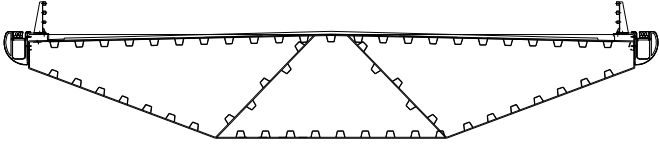
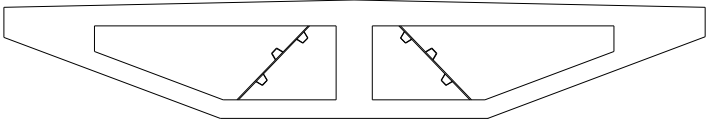
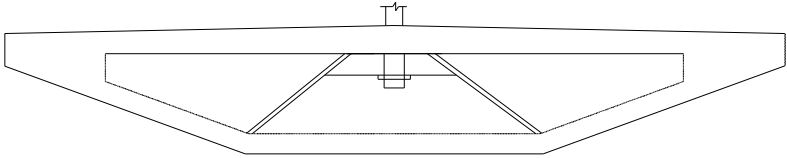
Les différences entre les sections de calcul et les sections à mettre en place sont résumées ci-dessous :

	S_{calcul}	$S_{\text{réel}}$	$I_{x\text{calcul}}$	$I_{x\text{réel}}$	$I_{y\text{calcul}}$	$I_{y\text{réel}}$
A-A (1-1)	54m ²	57m ²	162 m ⁴	192 m ⁴	364 m ⁴	392 m ⁴
C-C(3-3)	60 m ²	92m ²	125 m ⁴	253m ⁴	720 m ⁴	4886 m ⁴

Ceci représente un gain de surface de 5% à 53%. Pour les moments d'inertie, les différences sont encore plus importantes allant à 6 fois supérieures aux valeurs de calcul.

5.3. Tablier

Le tablier comporte 3 sections différentes tels que illustré ci dessous

<p>Section courante</p> <p>-caisson métallique dalle orthotrope</p> <p>-éléments de 5,20 m assemblés par soudage sur site</p>	
<p>Section avec pièces de pont</p> <p>- section en tôle métallique de 2cm d'épaisseur</p> <p>- éléments intercalés tous les 5.20m</p>	
<p>Section avec ancrage des haubans</p> <p>-section particulière intercalée tous les 20,80m</p>	

Les caractéristiques géométriques et mécaniques du tablier sont résumées ci-dessous :

	S (m ²)	I(m ⁴)
Section courante	1.41	44.8
Section pièce de pont	24.95	724.28
Section ancrage	1.41	44.8

5.4. Fondations

La fondation est constituée par deux semelles et un massif de liaison.

- 2 massifs identiques en dessous de chaque pied du pylône de dimensions en plan 40m x 15m avec une épaisseur (hauteur) de 10 m;
- 1 massif de liaison dont le rôle est :
 - Empêcher le glissement transversal des fondations
 - Servir à l'encastrement du tablier
 - Liaisonner le tablier à la chaussée.

Chaque bloc principal de fondation est centré sous le pied de pylône qu'il supporte
 Il est à noter que l'axe du pylône est considéré centré sur l'axe de la semelle (on ne considéra que la section pleine du pylône comme ayant un rôle mécanique).

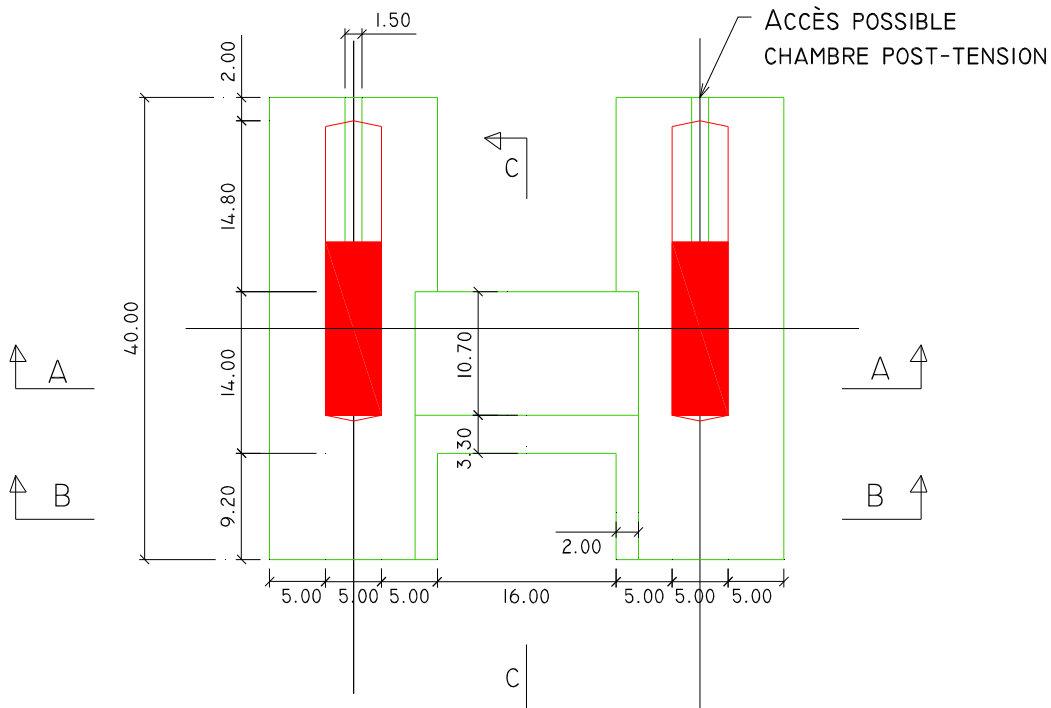


Figure 13 : Vue en plan géométrie de la fondation

Les caractéristiques géométriques et mécaniques sont données ci-dessous :

Semelle de fondation par pied de pylône			Massif de liaison		
B = 40 m			B = 14 m		
b = 15 m			b = 16 m		
h = 10 m			h = 10 m		
$I_x = 11250 \text{ m}^4$	$I_y = 80000 \text{ m}^4$	$S = 600 \text{ m}^2$	$I_x = 4778 \text{ m}^4$	$I_y = 3658 \text{ m}^4$	$S = 224 \text{ m}^2$

Une galerie d'accès sera laissée dans chaque semelle pour permettre la mise en tension des câbles de précontrainte de la section de base du pylône.

6. Principes et outils de calcul

6.1. Hypothèses générales

6.1.1. Bibliographie consultée

- « Conception des Ponts », J.A.Calgaro, Presse des Ponts et Chaussées.
- Résistance des matériaux », J.Goulet, Dunod ; « Projet et construction des ponts », 2e édition. Généralités, fondations, appuis, ouvrages, ouvrages courants. J-A Calgaro, Presse des Ponts et Chaussées.

6.1.2. Les règlements et documents techniques spécifiques du projet

- Dossier Projet « Données géotechniques – Extraits divers »
- Dossier de Projet CCTP « Extraits »
- Fascicule 61 du CCTG

6.1.3. Les matériaux:

<i>Béton B50</i>	$\sigma_{\text{compression}}$	33MPa
	σ_{traction}	4,1 MPa
<i>Acier actif classe 1860</i>	$\sigma_{\text{compression}}$	1116MPa
	σ_{traction}	1116MPa
<i>Acier passif HA Fe500</i>	$\sigma_{\text{compression}}$	435MPa
	σ_{traction}	435MPa

6.1.4. Capacité portante du sol

Le cadre géotechnique est favorable. Le contexte lithologique aux bords supérieurs de la vallée, est constitué par des remblais schisteux et des schistes plus ou moins fracturés jusqu'à une profondeur de 6m maximum, profondeur au-delà de laquelle les schistes sont sains. Nous avons quasiment le même contexte géologique pour les deux massif d'ancrages des pylônes, en bord de la vallée de l'Elle.

Le calcul est basé sur les données fournies par le Dossier de Projet « Données Géotechniques - Extraits divers ». Les résultats des essais préssiométriques donnent les valeurs moyennes suivantes :

Rive droite	Rive gauche
pl= 9,28MPa	pl= 9,7 MPa
E= 148 MPa	E= 150 MPa

$q_l = q_0 + k_p \cdot p_{le}$; où q_l = la contrainte de rupture

q_0 = la contrainte verticale totale au niveau de la base de la fondation

p_l = la pression limite équivalente

k_p = le facteur de portance pressiométrique

$$p_{le} = p_l \cdot \left(D + \frac{2}{3} B \right) = p_l \left(10 + \frac{2}{3} \cdot 25 \right) = p_l \cdot 26,67 \text{ MPa}$$

Où D = la profondeur de la semelle de fondation

B = la dimension longitudinale

$$k_p = \left[1 + 0,27 * \left(0,6 + 0,4 * \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

$$k_p = \left[1 + 0,27 * \left(0,6 + 0,4 * \frac{25}{15} \right) \frac{10}{25} \right] = 1,1368$$

$q_0 = 18 \text{ t/m}^2$ la contrainte dans le terrain à 10m de profondeur

$q_l = 18 + 1,1368 * 928 = 1072,95 \text{ t/m}^2 = 10,73 \text{ MPa}$; la valeur de la contrainte de rupture du sol de fondation nous permettra de nous orienter pour la sollicitation de compression maximale que l'on peut avoir en sous face de la fondation.

Pour notre première étude, on se limitera à de sollicitations maximales de l'ordre de 2,5 MPa (25daN/cm²).

6.2. Pylône

6.2.1. Hypothèses particulières

Comme nous avons précisé précédemment, pour le prédimensionnement du pylône, certaines hypothèses simplificatrices ont été adoptées. Elles sont résumées ci-dessous :

- Le tablier est considéré droit, ce qui en soi est une hypothèse qui ne nous place pas du côté de la sécurité. Le fait que le tracé réel est une succession de deux clothoïdes qui forment un S aplati, induit des sollicitations différentes dans les pylônes: l'un des deux sera plus chargé que l'autre;
- Le calcul détermine une zone efficace de la section du pylône ; la section mise en place est supérieure, ce qui constitue une marge pour les éventuels renforcements ;
- Dans la section efficace considérée nous n'avons pas tenu compte de l'élargissement architectural (les pointes de la section) ;

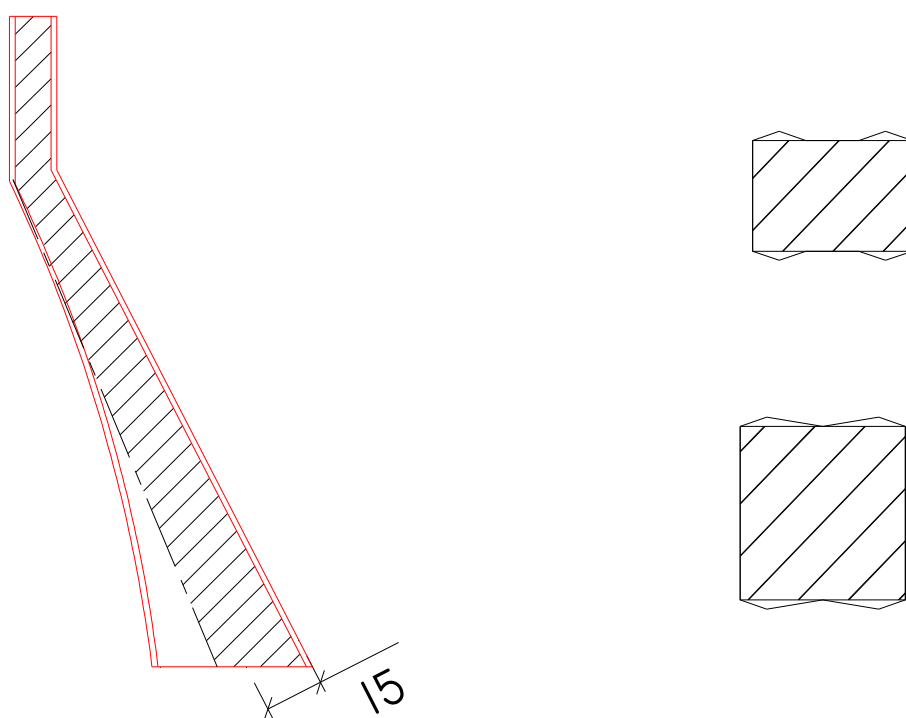


Figure 14 : Section - zone résistante - zone architecturale

Comme vu précédemment au chapitre 4.1, les deux derniers points apportent une marge de sécurité supérieure à 20%.

6.2.2. Description du principe de calcul

Le point principal de notre projet est constitué par la stabilité de l'ensemble pylône – tablier – fondation. La partie essentielle du problème de stabilité est représentée par l'étude du pylône, l'élément principal de notre étude.

Le principe de calcul a été d'isoler l'élément pylône (soumis aux actions des haubans) et d'étudier séparément la partie supérieure droite et la partie inférieure inclinée tels que le schéma ci-dessous l'illustre.

