

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson

## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**Conception et étude d'un pont à la wilaya  
d'Annaba de PK00+221.80 au  
PK00+501.80**

Présenté par :

SEBOUI Hatem

Encadré par :

Mr BABAKHOUYA Youcef

Promotion 2018 /2019

# Remerciements

**J**e commence tout d'abord par remercier Dieu le tout puissant, clément et miséricordieux, qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour entamer et accomplir ce modeste travail.

**J**e tiens à remercier mon cher encadreur Mr **BABAKHOUYA Youcef** pour ses conseils, sa guidance sa motivation et sa disponibilité durant toute la période d'étude.

**J**e remercie également Mme **MESSAOUDI-MEZOUAR** qui m' a bien aider.

**J**e remercie également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré ma formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'il m'ont rapporté.

**S**ans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

**A** tous ceux et aux autres qui ont aidé dans l'élaboration de ce travail de près ou de loin je dis du fond de mon cœur.

***MERCI***

## Dédicace

*A mes très chers parents*

*SEBOUI Said*

\* \*

*KHAZZANE Salima*

*Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète,*

*Et te protège et te garde en bonne santé.*

*A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

*A mes frères: Walid, Housseem, Amdjed, Wail.*

*J'espère avoir le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection Je vous remercie pour le soutien moral et l'encouragement que vous m'avez accordés .Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez*

*Et un brillant avenir.*

*A mes meilleurs amis : Bilel, Aimen, walid, walid, bari, Sami, Nassim, Oussama,*

*A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.*

*A toute la famille ENSTP : Etudiants – Enseignants*

*Hatem*

## ملخص

يهدف هذا المشروع إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 00+221.80 والنقطة الكيلومترية 00+501.80 بطول 280 متر، من خط الطريق الذي يربط بين مطار عنابة والحجار.

بدأنا عملنا بتقديم بحث ببليوغرافي حول ظاهرة اللتواء في الجسور، و توجهنا لاحقا الى التصميم العام، حيث قمنا باقتراح خيارين (02)، و اخترنا الأحسن من بينها استنادا لتحليل متعدد المعايير ، حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت منجز بطريقة التتابع المتتالي، بعد ذلك قمنا بدراسة للبنية الفوقية والبنية التحتية، مع المرور بحساب سابقة الإجهاد ، الدراسة الزلزالية ووضع قياس مختلف العناصر المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المنظومات المعمول بها في الجزائر وبالاعتماد على برامج للحساب.

**كلمات مفتاحية:** الخرسانة مسبقة الإجهاد، جسر منحرف، البنية التحتية، اجهاد لاحق، جسر صندوقي.

## Résumé

L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 00+221.80 et le PK00+501.80 d'une longueur de 280 mètres , de la ligne routière reliant l'aéroport D'ANNABA et EL HADJAR.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur le phénomène de torsion dans les ponts, Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 2 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, d'où on a opté pour la solution d'un pont voussoir à hauteur constante réalisé par la méthode d'encorbellements successifs, après Nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant à des les règlements utilisés en Algérie et en basant sur de des logiciels de calcul.

**Mots clés :** Béton précontraint, pont courbe, infrastructure, post tension, pont en caisson.

## Abstract

The purpose of this work involves the design and study of a bridge located between PK00 +221.80 and PK00+501.80 with a length of 280 meters, from the road line connecting ANNABA airport and EL HADJAR.