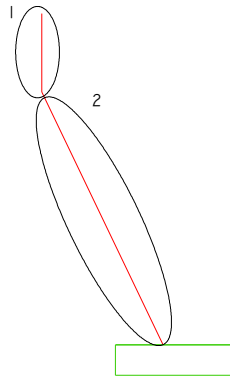


Figure 15 : Pylône isolé : partie 1 verticale - partie 2 inclinée

6.2.2.1. Sections d'étude du pylône

Nous avons dimensionné et ensuite vérifié un nombre de sections particulières du pylône. Les sollicitations seront toujours considérées au centre de gravité des sections d'étude. Dans la suite de notre rapport nous allons présenter les résultats obtenus pour les sections 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 et 5-5, représentées ci-dessous.

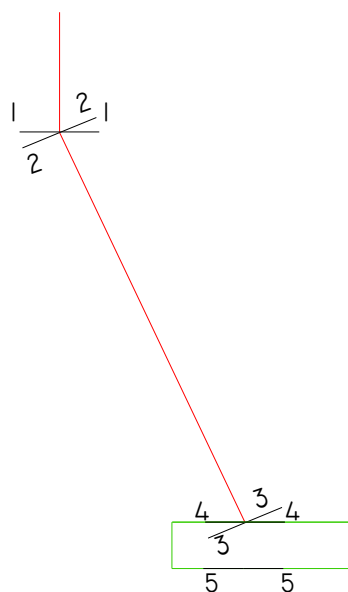


Figure 16 : Sections d'étude du pylône

L'étude de chaque sous élément a été réalisée dans ses repères locaux tels que illustré dans le schéma ci-dessous :

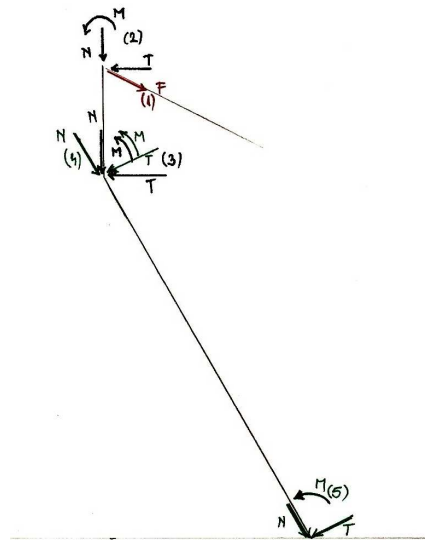


Figure 17 : Transmission des efforts

Pour ce faire, nous avons réalisé une feuille de calcul qui donne les valeurs des sollicitations et des contraintes sur la hauteur du pylône, discrétisée dans un certain nombre de sections. Les valeurs des sollicitations ont été calculées au centre de gravité des sections. Les feuilles de calculs sont présentées dans l'Annexe.

- La partie verticale

Le calcul du pylône traite séparément de section de base 1-1 (section critique de l'élément). Les efforts repris du tablier par les haubans sont transmis à la tête du pylône et décomposés suivant l'axe local de cette partie verticale.

- La partie inclinée

Les efforts déterminés dans la section 1-1 sont projetés dans le repère local (incliné) de la partie inférieure, avant d'être appliqués à la section 2-2. Les efforts appliqués à la section 2-2 que l'on cumule avec les efforts de poids propre dimensionnent cette partie. La section 3-3 a le même repère local que la section 2-2.

La détermination de la quantité de précontrainte à mettre en place a été déroulée séparément de ces premiers calculs. En effet, une discrétisation plus fine du pylône est ajoutée pour pouvoir optimiser les quantités mises en place.

L'objectif à atteindre était de déterminer les dimensions de coffrage et les quantités d'aciers actifs et passifs à mettre en place pour éviter la mise en

place des haubans à l'arrière du pylône. Ceci revient à établir la stabilité de l'ensemble pylône - tablier - fondation.

Nous avons procédé par l'étude sous une estimation des charges globales. Ceci nous a permis d'avoir un prédimensionnement et de figer les dimensions du coffrage.

- Précontrainte

Nous cherchons à déterminer la force de précontrainte de la façon suivante :

A la base des sollicitations que nous avons déterminées pour la longueur discrétisée du pylône, on détermine σ_M et σ_N

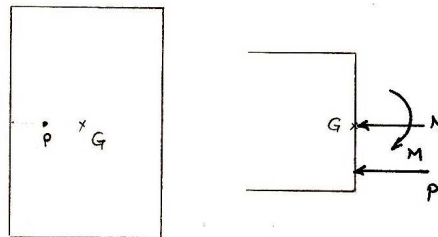


Figure 18 : Schéma calcul précontrainte

$$\sigma_M = \frac{M \cdot v}{I} = (M_{zi} - P \cdot e) \frac{v}{I}$$

$$\sigma_N = \frac{N_{zi}}{S} + \frac{P}{S}$$

D'où $\sigma_T^{\max} = \sigma_N + \sigma_M$ et $\sigma_T^{\min} = \sigma_N - \sigma_M < -1,5\text{MPa}$

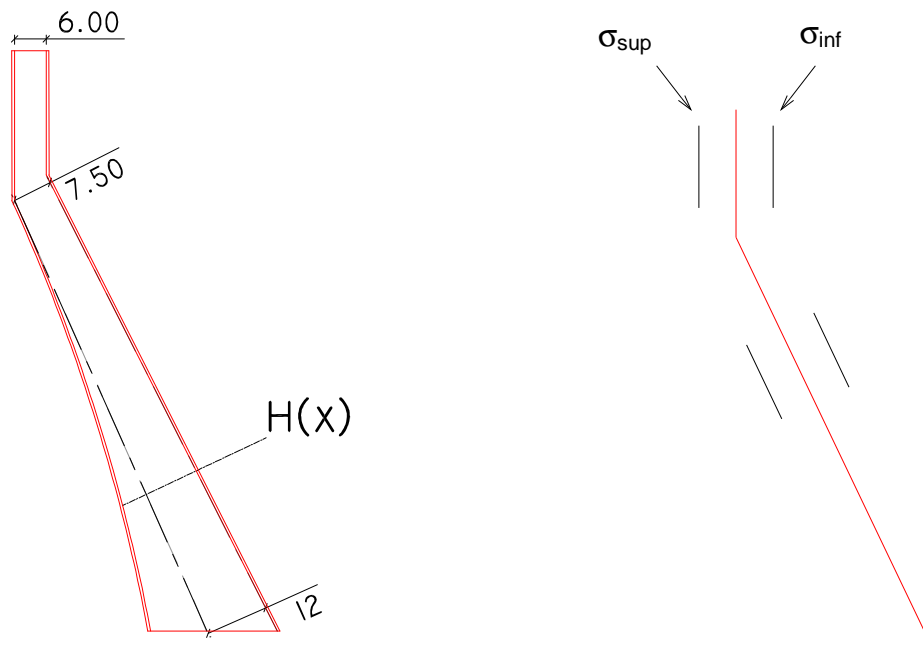


Figure 19 : Calcul section précontrainte

Pour la partie inclinée, nous avons utilisé une section variable $H(x)$ telle que définie dans la figure ci-dessus. Pour le calcul de la charge due au poids propre nous avons considéré une section moyenne sur la hauteur d'étude.

6.3. Tablier

6.3.1. Hypothèses particulières

Le poids propre du tablier et de la superstructure est considéré totalement repris par les haubans. Le réglage des haubans doit être fait de manière à avoir une flexion nulle dans le tablier sous chargement quasi permanent.

Le calcul des sollicitations sous autres types de chargement sont définis au chapitre 5.3.2. Les valeurs des sollicitations seront toujours déterminées au centre de gravité des sections (axe du tablier).

Les dimensions établies pour la section du tablier proviennent de la bibliographie des ponts à tablier en dalle orthotrope.

6.3.2. Description du principe de calcul

a. Charges d'exploitation (charges routières)

Les charges que nous avons considérées sur le tablier sont les charges d'exploitation, et principalement les charges routières. Les charges routières sont appliquées uniformément sur la longueur de l'ouvrage mais symétriquement dans la largeur de l'ouvrage et ensuite disymétriquement pour déterminer les sollicitations de torsion.

Le calcul du tablier est basé sur un modèle 3D que nous avons réalisé à l'aide du logiciel SAP.

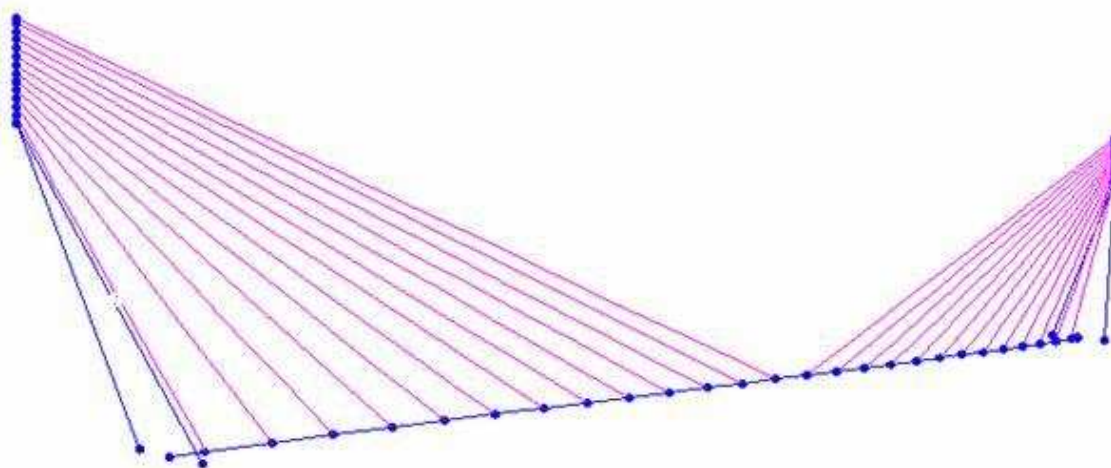


Figure 20 : Modèle 3D calcul tablier SAP

Les valeurs caractéristiques du tablier ont été déterminées à l'aide du fichier de dessin Autocad et ont été introduites directement dans le fichier de calcul SAP de la manière suivante :

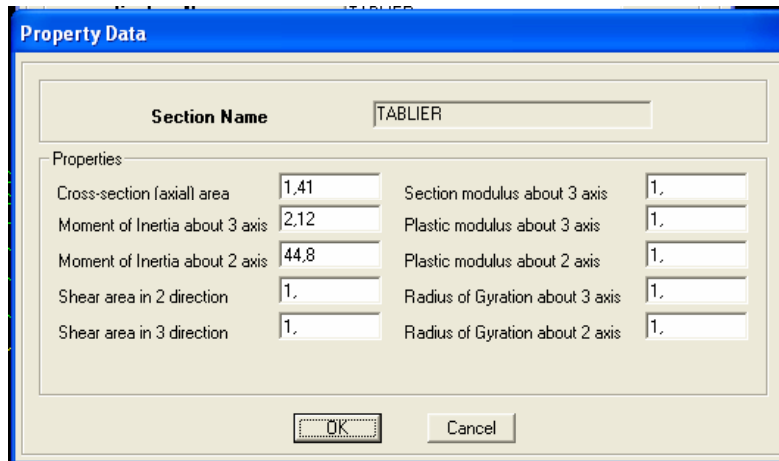


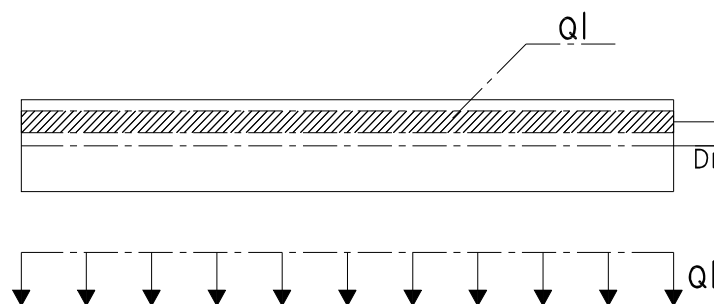
Figure 21 : Insertion caractéristiques de la section

En ce qui concerne les autres types de charges, tel que les charges routières, nous avons fait une approximation en essayant de les approcher à des combinaisons de charges verticales uniformément réparties le long du tablier et des charges de torsion uniformément réparties le long de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous avons procédé de la façon suivante :

- Modélisation totale de la structure par modèle 3D d'élément fini à barres ;
- Introduction des charges unitaires de torsion et de flexion ;
- Exploitation des sollicitations sous chargement unitaire ;
- Le logiciel utilisé est SAP, logiciel nouveau pour tous les membres du groupe, vu que le logiciel mis à disposition par l'école, Robot, ne permet pas de mener une étude correcte du fonctionnement des haubans.

Cette méthode nous permet de considérer des charges de référence symétriques et dissymétriques dans la largeur du tablier, uniformément distribuées sur la longueur totale du tablier.



Ainsi, pour déterminer une sollicitation donnée S (qui peut être N , T ou M) sous une charge Ql tel que définie ci-dessus, on procède comme suit :

- On appellera S_{uV} la sollicitation due à la charge de référence verticale (prise comme 1000t dans le modèle), V_u ;

- On appellera S_{uT} la sollicitation due à la charge de référence de torsion (considérée comme 10 000tm), T_u ;
- $S = S_{uV} \cdot QI / V_u + S_{uT} \cdot QI \cdot D / T_u$

Les valeurs des sollicitations sous chargement de référence seront fournies plus loin dans la note de calcul.

Le principe de calcul a été de construire un modèle avec les cas de charge de référence, et à partir de cela, multiplier pour avoir nos cas de charges réels tels que définis précédemment.

N Fref	N Tref	$N_Q = N_{Fref} \cdot \frac{Q}{F_{ref}} + N_{Tref} \cdot \frac{Q \cdot d}{T_{ref}}$
M Fref	M Tref	$M = M_{Fref} \cdot \frac{Q}{F_{ref}} + M_{Tref} \cdot \frac{Q \cdot d}{T_{ref}}$
V Fref	V Tref	$V = V_{Fref} \cdot \frac{Q}{F_{ref}} + V_{Tref} \cdot \frac{Q \cdot d}{T_{ref}}$
T Fref	T Tref	$T = T_{Fref} \cdot \frac{Q}{F_{ref}} + T_{Tref} \cdot \frac{Q \cdot d}{T_{ref}}$

b. Charges quasi permanentes

La méthode de construction que nous estimons adaptée pour notre ouvrage est la mise en place successive de voussoirs jusqu'à la clé. Les charges permanentes de chaque voussoir seront équilibrées par chaque hauban correspondant.

Ainsi, le transfert des charges permanentes du tablier se fait comme pour une poutre en console, soumise successivement à des charges axiales F_i . Les charges axiales F_i correspondent aux composantes transversales des forces de tension des haubans.

Chaque voussoir mis en place est sollicité donc en console, avant la mise en continuité par soudage à la partie mise en place précédemment.

Le schéma d'étude est illustré ci-dessous :

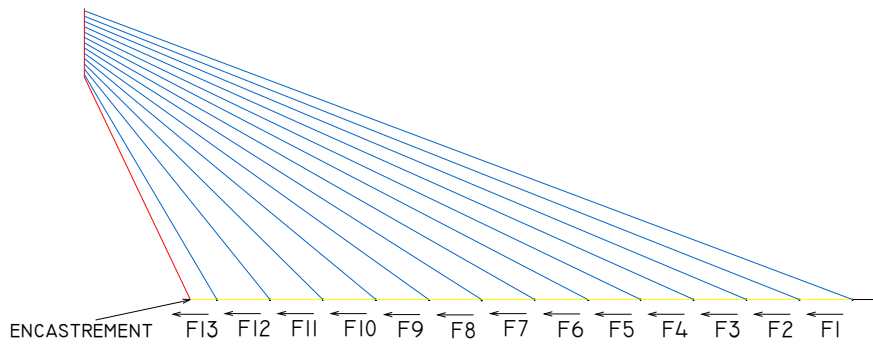


Figure 22 : transition des efforts dans la phase de construction dans le tablier

Le diagramme des charges axiales est illustré ci-dessous $N_i = \sum_{j<i} F_j$:

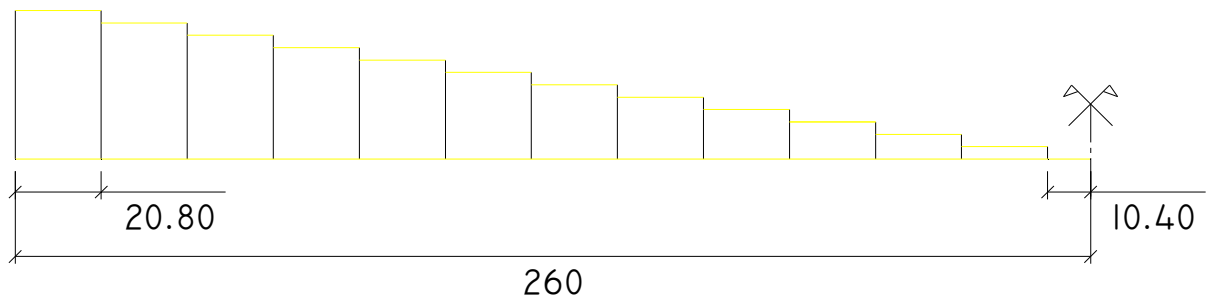


Figure 23 : Diagramme des efforts normaux dans la phase de construction

6.4. Fondations

6.4.1. Hypothèses particulières

L'étude des fondations a été faite à l'aide d'une feuille de calcul. Ce calcul vise à établir une dimension satisfaisante de la longueur en plan du massif de fondation (dimension longitudinale par rapport à l'ouvrage) ainsi que le positionnement du pylône sur la fondation.

6.4.2. Description du principe de calcul

Pour le calcul de pré dimensionnement des semelles de fondation sous chaque pylône, nous fixons la dimension transversale ainsi que la profondeur de chaque semelle suivant des dispositions constructives:

$b = 15\text{m}$, largeur transversale de chaque semelle, centrée sous le pied de pylône

$h = 10\text{m}$, profondeur du massif de fondation

B = longueur sens longitudinal de chaque semelle

Pour établir la dimension longitudinale de la fondation on va considérer d'abord les charges permanentes seulement et on va faire des vérifications ensuite à l'ELU des contraintes en sous face avec charges permanentes et d'exploitation.

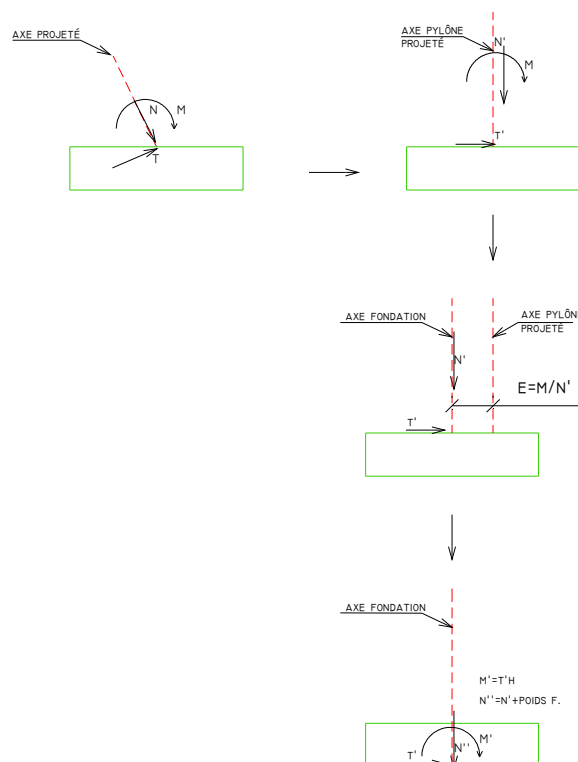


Figure 24 : Schéma de calcul

Les dimensions finales de la fondation sont tels que :

- La semelle est entièrement comprimée → donc la largeur > 6 fois l'excentrement ;
- La semelle résiste au poinçonnement ;
- La semelle résiste au glissement ;
- La semelle est compatible géométriquement avec les dimensions du pylône.

Les différentes vérifications montrent que le critère dimensionnant de la semelle est bien la compatibilité géométrique avec le pylône.

7. Cas de charges et combinaisons

7.1. Charges permanentes

7.1.1. Poids propres du tablier

Le poids propre du caisson est considéré par mètre linéaire d'ouvrage, à la différence des pièces de pont pour lesquelles le poids total est calculé pour l'ensemble de l'ouvrage et ensuite reparti sur la longueur du tablier.

	Périmètre	e (m)	Nbr.	S (m ²)	densité (kN/m ³)	poids linéaire (kN/m)	TOTAL (kN/m)
Poutre caisson dalle orthotrope	41,4	0,02	1	0,828	78,5	97,497	97,50
Pièces de pont		0,02	78	24,98	78,5		5,88
Raidisseurs	5% du poids total de la structure de base						4,87
Poids propre du tablier (kN/ml)							108,25

7.1.2. Superstructure

Elément	Nombre	épaisseur (m)	longueur (m)	γ (kN/m ³)	poids linéaire (kN/m)	TOTAL (kN/m)
Equipement						
BN4	2				0,65	1,30
longrine sous BN4	2	0,3	0,7	25	4,88	9,75
DBA	1				6,65	6,65
Corniche caniveau	2				0,5	1,00
Eau dans le caniveau	2	0,6	0,4	10	2,4	4,80
Chaussées						
couche de roulement	1	0,08	18	25	36,2	36,2
étanchéité	1	0,03	18	24	13,03	13,03
Total charge superstructure						72,73

7.2. Charge routière

La méthode de calcul de la charge routière est faite selon le Fascicule 61.

Selon le fascicule, pour une vérification totale, dans le sens longitudinal de l'ouvrage, il est nécessaire de prendre en compte les systèmes A et B_c. L'expérience montre que c'est le système A qui donne les sollicitations déterminantes, donc à ce niveau de l'étude nous allons poursuivre les calculs selon les dispositions du système A :

- Caractéristiques du pont :

Classe de pont	I
Nombre de voies	4
Longueur chargée L	520,00m
Largueur roulable	17,50m
Largueur d'une voie	3,50m

La démarche de calcul A est la suivante : A (I) nominal est calculé selon la formule

$$A(I) = 230 + \frac{36000}{I+12} \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Les coefficients a1 et a2 sont donnés par le fascicule 61.

a1	a2	a1 x a2
1	0,80	0,80
0,7	0,80	0,56
0,9	0,80	0,72
0,75	0,80	0,60

Cette règle permet d'obtenir pour une classe de pont et un nombre de voies données, la même intensité de charge par mètre linéaire de voie, quelque soit la largeur de voies considérées.

Calcul de vérification de la valeur mini admissible :

Nbr. voies chargées	a1	a2	A(I) nominal, Kg/m ²	a1xA(I) KN/m ²	A2 (kg/m ²)	A2 (kN/m ²)	A(I) min KN/m ²	q(L)=a1xA(I) appliqué	A(I) appliqué t/m ²
1	1	0,80	297,67	2,98	238	2,38	2,96	2,98	0,24
2	0,7	0,80	297,67	2,08	167	1,67	2,96	2,96	0,24
3	0,9	0,80	297,67	2,68	214	2,14	2,96	2,96	0,24
4	0,75	0,80	297,67	2,23	179	1,79	2,96	2,96	0,24

A partir de la valeur appliquée, on peut calculer les sollicitations et les contraintes pour chaque cas de charge, suivant le nombre de voies chargées. Dans le calcul avec ELU, on prend un coefficient de majoration $\gamma_Q = 1,2$.

Nombre voies chargées	A(l) appliqué t/m ²	□Q ELU	n' (<n)	Q (n') T/ml
1	0,24	1,20	1	1,00
2	0,24	1,20	2	1,99
3	0,24	1,20	3	2,98
4	0,24	1,20	4	3,98

7.3. Précontrainte

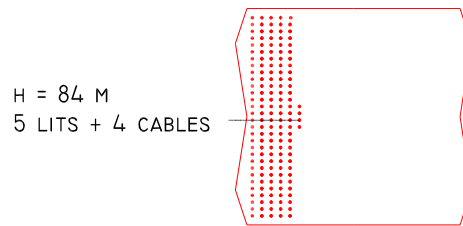


Figure 25 : Exemple de section précontrainte pylône

Selon le type de câble de précontrainte choisi, nous estimons le nombre de câbles maximal que l'on peut placer dans la section d'étude. On procède par itérations pour placer le nombre de lignes de câbles de précontrainte à mettre en place afin d'être en dessous la limite de traction fixée à 1,5 MPa. En procédant ainsi, section par section, le long du pylône on arrive à tracer un schéma pour le tracé des câbles.

Nous avons consulté le catalogue Freyssinet Système C dont on extrait les caractéristiques précisées ci-dessous.

Détails géométriques

19C15		22c15		25c15	
e ext h	225	e ext h	245	e ext h	260
e hauteur	360	e hauteur	392	e hauteur	416
e largeur	263	e largeur	280	e largeur	302
e ext L	225	e ext L	245	e ext L	260

7.4. Combinaisons

Dans notre étude, nous avons vérifié la résistance de la structure, en menant un calcul à l'ELU. Avec les marges de sécurité que nous avons laissées, nous estimons maintenant que l'affinement de l'étude à l'ELU et à l'ELS nous permettrait de respecter les limites de notre premier dimensionnement. Nous n'avons pas pris en compte la combinaison ELS par manque de délai.

Comme notre pont a une seule travée, cela nous permet de faire une première vérification pertinente avec une combinaison ELU de la forme suivante :

(En service) $CO = 1,35G + PM + 1,6QR$

Où : G = Action due aux charges permanentes

PM = Action préalable due à la précontrainte

QR = Action due aux charges routières selon le cahier de charge,

8. Efforts sur le pylône

8.1. Introduction

Le pylône a été dimensionné de sorte qu'à lui seul il puisse reprendre l'ensemble des charges agissant sur le tablier, ceci étant un des principes de fonctionnement des ponts à haubans. La particularité de notre pylône est de fonctionner en contre poids. La précontrainte est dimensionnée de sorte à limiter la contrainte de traction à 1,5MPa. Cette contrainte de 1,5 MPa peut être reprise par la section béton armé.

8.2. Sollicitations

8.2.1. Dues au poids propre du tablier

Section	N	T	M	σ_s	σ_i
	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)
section 1	2 809	-4 783	-75 698	-13.5	14.5
section 2	2 296	-1 555	-37 849	-7.5	8.7
section 3	2 296	-1 555	-182 508	-9.4	10.0

8.2.2. Dues à la superstructure

Section	N	T	M	σ_s	σ_i
	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)
section 1	1 891	-3 220	-50 966	-9.1	9.8
section 2	1 546	-1 047	-25 483	-5.0	5.9
section 3	1 546	-1 047	-122 878	-6.4	6.8

8.2.3. Dues au poids propre du pylône

Section	N	T	M	σ_s	σ_i
	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)
section 1	3 510	00	00	0.7	0.7
section 2	1 585	755	00	0.4	0.4
section 3	13 391	6 376	331 594	19.5	-15.9

8.2.4. Dues à la charge routière

Section	N	T	M	σ_s	σ_i
	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)
section 1	1 034	-1 761	-27 877	-5.0	5.4
section 2	846	-573	-13 938	-2.8	3.2
section 3	846	-573	-67 211	-3.5	3.7

8.2.5. Action préalable due à la précontrainte

Section	Pm	e	N	T	M	σ_s	σ_i
						<i>Mpa</i>	<i>Mpa</i>
1 - 1	744	1,63	744	0	1209	36,3	-8,6
2 - 2	291	2,74	291	0	7978	20,2	-9,4
3 - 3	100	2,58	100	0	257	6,6	-2,9

8.3. Combinaisons

combinaison **1,35 G + 1,6 Q +P**

Section	N	T	M	σ_s	σ_i
	<i>(t)</i>	<i>(t)</i>	<i>(tm)</i>	<i>(MPa)</i>	<i>(MPa)</i>
section 1	13 482	-13 623	-214 389	-1.4	33.7
section 2	8 970	-3 412	-107 002	-0.5	15.9
section 3	24 717	4 177	-71 899	6.0	4.2

8.4. Vérifications

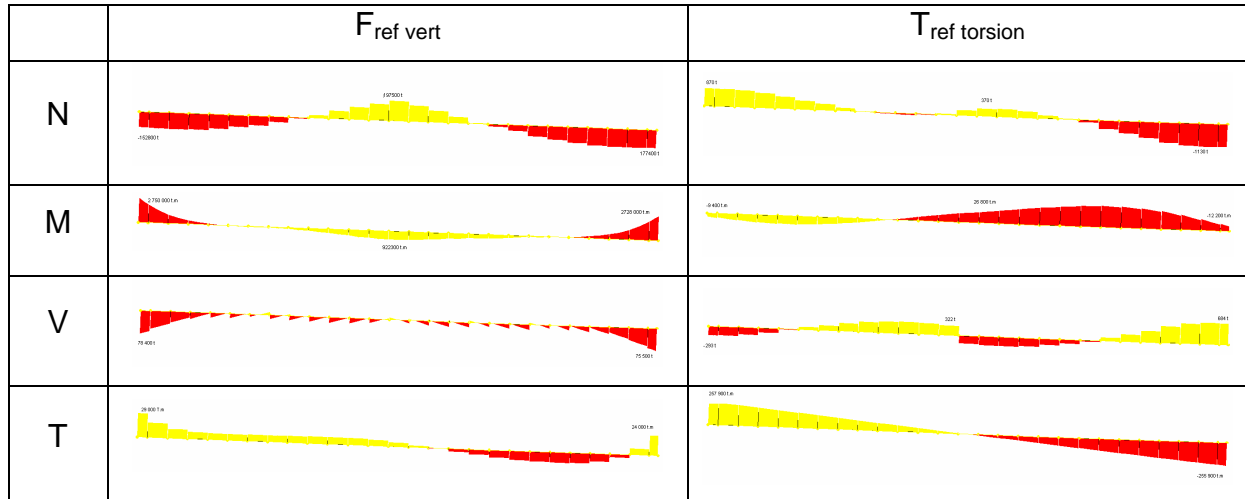
Les critères de pré dimensionnement qu'on s'est fixé sont bien respectés.

La traction ne dépasse pas les 1.5 MPa et la compression maxi reste admissible pour un béton C50

9. Charges et efforts sur le tablier

9.1. Sollicitations unitaires

1. Le tablier est soumis à un chargement de référence vertical. Les valeurs obtenues sous le logiciel SAP sont les suivantes :



Résumé sollicitations sous chargement de référence vertical de 1000 t/ml:

Section	N	T	V	M	σ_s	σ_i
	T	T	T	Tm	Mpa	Mpa
à l'appui 1	152 800	29 000	-78 400	-2 750 000	2 004.4	162.9
au mi-travée	-197 500	00	00	922 300	-1 709.5	-1 091.9
à l'appui 2	177 400	24 000	-75 500	-2 728 000.0	2 171.5	344.8

Résumé sollicitations sous chargement de référence de torsion 1000 t.m/ml:

Section	N	T	V	M	σ_s	σ_i
	(t)	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)
à l'appui 1	870	-293	257 900	-9 400	9,32	3,02
a mi-travée	370	322	0	26 800	-6,35	11,60
à l'appui 2	-1 130	684	-255 900	12 200	-12,10	-3,93

9.2. Efforts

9.2.1. Poids propre du tablier

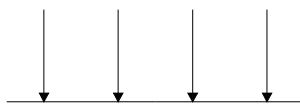
Section	N	T	V	M	σ_s	σ_i
	(t)	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)
à l'appui 1	4 782	0,00	0,00	0,00	33,91	33,91
a mi-travée	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
à l'appui 2	4782	0,00	0,00	0,00	33,91	33,91

9.2.2. Superstructure

Section	N	T	V	M	σ_s	σ_i
	(t)	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)
à l'appui 1	3 219	0	0	0	22,83	22,83
a mi-travée	0	0	0	0	0,00	0,00
à l'appui 2	3 219	0	0	0	22,83	22,83

9.2.3. Charge routière

- 4 voies chargées



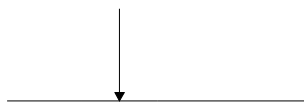
Section	N	T	V	M	σ_s	σ_i
	T	T	T	Tm	Mpa	Mpa
à l'appui 1	608	115	-312	-10 940	7.97	0.65
au mi-travée	-786	00	00	3 669	-6.80	-4.34
à l'appui 2	706	95	-300	-10 853	8.64	1.37

- Une voie chargée



Section	N	T	V	M	σ_s	σ_i
	T	T	T	Tm	Mpa	Mpa
à l'appui 1	147.34	1654.05	-80.26	-2691.23	1.95	0.14
au mi-travée	-199.86	0.00	2.03	753.59	-1.67	-1.17
à l'appui 2	184.55	-1588.44	-71.20	-2805.33	2.25	0.37

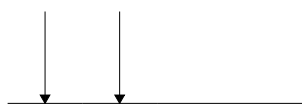
- 1 voie chargée



Nota : Même si ce n'est pas un cas prépondérant nous résumant ci-dessous les effets de ce cas de charges

Section	N	T	V	M	σ_s	σ_i
	<i>T</i>	<i>T</i>	<i>T</i>	<i>Tm</i>	<i>Mpa</i>	<i>Mpa</i>
à l'appui 1	150	751	-79	-2 724	1.98	0.15
au mi-travée	-199	00	01	847	-1.69	-1.12
à l'appui 2	181	-693	-74	-2 763	2.21	0.36

- 2 voies chargées



Section	N	T	V	M	σ_s	σ_i
	<i>T</i>	<i>T</i>	<i>T</i>	<i>Tm</i>	<i>Mpa</i>	<i>Mpa</i>
à l'appui 1	296	2 392	-159	-5 385	3.90	0.30
au mi-travée	-396	00	03	1 592	-3.34	-2.28
à l'appui 2	363	-2 268	-144	-5 537	4.43	0.72

9.3. Combinaisons

Section	N	T	V	M	σ_s	σ_i
	<i>T</i>	<i>T</i>		<i>Tm</i>	<i>Mpa</i>	<i>Mpa</i>
à l'appui 1	11 775	3 827	-127	-4 306	89.37	77.65
au mi-travée	-318	00	05	5 871	-2.67	-1.80
à l'appui 2	11 931	153	-114	-4 420	90.43	78.80

9.4. Vérifications

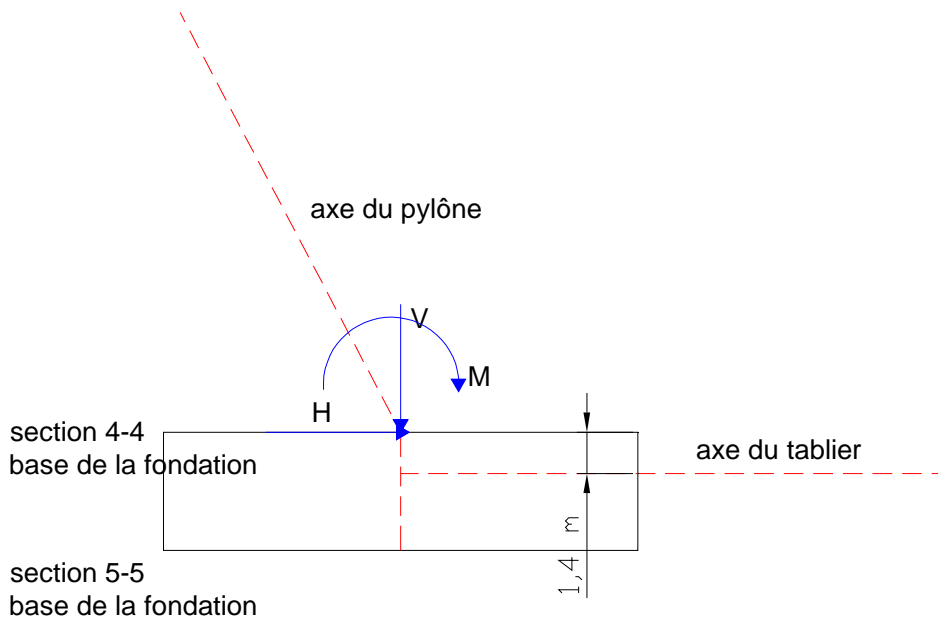
Vu les contraintes que nous avons, on s'aperçoit que nous restons dans les limites des sections métalliques de classe 1. La bibliographie montre que ce type de section (caisson à dalle orthotrope) est très assujetti à des instabilités locales, ce qui la place généralement dans les sections de classe 3, voir 4. Dans le cas de notre étude de prédimensionnement, prévoir cette marge est une nécessité pour la suite des études d'exécution.

10. Charges et efforts sur les fondations

10.1. Charges et principes

Pour le calcul des fondations nous avons considérée la descente des charges décrites aux ch. 7 et ch.8. Ceci représente l'ensemble des charges que la structure reprend du tablier par le pylône, et le pylône lui-même.

A la base du pylône nous avons une sollicitation de compression axiale totale réduite en pied de pylône, un moment de flexion total et un effort tranchant total qui sont illustrés sur le schéma ci-dessous :



10.2. Efforts

10.2.1. Poids propre du tablier

Section	V (t)	H (t)	M (tm)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
section 44	1 404	-2 392	-182 508	-0.4	0.5
section 55	1 404	00	-185 856	-0.4	0.5

10.2.2. Poids propre du pylône

Section	V (t)	H (t)	M (tm)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
section 44	14 831	00	331 594	1.1	-0.6
section 55	14 831	00	331 594	1.1	-0.6

10.2.3. Superstructure

Section	V	H	M	σ_s	σ_i
	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)
section 44	946	-1 610	-122 878	-0.3	0.3
section 55	946	00	-125 132	-0.3	0.3

10.2.4. Charges routières

Section	V	H	M	σ_s	σ_i
	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)
section 44	517	-881	-67 211	-0.2	0.2
section 55	517	00	-68 444	-0.2	0.2

10.2.5. Semelle

Section	V	H	M	σ_s	σ_i
	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)
section 44	00	00	00	0.0	0.0
section 55	15 000	00	00	0.3	0.3

10.3. Combinaisons

combinaison 1,35 G

Section	V	H	M	σ_s	σ_i	e
	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)	m
section 44	23 195	-5 402	35 381	0.5	0.3	1.5
section 55	43 445	00	27 818	0.8	0.7	0.6

combinaison 1,35 G + 1,6 Q

Section	V	H	M	σ_s	σ_i	e
	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)	m
section 44	24 023	-6 811	-72 156	0.2	0.6	-3.0
section 55	44 273	00	-81 692	0.5	0.9	-1.8

10.4. Vérifications ELU

Les contraintes de compression que l'on obtient sur la sous face de la fondation restent inférieures à la limite que nous nous sommes fixés de 2.5MPa < $q_l = 10,73$ MPa.

La vérification à l'ELU au glissement transversal par rapport à l'axe de l'ouvrage est assurée, d'après la condition :

$$H_d \leq 0.5V_d$$

où H_d représente la force horizontale et V_d représente la force verticale, de compression, par pied de pylône.

11. Efforts et contraintes

Pour avoir un aperçu des sollicitations que les différentes parties de l'ouvrage subissent, on regroupe ci-dessus les valeurs par type d'élément de l'ouvrage, avec les valeurs maximales.

11.1.1. Tablier

Section	Permanente		Surcharge		Total	
	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i
à l'appui 1	56.75	56.75	7.97	0.65	89.37	77.65
au mi-travée	0.00	0.00	-1.67	-1.12	-2.67	-1.80
à l'appui 2	56.75	56.75	8.64	1.37	90.43	78.80

Les efforts permanents induits dans le tablier sont maximaux sous charges permanentes, pour l'appui 1, situées du côté bas, vers Brive.

11.1.2. Pylône

Section	Poids propre du pylône		Permanentés		Surcharges		Précontrainte		Total	
	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i
1 - 1	0.65	0.65	-22.59	24.33	-4.97	5.35	36.17	-8.62	-1.40	33.67
2 - 2	0.42	0.42	-12.49	14.54	-2.75	3.20	20.16	-9.39	-0.52	15.93
3 - 3	19.48	-15.91	-15.78	16.81	-3.47	3.70	6.59	-2.91	6.03	4.22

11.1.3. Fondation

combinaison 1,35 G

Section	N	T	M	σ_s	σ_i	e
	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)	m
section 44	23 195	-5 402	35 381	0.5	0.3	1.5
section 55	43 445	00	27 818	0.8	0.7	0.6

combinaison 1,35 G + 1,6 Q

Section	N	T	M	σ_s	σ_i	e
	(t)	(t)	(tm)	(MPa)	(MPa)	m
section 44	24 023	-6 811	-72 156	0.2	0.6	-3.0
section 55	44 273	00	-81 692	0.5	0.9	-1.8

12. Annexe

12.1. Validation de l'outil de calcul

12.2. Plans

Annexe 1

Validation de l'outil de calcul

L'objectif est de vérifier les efforts obtenus en pied du pylône avec l'exploitation du fichier Excel.

La méthodologie a été la suivante :

- Prendre une charge permanente verticale appliquée tout au long du tablier
- Vérifier les efforts obtenus par un contre calcul manuel

Dans cette annexe on s'intéressera à expliquer plus en détail la méthodologie de l'outil de calcul.

Description de l'outil de calcul

Introduction

L'outil de calcul a été mis en place pour pouvoir pré dimensionner l'ouvrage.

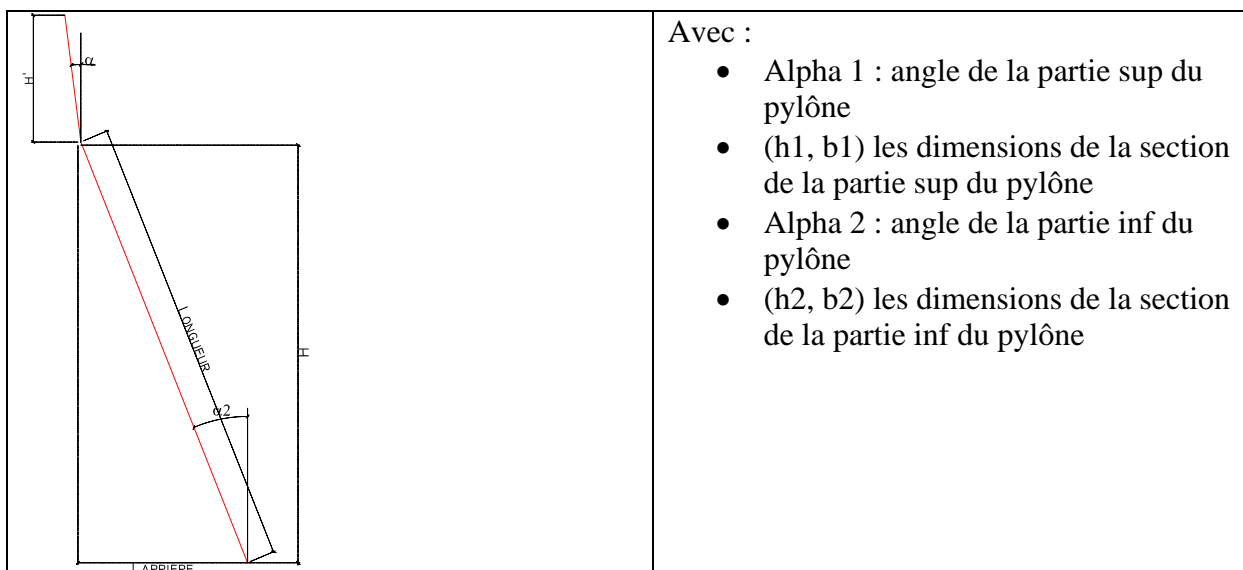
En effet, n'ayant pas des ordres de grandeur de référence dans la bibliographie pour ce genre d'ouvrage, avoir un outil flexible qui permet de faire des allers retours et d'affiner la section était primordiale

L'outil devait pouvoir intégrer toutes les données du problème géométrie précontrainte charges ...

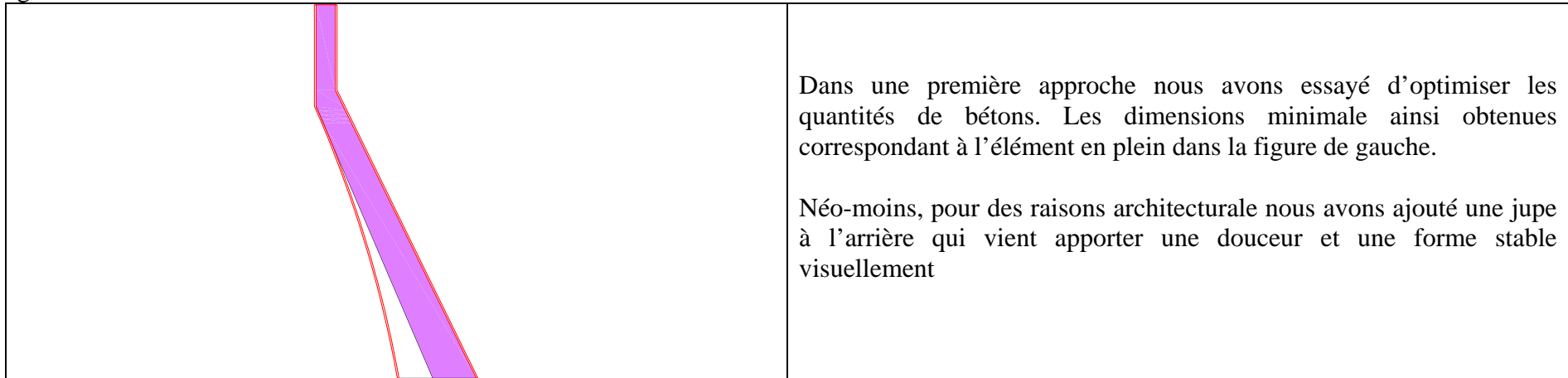
Les données

Vu la complexité de l'ouvrage on devait réaliser un outil permettant de tenir compte de tous les paramètres de l'ouvrage

- La géométrie ;
- Les matériaux ;
- La disposition des haubans ;
- La disposition de la précontrainte ;
- Les charges appliquées ...



Dans la suite on considérera une charge de 18.8t/ml appliquée le long de tablier sans tenir compte du poids propre de l'ouvrage avec la géométrie définie dans le schéma ci-dessous :



Dans une première approche nous avons essayé d'optimiser les quantités de bétons. Les dimensions minimale ainsi obtenues correspondant à l'élément en plein dans la figure de gauche.

Néo-moins, pour des raisons architecturale nous avons ajouté une jupe à l'arrière qui vient apporter une douceur et une forme stable visuellement

Ci-dessous une partie des données

H total	110 m	hauteur totale du hauban (cote verticale)
longeur travée	260 m	longeur de travée reprise par un mât

1. Matériaux

fck	50 MPa
fcd	33.33 MPa
poids volumique	0 t/m ³
charge répartie	18.08 t/ml

2. Partie droite

2.1 General

α angle d'inclinaison % vert	0.0 °	Angle d'inclinaison de la section droite % verticale
h	25 m	Hauteur de la section droite

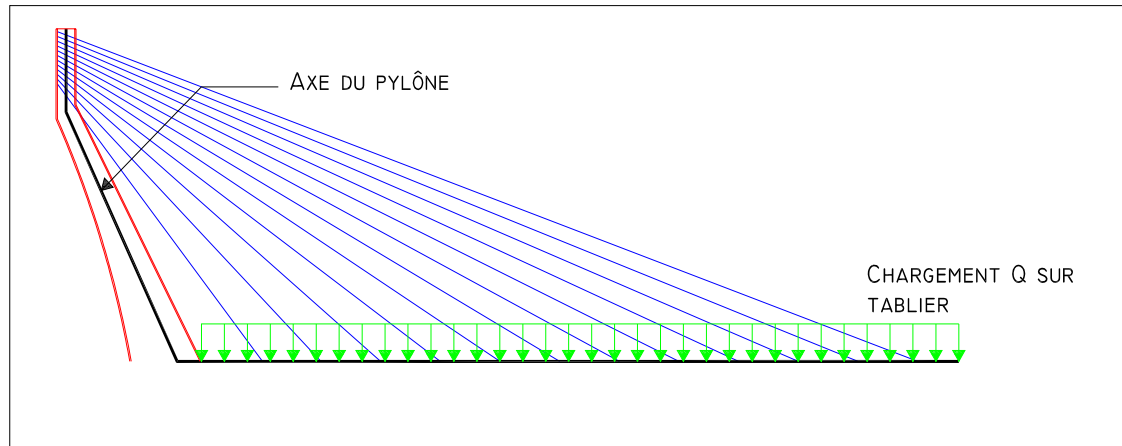
h section pied	6 m	Hauteur de la section (axe longitudinal de l'ouvrage)
b section pied	9 m	Largeur de la section (axe transversal de l'ouvrage)
S	54 m ²	section
I	162 m ⁴	inertie selon axe transversal
v	3 m	excentricité

2.2 hauban

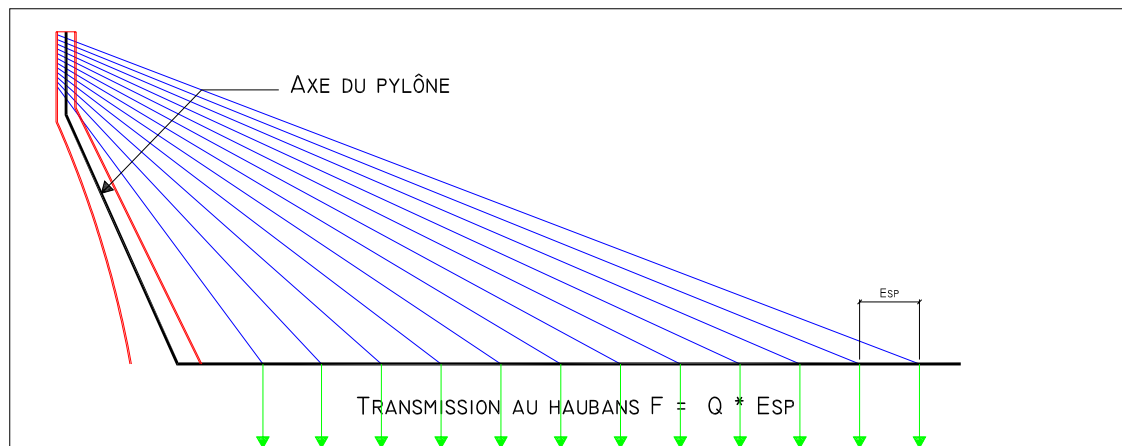
espacement ver hauban	1.6 m	Espacement vertical des haubans
espacement long	20.8 m	Espacement longitudinal des haubans (sur le tablier)

h incliné	84 m	
l arriere	40 m	
L incliné	93 m	
angle degré	25.46 °	par rapport à la verticale
angle radians	0.444 rad	
angle entre partie sup et inf	-25.5 °	
radians	-0.444 rad	
F tans axe partie inf	0 t	
F N axe partie inf	0 t	
M	0 t.m	
h sup	7.5 m	
h inf	15 m	
b section moyenne	5 m	

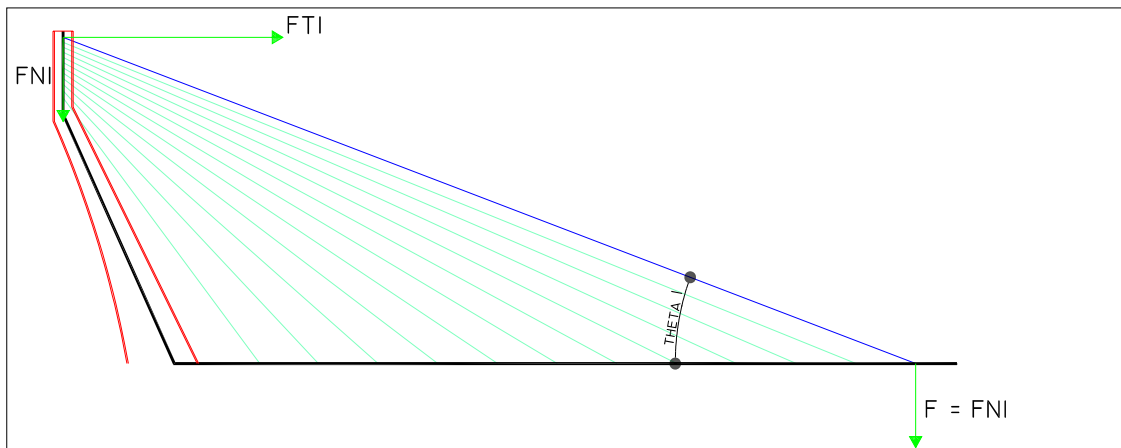
Transmission des efforts à la tête du pylône



- On applique une charge continue Q le long du tablier



- Ce chargement continu est repris par les haubans.
- Chaque hauban reprend la résultante des charges s'appliquant sur une distance égale à l'espacement entre les haubans.



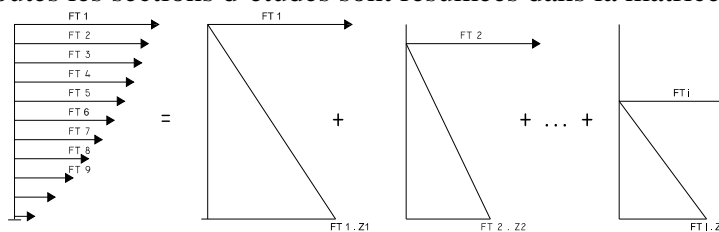
- Selon l'angle d'inclinaison du hauban θ_i la force F est décomposée en effort horizontal et effort normal à la partie supérieure du pylône.

La projection des différents efforts F_i selon les axes principaux de la partie droite est résumée ci-dessous

hauban	m	degres	radians	t	t	t	t
<i>i</i>	<i>Z_i</i>	θ° hori	θ radians	<i>F_{ti}</i> [t]	<i>F_{Ni}</i> [t]	<i>F_{N zi}</i> [t]	<i>F_{t zi}</i> [t]
1	25	20.6	0.360	1000.5	376.1	376.1	1000.5
2	23.4	21.8	0.380	942.6	376.1	752.1	1943.1
3	21.8	23.1	0.403	882.9	376.1	1128.2	2826.1
4	20.2	24.6	0.429	821.4	376.1	1504.3	3647.5
5	18.6	26.4	0.461	758.0	376.1	1880.3	4405.5
6	17	28.5	0.497	692.6	376.1	2256.4	5098.0
7	15.4	31.0	0.542	625.0	376.1	2632.4	5723.1
8	13.8	34.1	0.595	555.3	376.1	3008.5	6278.3
9	12.2	37.9	0.661	483.2	376.1	3384.6	6761.5
10	10.6	42.6	0.744	408.7	376.1	3760.6	7170.1
11	9	48.6	0.848	331.6	376.1	4136.7	7501.7
12	7.4	56.2	0.981	251.8	376.1	4512.8	7753.5
13	5.8	65.8	1.148	169.2	376.1	4888.8	7922.7

Tableau 1 efforts appliqués sur la partie droite du pylône

Les sections d'études ont été prises au niveau de l'ancrage des haubans. Elle définies par leur position Zi.
 Les moment induis par chaque hauban sur toutes les sections d'études sont résumées dans la matrice suivante.



<i>i</i>	Zi	Ft 1	Ft 2	Ft 3	Ft 4	Ft 5	Ft 6	Ft 7	Ft 8	Ft 9	Ft 10	Ft 11	Ft 12	Ft 13
		1001	942.61	883	821	758	693	625	555	483	409	332	252	169
1	25													
2	23.4	1600.9												
3	21.8	3201.7	1508.2											
4	20.2	4802.6	3016.4	1412.7										
5	18.6	6403.4	4524.5	2825.4	1314.3									
6	17	8004.3	6032.7	4238.1	2628.6	1212.8								
7	15.4	9605.2	7540.9	5650.8	3942.8	2425.6	1108.1							
8	13.8	11206.0	9049.1	7063.5	5257.1	3638.4	2216.2	1000.0						
9	12.2	12806.9	10557.2	8476.2	6571.4	4851.2	3324.3	2000.0	888.4					
10	10.6	14407.7	12065.4	9888.8	7885.7	6063.9	4432.3	3000.0	1776.8	773.1				
11	9	16008.6	13573.6	11301.5	9199.9	7276.7	5540.4	4000.0	2665.2	1546.2	653.9			
12	7.4	17609.5	15081.8	12714.2	10514.2	8489.5	6648.5	5000.1	3553.6	2319.2	1307.7	530.5		
13	5.8	19210.3	16590.0	14126.9	11828.5	9702.3	7756.6	6000.1	4442.0	3092.3	1961.6	1061.1	402.9	
Pied	0	25013.4	22057.1	19247.9	16592.7	14098.7	11773.4	9625.1	7662.5	5894.7	4331.8	2984.2	1863.4	981.3

<i>M total Zi</i>
0.0
1600.9
4709.9
9231.6
15067.6
22116.4
30273.3
39430.2
49475.5
60293.9
71766.1
83768.9
96174.5
142126.3

Tableau 2 : Effets des haubans au niveau des sections d'études

FN [t] = 0 effort axial dû au poids propre
 Ft [t] = 0 effort transversal dû au poids propre

effet du Poids au niveau de Zi	m	Ft 1	Ft 2	Ft 3	Ft 4	Ft 5	Ft 6	Ft 7	Ft 8	Ft 9	Ft 10	Ft 11	Ft 12	Ft 13
		0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	25													
2	23.4	0.0												
3	21.8	0.0	0.0											
4	20.2	0.0	0.0	0.0										
5	18.6	0.0	0.0	0.0	0.0									
6	17	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
7	15.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
8	13.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						
9	12.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
10	10.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
11	9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
12	7.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
13	5.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Pied	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

<i>M total Zi</i>
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0

Tableau 3 : Effet du poids propres au niveau des sections d'études

Le poids propre n'étant pas considéré dans cet exemple ce qui explique que toute la matrice comporte des valeurs nulles.

A ce stade on a donc les sollicitations exercées au niveau des sections d'études on peut donc déduire les contraintes qui s'y exercent :

Total		m	t	t	t.m	t/m ²	t/m ²	MPa	MPa
<i>i</i>	<i>Z_i</i>	<i>F_t</i>	<i>F_n</i>	<i>M</i>	<i>S_N</i>	<i>S_M</i>	<i>S_{fib sup}</i>	<i>S_{fib inf}</i>	
1	25	-1001	376	0	7	0	0.1	0.1	
2	23.4	-1943	752	-1601	14	-30	-0.2	0.4	
3	21.8	-2826	1128	-4710	21	-87	-0.7	1.1	
4	20.2	-3648	1504	-9232	28	-171	-1.4	2.0	
5	18.6	-4405	1880	-15068	35	-279	-2.4	3.1	
6	17	-5098	2256	-22116	42	-410	-3.7	4.5	
7	15.4	-5723	2632	-30273	49	-561	-5.1	6.1	
8	13.8	-6278	3009	-39430	56	-730	-6.7	7.9	
9	12.2	-6761	3385	-49475	63	-916	-8.5	9.8	
10	10.6	-7170	3761	-60294	70	-1117	-10.5	11.9	
11	9	-7502	4137	-71766	77	-1329	-12.5	14.1	
12	7.4	-7754	4513	-83769	84	-1551	-14.7	16.3	
13	5.8	-7923	4889	-96175	91	-1781	-16.9	18.7	
Pied	0	-7923	4889	-142126	91	-2632	-25.4	27.2	

Tableau 4 : Résumé des contraintes au niveau des sections d'études

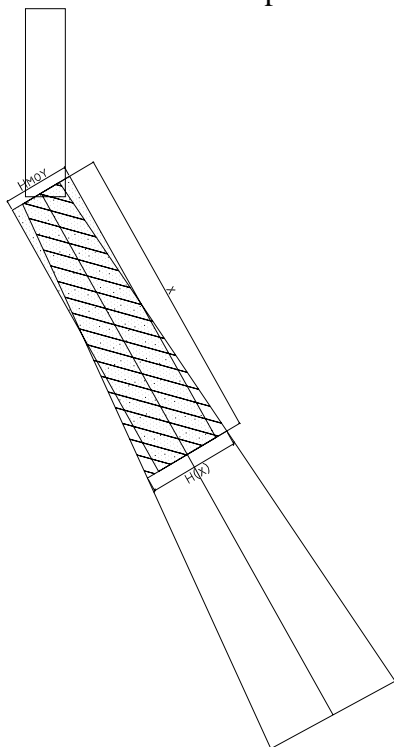
Comme on s'est limité à une traction de 2 MPa un outil a été mis en place pour permettre de trouver la bonne disposition de câble de précontrainte.

Par itération on arrive à obtenir le meilleur câblage.

nbre de lignes completes	câbles/lignes	n câble derniere ligne	nbre de T15 / câble	P	e	P/S	Pe*v/l	SN total	S Mtotal	S fib sup	S fib inf
0	30	0	22	0.0		0	0	0.07	0.00	0.07	0.07
0	30	0	22	0.0		0	0	0.14	-0.30	-0.16	0.44
0	30	0	22	0.0		0	0	0.21	-0.87	-0.66	1.08
0	30	6	22	22.1	2.76	0.41	1.13	0.69	-0.58	0.11	1.27
0	30	14	22	51.6	2.76	0.95	2.63	1.30	-0.16	1.14	1.46
0	30	24	22	88.4	2.76	1.64	4.51	2.05	0.41	2.47	1.64
1	30	6	22	132.6	2.69	2.46	6.60	2.94	1.00	3.94	1.95
1	30	20	22	184.1	2.60	3.41	8.86	3.97	1.56	5.53	2.41
2	30	6	22	243.1	2.51	4.50	11.28	5.13	2.12	7.24	3.01
2	30	28	22	324.1	2.37	6.00	14.24	6.70	3.07	9.77	3.63
3	30	20	22	405.1	2.22	7.50	16.66	8.27	3.37	11.64	4.90
4	30	20	22	515.6	2.03	9.55	19.35	10.38	3.84	14.22	6.54
5	30	26	22	648.2	1.80	12.00	21.57	12.91	3.76	16.67	9.15
6	30	22	22	743.9	1.63	13.78	22.39	14.68	-3.93	10.76	18.61

Tableau 5 : le câblage optimum et son effets sur la partie supérieur du pylône

La partie inférieure n'étant pas soumise à des chargements autres que sont poids propres et les charges transmises en pied du pylône.
 Pour une meilleure optimisation une discrétisation fine à été adopte pour la partie inférieure.



x [m]	h(x) [m]	h moy [m]	s moy [m²2]	l(x) [m²4]	Npp(x) [t]	Tpp(x) [t]	Mpp [t.m]	M sup	Ntotal	M total	SN	SM	SN+SM	SN-SM
2	7.60	7.55	37.7	183	0	0	0	-67 903	3 814	-67 903	1	-14	-13	15
4	7.69	7.60	38.0	190	0	0	0	-73 073	3 814	-73 073	1	-15	-14	16
6	7.79	7.64	38.2	197	0	0	0	-78 243	3 814	-78 243	1	-15	-15	16
8	7.88	7.69	38.5	204	0	0	0	-83 412	3 814	-83 412	1	-16	-15	17
10	7.98	7.74	38.7	212	0	0	0	-88 582	3 814	-88 582	1	-17	-16	18
12	8.07	7.79	38.9	219	0	0	0	-93 751	3 814	-93 751	1	-17	-16	18
14	8.17	7.84	39.2	227	0	0	0	-98 921	3 814	-98 921	1	-18	-17	19
16	8.27	7.88	39.4	235	0	0	0	-104 090	3 814	-104 090	1	-18	-17	19
18	8.36	7.93	39.7	244	0	0	0	-109 260	3 814	-109 260	1	-19	-18	20
20	8.46	7.98	39.9	252	0	0	0	-114 429	3 814	-114 429	1	-19	-18	20
22	8.55	8.03	40.1	261	0	0	0	-119 599	3 814	-119 599	1	-20	-19	21
24	8.65	8.07	40.4	270	0	0	0	-124 769	3 814	-124 769	1	-20	-19	21
26	8.75	8.12	40.6	279	0	0	0	-129 938	3 814	-129 938	1	-20	-20	21
28	8.84	8.17	40.9	288	0	0	0	-135 108	3 814	-135 108	1	-21	-20	22
30	8.94	8.22	41.1	297	0	0	0	-140 277	3 814	-140 277	1	-21	-20	22
32	9.03	8.27	41.3	307	0	0	0	-145 447	3 814	-145 447	1	-21	-21	22
34	9.13	8.31	41.6	317	0	0	0	-150 616	3 814	-150 616	1	-22	-21	23
36	9.22	8.36	41.8	327	0	0	0	-155 786	3 814	-155 786	1	-22	-21	23
38	9.32	8.41	42.1	337	0	0	0	-160 956	3 814	-160 956	1	-22	-21	23
40	9.42	8.46	42.3	348	0	0	0	-166 125	3 814	-166 125	1	-22	-22	23
42	9.51	8.51	42.5	359	0	0	0	-171 295	3 814	-171 295	1	-23	-22	24
44	9.61	8.55	42.8	370	0	0	0	-176 464	3 814	-176 464	1	-23	-22	24
46	9.70	8.60	43.0	381	0	0	0	-181 634	3 814	-181 634	1	-23	-22	24
48	9.80	8.65	43.2	392	0	0	0	-186 803	3 814	-186 803	1	-23	-23	24
50	9.90	8.70	43.5	404	0	0	0	-191 973	3 814	-191 973	1	-24	-23	24
52	9.99	8.75	43.7	416	0	0	0	-197 142	3 814	-197 142	1	-24	-23	24
54	10.09	8.79	44.0	428	0	0	0	-202 312	3 814	-202 312	1	-24	-23	25
56	10.18	8.84	44.2	440	0	0	0	-207 482	3 814	-207 482	1	-24	-23	25
58	10.28	8.89	44.4	452	0	0	0	-212 651	3 814	-212 651	1	-24	-23	25
60	10.37	8.94	44.7	465	0	0	0	-217 821	3 814	-217 821	1	-24	-24	25
62	10.47	8.98	44.9	478	0	0	0	-222 990	3 814	-222 990	1	-24	-24	25
64	10.57	9.03	45.2	491	0	0	0	-228 160	3 814	-228 160	1	-25	-24	25
66	10.66	9.08	45.4	505	0	0	0	-233 329	3 814	-233 329	1	-25	-24	25
68	10.76	9.13	45.6	519	0	0	0	-238 499	3 814	-238 499	1	-25	-24	25
70	10.85	9.18	45.9	533	0	0	0	-243 669	3 814	-243 669	1	-25	-24	26
72	10.95	9.22	46.1	547	0	0	0	-248 838	3 814	-248 838	1	-25	-24	26
74	11.04	9.27	46.4	561	0	0	0	-254 008	3 814	-254 008	1	-25	-24	26
76	11.14	9.32	46.6	576	0	0	0	-259 177	3 814	-259 177	1	-25	-24	26
78	11.24	9.37	46.8	591	0	0	0	-264 347	3 814	-264 347	1	-25	-24	26
80	11.33	9.42	47.1	606	0	0	0	-269 516	3 814	-269 516	1	-25	-25	26
82	11.43	9.46	47.3	622	0	0	0	-274 686	3 814	-274 686	1	-25	-25	26
84	11.52	9.51	47.6	638	0	0	0	-279 855	3 814	-279 855	1	-25	-25	26
86	11.62	9.56	47.8	654	0	0	0	-285 025	3 814	-285 025	1	-25	-25	26
88	11.72	9.61	48.0	670	0	0	0	-290 195	3 814	-290 195	1	-25	-25	26
90	11.81	9.66	48.3	687	0	0	0	-295 364	3 814	-295 364	1	-25	-25	26
92	11.91	9.70	48.5	703	0	0	0	-300 534	3 814	-300 534	1	-25	-25	26
93.94	12.00	9.75	48.8	720	0	0	0	-305 552	3 814	-305 552	1	-25	-25	26

Tableau 6 : partie inférieure du pylone

Contre calcul

On a $p = 18,0t/ml$

$M = pL^2/2 = 18,08.260^2 / 2 = 611 104 t.m \rightarrow$ moment repris par les deux pieds du pylône

$M/2 = 611 104/2 = 305 552 t.m$ la valeur ainsi obtenue est bien exactement la même que celle donnée par l'outil conçu.

PRECONTRAINTE DE LA PARTIE INFERIEUR

nbre de lignes completes	câbles/lignes	ble dernière lre de T15 / câ	P	e	P/S	Pe*v/l	SN total	S Mtotal	S fib sup	S fib inf	
5	15	4	22	290.9	2.74	5.39	14.77	6.41	-0.79	5.62	7.20
9	15	8	22	526.6	1.08	9.75	10.51	10.75	-5.41	5.34	16.16
9	15	8	22	526.6	1.08	9.75	10.51	10.73	-5.72	5.01	16.46
9	15	14	22	548.7	1.00	10.16	10.19	11.12	-6.32	4.80	17.44
9	15	14	22	548.7	1.00	10.16	10.19	11.10	-6.56	4.54	17.67
10	15	0	22	552.4	0.99	10.23	10.14	11.15	-6.83	4.32	17.98
10	15	0	22	552.4	0.99	10.23	10.14	11.14	-7.01	4.12	18.15
10	15	0	22	552.4	0.99	10.23	10.14	11.12	-7.18	3.94	18.30
10	15	0	22	552.4	0.99	10.23	10.14	11.10	-7.31	3.79	18.42
10	15	0	22	552.4	0.99	10.23	10.14	11.09	-7.43	3.66	18.52
9	15	12	22	541.4	1.03	10.03	10.30	10.87	-7.37	3.50	18.24
9	15	12	22	541.4	1.03	10.03	10.30	10.85	-7.46	3.40	18.31
9	15	12	22	541.4	1.03	10.03	10.30	10.84	-7.52	3.32	18.36
9	15	12	22	541.4	1.03	10.03	10.30	10.83	-7.58	3.25	18.40
9	15	12	22	541.4	1.03	10.03	10.30	10.81	-7.61	3.20	18.43
8	15	6	22	464.0	1.30	8.59	11.16	9.37	-6.78	2.59	16.15
8	15	6	22	464.0	1.30	8.59	11.16	9.36	-6.79	2.56	16.15
7	15	6	22	408.8	1.49	7.57	11.31	8.32	-6.65	1.67	14.97
7	15	6	22	408.8	1.49	7.57	11.31	8.31	-6.65	1.66	14.96
7	15	6	22	408.8	1.49	7.57	11.31	8.30	-6.64	1.66	14.94
6	15	10	22	368.3	1.64	6.82	11.17	7.54	-6.77	0.77	14.31
6	15	10	22	368.3	1.64	6.82	11.17	7.53	-6.75	0.78	14.27
6	15	10	22	368.3	1.64	6.82	11.17	7.52	-6.72	0.80	14.23
5	15	12	22	320.4	1.81	5.93	10.73	6.62	-7.12	-0.50	13.74
5	15	12	22	320.4	1.81	5.93	10.73	6.61	-7.08	-0.47	13.69
5	15	12	22	320.4	1.81	5.93	10.73	6.60	-7.03	-0.43	13.64
5	15	4	22	290.9	1.91	5.39	10.30	6.05	-7.42	-1.37	13.47
5	15	4	22	290.9	1.91	5.39	10.30	6.04	-7.37	-1.33	13.41
5	15	4	22	290.9	1.91	5.39	10.30	6.03	-7.31	-1.28	13.34
4	15	10	22	257.8	2.03	4.77	9.68	5.41	-7.87	-2.47	13.28
4	15	10	22	257.8	2.03	4.77	9.68	5.40	-7.81	-2.41	13.21
4	15	4	22	235.7	2.11	4.36	9.19	4.98	-8.23	-3.25	13.22
4	15	4	22	235.7	2.11	4.36	9.19	4.97	-8.17	-3.19	13.14
3	15	12	22	209.9	2.20	3.89	8.54	4.49	-8.75	-4.26	13.23
3	15	12	22	209.9	2.20	3.89	8.54	4.48	-8.67	-4.19	13.16
3	15	12	22	209.9	2.20	3.89	8.54	4.48	-8.60	-4.13	13.08
3	15	4	22	180.5	2.30	3.34	7.68	3.92	-9.39	-5.47	13.31
3	15	4	22	180.5	2.30	3.34	7.68	3.92	-9.31	-5.40	13.23
2	15	10	22	147.3	2.41	2.73	6.58	3.30	-10.34	-7.05	13.64
2	15	10	22	147.3	2.41	2.73	6.58	3.29	-10.26	-6.98	13.55
2	15	6	22	132.6	2.46	2.46	6.04	3.01	-10.72	-7.71	13.73
2	15	6	22	132.6	2.46	2.46	6.04	3.00	-10.64	-7.64	13.65
2	15	0	22	110.5	2.56	2.05	5.24	2.59	-11.37	-8.78	13.96
2	15	0	22	110.5	2.56	2.05	5.24	2.58	-11.29	-8.71	13.87
2	15	0	22	110.5	2.56	2.05	5.24	2.58	-11.21	-8.63	13.79
1	15	12	22	99.4	2.58	1.84	4.75	2.37	-11.61	-9.25	13.98
1	15	12	22	99.4	2.58	1.84	4.75	2.36	-11.57	-9.21	13.93

Tableau 7 : Précontrainte nécessaire pour la partie inférieur

Validation de la stabilité de l'ensemble sous chargement permanent

Charges réparties uniformes sur le tablier

Remarque :

L'espace des haubans sur le pylône et sur le tablier a été modifié lors des dernières séances avant le rendu.

Tous les dessins affectés ont été mis à jour :

Avec la nouvelle géométrie les données utilisées sont les suivantes :

Données

H total	110 m	hauteur totale du hauban (cote verticale)
longeur travée	260 m	longeur de travée reprise par un mât

1. Matériaux

fck	50 MPa
fcd	33.33 MPa
poide volumique	2.5 t/m ³
charge repartie	18.08 t/ml

2. Partie droite

2.1 General

α angle d'inclinaison % vert	0.0 °	Angle d'inclinaison de la section droite % verticale
h	25 m	Hauteur de la section droite

h section pied	6 m	Hauteur de la section (axe longitudinal de l'ouvrage)
b section pied	9 m	Largeur de la section (axe transversal de l'ouvrage)
S	54 m ²	section
I	162 m ⁴	inertie selon axe transversal
v	3 m	excentricité

2.2 hauban

espacement ver hauban	1.6 m	Espacement vertical des haubans
espacement long	20.8 m	Espacement longitudinal des haubans (sur le tablier)

Efforts transmis par les haubans

hauban	m	degres	radians	t	t	t	t
<i>i</i>	Zi	θ % hori	θ radians	Fti [t]	FNi [t]	FN zi [t]	Ft zi [t]
1	25	20.6	0.360	1000.5	376.1	376.1	1000.5
2	23.4	21.8	0.380	942.6	376.1	752.1	1943.1
3	21.8	23.1	0.403	882.9	376.1	1128.2	2826.1
4	20.2	24.6	0.429	821.4	376.1	1504.3	3647.5
5	18.6	26.4	0.461	758.0	376.1	1880.3	4405.5
6	17	28.5	0.497	692.6	376.1	2256.4	5098.0
7	15.4	31.0	0.542	625.0	376.1	2632.4	5723.1
8	13.8	34.1	0.595	555.3	376.1	3008.5	6278.3
9	12.2	37.9	0.661	483.2	376.1	3384.6	6761.5
10	10.6	42.6	0.744	408.7	376.1	3760.6	7170.1
11	9	48.6	0.848	331.6	376.1	4136.7	7501.7
12	7.4	56.2	0.981	251.8	376.1	4512.8	7753.5
13	5.8	65.8	1.148	169.2	376.1	4888.8	7922.7

Moments induits par les haubans au niveau des sections d'études

<i>i</i>	Zi	Ft 1	Ft 2	Ft 3	Ft 4	Ft 5	Ft 6	Ft 7	Ft 8	Ft 9	Ft 10	Ft 11	Ft 12	Ft 13
1	25	1001												
2	23.4	1600.9	942.61											
3	21.8	3201.7	1508.2											
4	20.2	4802.6	3016.4	1412.7										
5	18.6	6403.4	4524.5	2825.4	1314.3									
6	17	8004.3	6032.7	4238.1	2628.6	1212.8								
7	15.4	9605.2	7540.9	5650.8	3942.8	2425.6	1108.1							
8	13.8	11206.0	9049.1	7063.5	5257.1	3638.4	2216.2	1000.0						
9	12.2	12806.9	10557.2	8476.2	6571.4	4851.2	3324.3	2000.0	888.4					
10	10.6	14407.7	12065.4	9888.8	7885.7	6063.9	4432.3	3000.0	1776.8	773.1				
11	9	16008.6	13573.6	11301.5	9199.9	7276.7	5540.4	4000.0	2665.2	1546.2	653.9			
12	7.4	17609.5	15081.8	12714.2	10514.2	8489.5	6648.5	5000.1	3553.6	2319.2	1307.7	530.5		
13	5.8	19210.3	16590.0	14126.9	11828.5	9702.3	7756.6	6000.1	4442.0	3092.3	1961.6	1061.1	402.9	
Pied	0	25013.4	22057.1	19247.9	16592.7	14098.7	11773.4	9625.1	7662.5	5894.7	4331.8	2984.2	1863.4	981.3

M total Zi
0.0
1600.9
4709.9
9231.6
15067.6
22116.4
30273.3
39430.2
49475.5
60293.9
71766.1
83768.9
96174.5
142126.3

Effets du poids propre de la partie supérieure

effet du Poids au niveau de Zi	m	Ft 1	Ft 2	Ft 3	Ft 4	Ft 5	Ft 6	Ft 7	Ft 8	Ft 9	Ft 10	Ft 11	Ft 12	Ft 13
		0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	25													
2	23.4	0.0												
3	21.8	0.0	0.0											
4	20.2	0.0	0.0	0.0										
5	18.6	0.0	0.0	0.0	0.0									
6	17	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0								
7	15.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0							
8	13.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						
9	12.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					
10	10.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0				
11	9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
12	7.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
13	5.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Pied	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

M total Zi
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0
0.0

FN [t]	216	effort axial dû au poids propre
Ft [t]	0	effort transversal dû au poids propre

Contraintes induites par les efforts transmis par les haubans et le poids propre

Total	m	t	t	t.m	t/m²	t/m²	MPa	MPa
i	Zi	Ft	Fn	M	S N	S M	S fib sup	S fib inf
1	25	-1001	592	0	11	0	0.1	0.1
2	23.4	-1943	1184	-1601	22	-30	-0.1	0.5
3	21.8	-2826	1776	-4710	33	-87	-0.5	1.2
4	20.2	-3648	2368	-9232	44	-171	-1.3	2.1
5	18.6	-4405	2960	-15068	55	-279	-2.2	3.3
6	17	-5098	3552	-22116	66	-410	-3.4	4.8
7	15.4	-5723	4144	-30273	77	-561	-4.8	6.4
8	13.8	-6278	4737	-39430	88	-730	-6.4	8.2
9	12.2	-6761	5329	-49475	99	-916	-8.2	10.1
10	10.6	-7170	5921	-60294	110	-1117	-10.1	12.3
11	9	-7502	6513	-71766	121	-1329	-12.1	14.5
12	7.4	-7754	7105	-83769	132	-1551	-14.2	16.8
13	5.8	-7923	7697	-96175	143	-1781	-16.4	19.2
Pied	0	-7923	7697	-142126	143	-2632	-24.9	27.7

Vérification de l'effet du tracé des câbles de précontrainte

PRECONTRAITE DE LA PARTIE SUPERIEUR

nbre de lignes completes	câbles/lignes	n câble derniere ligne	nbre de T15 / câble	P	e	P/S	Pe*v/l	SN total	S Mtotal	S fib sup	S fib inf
0	30	0	22	0.0		0	0	0.11	0.00	0.11	0.11
0	30	0	22	0.0		0	0	0.22	-0.30	-0.08	0.52
0	30	0	22	0.0		0	0	0.33	-0.87	-0.54	1.20
0	30	6	22	22.1	2.76	0.41	1.13	0.85	-0.58	0.27	1.43
0	30	14	22	51.6	2.76	0.95	2.63	1.50	-0.16	1.34	1.66
0	30	24	22	88.4	2.76	1.64	4.51	2.29	0.41	2.71	1.88
1	30	6	22	132.6	2.69	2.46	6.60	3.22	1.00	4.22	2.23
1	30	20	22	184.1	2.60	3.41	8.86	4.29	1.56	5.85	2.73
2	30	6	22	243.1	2.51	4.50	11.28	5.49	2.12	7.60	3.37
2	30	28	22	324.1	2.37	6.00	14.24	7.10	3.07	10.17	4.03
3	30	20	22	405.1	2.22	7.50	16.66	8.71	3.37	12.08	5.34
4	30	20	22	515.6	2.03	9.55	19.35	10.86	3.84	14.70	7.02
5	30	26	22	648.2	1.80	12.00	21.57	13.43	3.76	17.19	9.67
6	30	22	22	743.9	1.63	13.78	22.39	15.20	-3.93	11.28	19.13

Efforts et contraintes sur la partie inférieure du pylône

x [m]	h(x) [m]	h moy [m]	s moy [m^2]	l(x) [m^4]	Npp(x) [t]	Tpp(x) [t]	Mpp [t.m]	M sup		Ntotal	M total	SN	SM	SN+SM	SN-SM
2	7.66	7.58	37.9	187	171	81	81	-74 907		5 349	-74 826	1	-15	-14	17
4	7.82	7.66	38.3	199	346	165	329	-78 751		5 524	-78 422	1	-15	-14	17
6	7.98	7.74	38.7	212	524	250	749	-82 595		5 702	-81 846	1	-15	-14	17
8	8.14	7.82	39.1	225	706	336	1 345	-86 439		5 884	-85 094	1	-15	-14	17
10	8.31	7.90	39.5	239	892	425	2 124	-90 283		6 070	-88 159	1	-15	-14	17
12	8.47	7.98	39.9	253	1 081	515	3 089	-94 127		6 259	-91 038	1	-15	-14	17
14	8.63	8.06	40.3	268	1 274	607	4 247	-97 971		6 452	-93 724	1	-15	-14	17
16	8.79	8.14	40.7	283	1 471	700	5 603	-101 815		6 648	-96 212	2	-15	-13	16
18	8.95	8.23	41.1	299	1 671	796	7 161	-105 659		6 849	-98 498	2	-15	-13	16
20	9.11	8.31	41.5	315	1 875	893	8 928	-109 503		7 053	-100 575	2	-15	-13	16
22	9.27	8.39	41.9	332	2 082	992	10 907	-113 347		7 260	-102 440	2	-14	-13	16
24	9.43	8.47	42.3	350	2 293	1 092	13 105	-117 191		7 471	-104 086	2	-14	-12	16
26	9.60	8.55	42.7	368	2 508	1 194	15 527	-121 035		7 686	-105 508	2	-14	-12	15
28	9.76	8.63	43.1	387	2 727	1 298	18 178	-124 879		7 904	-106 701	2	-13	-12	15
30	9.92	8.71	43.5	407	2 949	1 404	21 062	-128 723		8 126	-107 661	2	-13	-11	15
32	10.08	8.79	43.9	427	3 174	1 512	24 186	-132 567		8 352	-108 381	2	-13	-11	14
34	10.24	8.87	44.4	448	3 404	1 621	27 554	-136 411		8 581	-108 857	2	-12	-11	14
36	10.40	8.95	44.8	469	3 637	1 732	31 172	-140 255		8 814	-109 083	2	-12	-10	14
38	10.56	9.03	45.2	491	3 873	1 844	35 044	-144 099		9 051	-109 055	2	-12	-10	13
40	10.72	9.11	45.6	514	4 114	1 959	39 177	-147 943		9 291	-108 766	2	-11	-10	13
42	10.89	9.19	46.0	537	4 357	2 075	43 574	-151 787		9 535	-108 213	2	-11	-9	13
44	11.05	9.27	46.4	562	4 605	2 193	48 242	-155 631		9 783	-107 388	2	-11	-9	12
46	11.21	9.35	46.8	587	4 856	2 312	53 186	-159 475		10 034	-106 289	2	-10	-8	12
48	11.37	9.43	47.2	612	5 111	2 434	58 411	-163 319		10 289	-104 908	2	-10	-8	12
50	11.53	9.52	47.6	639	5 369	2 557	63 921	-167 163		10 547	-103 242	2	-9	-7	11
52	11.69	9.60	48.0	666	5 631	2 682	69 723	-171 007		10 809	-101 284	2	-9	-7	11
54	11.85	9.68	48.4	694	5 897	2 808	75 821	-174 851		11 075	-99 030	2	-8	-7	10
56	12.01	9.76	48.8	723	6 167	2 936	82 221	-178 695		11 344	-96 474	2	-8	-6	10
58	12.18	9.84	49.2	752	6 440	3 066	88 927	-182 539		11 617	-93 612	2	-8	-6	9
60	12.34	9.92	49.6	782	6 716	3 198	95 945	-186 383		11 894	-90 437	2	-7	-5	9
62	12.50	10.00	50.0	813	6 996	3 332	103 281	-190 227		12 174	-86 946	2	-7	-5	9
64	12.66	10.08	50.4	845	7 280	3 467	110 939	-194 071		12 458	-83 132	2	-6	-4	8
66	12.82	10.16	50.8	878	7 568	3 604	118 925	-197 915		12 746	-78 990	2	-6	-4	8
68	12.98	10.24	51.2	912	7 859	3 742	127 243	-201 759		13 037	-74 516	2	-5	-3	7
70	13.14	10.32	51.6	946	8 154	3 883	135 899	-205 603		13 332	-69 703	2	-5	-3	7
72	13.30	10.40	52.0	981	8 452	4 025	144 899	-209 447		13 630	-64 548	2	-4	-2	6
74	13.47	10.48	52.4	1017	8 755	4 169	154 247	-213 291		13 932	-59 044	2	-4	-2	6
76	13.63	10.56	52.8	1054	9 060	4 314	163 948	-217 135		14 238	-53 186	2	-3	-1	6
78	13.79	10.64	53.2	1092	9 370	4 462	174 009	-220 979		14 547	-46 970	2	-3	-1	5
80	13.95	10.72	53.6	1131	9 683	4 611	184 433	-224 823		14 860	-40 390	2	-2	0	5
82	14.11	10.81	54.0	1171	9 999	4 762	195 226	-228 667		15 177	-33 440	2	-2	0	4
84	14.27	10.89	54.4	1211	10 320	4 914	206 394	-232 511		15 497	-26 116	2	-2	1	4
86	14.43	10.97	54.8	1253	10 644	5 068	217 942	-236 355		15 821	-18 413	2	-1	1	3
88	14.59	11.05	55.2	1295	10 971	5 224	229 874	-240 199		16 149	-10 325	2	-1	2	3
90	14.76	11.13	55.6	1338	11 302	5 382	242 196	-244 043		16 480	-1 847	2	0	2	2
92	14.92	11.21	56.0	1383	11 637	5 542	254 913	-247 887		16 815	7 026	2	0	3	2
93	15.00	11.25	56.3	1406	11 813	5 625	261 668	-249 881		16 990	11 787	2	1	3	2

Effet de la précontrainte sur la partie inférieure

PRECONTRAINTE DE LA PARTIE INFÉRIEUR

nbre de lignes completes	câbles/lignes	ble dernière lre de T15 / câ	P	e	P/S	Pe*v/l	SN total	S Mtotal	S fib sup	S fib inf	
5	15	4	22	290.9	2.74	5.39	14.77	6.78	-0.52	6.26	7.31
9	15	8	22	526.6	1.08	9.75	10.51	11.16	-4.87	6.29	16.04
9	15	8	22	526.6	1.08	9.75	10.51	11.18	-4.90	6.28	16.08
9	15	14	22	548.7	1.00	10.16	10.19	11.61	-5.20	6.40	16.81
9	15	14	22	548.7	1.00	10.16	10.19	11.62	-5.14	6.48	16.77
10	15	0	22	552.4	0.99	10.23	10.14	11.71	-5.10	6.61	16.81
10	15	0	22	552.4	0.99	10.23	10.14	11.73	-4.97	6.76	16.69
10	15	0	22	552.4	0.99	10.23	10.14	11.74	-4.81	6.94	16.55
10	15	0	22	552.4	0.99	10.23	10.14	11.76	-4.61	7.15	16.37
10	15	0	22	552.4	0.99	10.23	10.14	11.78	-4.40	7.38	16.18
9	15	12	22	541.4	1.03	10.03	10.30	11.59	-4.00	7.59	15.59
9	15	12	22	541.4	1.03	10.03	10.30	11.61	-3.74	7.87	15.34
9	15	12	22	541.4	1.03	10.03	10.30	11.63	-3.45	8.17	15.08
9	15	12	22	541.4	1.03	10.03	10.30	11.65	-3.15	8.49	14.80
9	15	12	22	541.4	1.03	10.03	10.30	11.66	-2.84	8.83	14.50
8	15	6	22	464.0	1.30	8.59	11.16	10.25	-1.64	8.61	11.89
8	15	6	22	464.0	1.30	8.59	11.16	10.27	-1.29	8.98	11.56
7	15	6	22	408.8	1.49	7.57	11.31	9.26	-0.79	8.48	10.05
7	15	6	22	408.8	1.49	7.57	11.31	9.28	-0.42	8.87	9.70
7	15	6	22	408.8	1.49	7.57	11.31	9.30	-0.04	9.27	9.34
6	15	10	22	368.3	1.64	6.82	11.17	8.57	0.21	8.78	8.36
6	15	10	22	368.3	1.64	6.82	11.17	8.59	0.61	9.20	7.98
6	15	10	22	368.3	1.64	6.82	11.17	8.61	1.02	9.63	7.59
5	15	12	22	320.4	1.81	5.93	10.73	7.74	0.99	8.74	6.75
5	15	12	22	320.4	1.81	5.93	10.73	7.76	1.41	9.18	6.35
5	15	12	22	320.4	1.81	5.93	10.73	7.78	1.84	9.62	5.94
5	15	4	22	290.9	1.91	5.39	10.30	7.26	1.84	9.10	5.42
5	15	4	22	290.9	1.91	5.39	10.30	7.28	2.28	9.55	5.00
5	15	4	22	290.9	1.91	5.39	10.30	7.30	2.72	10.02	4.58
4	15	10	22	257.8	2.03	4.77	9.68	6.70	2.55	9.25	4.16
4	15	10	22	257.8	2.03	4.77	9.68	6.72	3.00	9.72	3.72
4	15	4	22	235.7	2.11	4.36	9.19	6.33	2.97	9.30	3.37
4	15	4	22	235.7	2.11	4.36	9.19	6.35	3.42	9.78	2.93
3	15	12	22	209.9	2.20	3.89	8.54	5.90	3.24	9.13	2.66
3	15	12	22	209.9	2.20	3.89	8.54	5.92	3.70	9.62	2.21
3	15	12	22	209.9	2.20	3.89	8.54	5.94	4.17	10.10	1.77
3	15	4	22	180.5	2.30	3.34	7.68	5.41	3.78	9.19	1.64
3	15	4	22	180.5	2.30	3.34	7.68	5.43	4.25	9.68	1.19
2	15	10	22	147.3	2.41	2.73	6.58	4.84	3.62	8.45	1.22
2	15	10	22	147.3	2.41	2.73	6.58	4.86	4.09	8.95	0.77
2	15	6	22	132.6	2.46	2.46	6.04	4.61	4.03	8.63	0.58
2	15	6	22	132.6	2.46	2.46	6.04	4.63	4.50	9.13	0.12
2	15	0	22	110.5	2.56	2.05	5.24	4.24	4.17	8.41	0.06
2	15	0	22	110.5	2.56	2.05	5.24	4.26	4.65	8.91	-0.39
2	15	0	22	110.5	2.56	2.05	5.24	4.28	5.13	9.41	-0.85
1	15	12	22	99.4	2.58	1.84	4.75	4.10	5.13	9.23	-1.04
1	15	12	22	99.4	2.58	1.84	4.75	4.11	5.38	9.49	-1.27

On note que notre pylône est bien stable sous chargement permanent (pas de contrainte de traction supérieure à 2 MPa)