We have started our work with a bibliographic research on the phenomenon of torsion in the bridges. Later, we went to the general design of which we proposed two (02) variants, and then the choice of the variant is based on multicriteria analysis, where we have chosen a constant height box bridge made by the method of successive corbelling for the comprehensive study, After, we studied the superstructure and infrastructure by going through pre-stress calculations, earthquake study, and the sizing of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria and using calculation programs

**Keywords:** Prestressed concrete, curved bridge, infrastructure, post tensioning, box bridgespans.

# Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
------------------------------------	---

## **Chapitre I : Recherche Bibliographique**

I.1. INTRODUCTION. ..	2
I.2. LA TORSION DANS L'OUVRAGE D'ART 'PONT' .....	2
I.2.2 Exemple de 'Pont De TACOMA 1940' ayant subi la torsion .....	3
I.2.3 Exemple de 'Pont GOLDEN GATE 'ayant subi la torsion.....	3
I.3 TORSION PURE LIBRE ET UNIFORME .....	6
I.3.1. Paramètres de la torsion pure libre et uniforme.....	6
I.4. EXEMPLES DE CALCULS .....	7
I.4.1. Exemple 1 .....	7
I.4.2 Exemple 2. ....	8
I.5. CONCLUSION. ....	11

## **Chapitre II : Présentation De L'ouvrage**

II.1. INTRODUCTION. ....	12
II.2. PRESENTATION DU PROJET. ....	12
II.2.1. Objectif et situation du projet.....	12
II.2.2. L'obstacle à franchir .....	12
II.3. LES DONNEES DE PROJET .....	12
II.3.1. Les données fonctionnelles .....	12
II.3.1.1. Tracé en plan .....	12
II.3.1.2. Profil en long .....	13
II.3.1.3. Profil en travers .....	13
II.3.1.4. Gabarit .....	13
II.3.2. Les données naturelles .....	14
II.3.2.1. Topographie.....	14
II.3.2.2. Géotechnique.....	14
II.3.2.3. Sismicité du site.....	16
II.3.2.4. La température.....	16
II.3.2.5. La neige .....	16
II.3.2.6. Le vent.....	16
II.3.2.7. L'humidité.....	16
II.4. CONCLUSION.....	16

## **Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement**

III.1. INTRODUCTION.....	17
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	17
III.2.1. Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre ».....	17
III.2.1.1. Conception longitudinale .....	17
III.2.1.2. Conception transversale .....	17

III.2.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués ».....	20
III.2.2.2. Conception transversale .....	20
III.3. VERIFICATION DE LA PRE-DIMENSIONNEMENT.....	22
III.3.1. Méthode de calcul.....	22
III.3.2. Vérification de la variante 1.....	22
III.3.2.1. Sollicitations.....	22
III.3.2.2. Vérification des contraintes.....	22
III.3.3. Vérification de la variante 2.....	25
III.3.3.1. Sollicitations.....	25
III.3.3.2. Estimation des sections de précontraintes .....	25
III.3.3.3. Vérification des contraintes.....	25
III.4. ANALYSE DES VARIANTES .....	26
III.5. CONCLUSION .....	27

## **Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul**

IV.1. INTRODUCTION.....	28
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL.....	28
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX. ....	28
IV.3.1. Béton.....	28
IV.3.2. Armatures. ....	28
IV.3.2.1. Armatures passives. ....	28
IV.3.2.2. Armatures de précontraintes .....	28
IV.3.3. Contraintes admissibles. ....	28
IV.3.3.1. Béton.....	29
IV.3.3.2. Armatures.....	29
IV.4. EVALUATION DES ACTIONS .....	30
IV.4.1 Evaluation des actions hors trafic.....	30
IV.4.1.1. Actions permanentes Poids des voussoirs Pv.....	30
IV.4.1.2. Action thermique.....	31
IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic.....	31
IV.4.2.1. Système de charge à considérer .....	31
IV.4.2.2. Caractéristiques du pont.....	31
IV.4.2.3. Système de charge A.....	33
IV.4.2.4. Système de charge B.....	34
IV.4.2.5. Coefficient de majoration dynamique.....	35
IV.4.2.6. Efforts de freinage.....	35
IV.4.2.7. Charges militaires : Mc 120.....	36
IV.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240 .....	36
IV.4.2.9. Surcharges sur trottoirs .....	36
IV.5. CONCLUSION.....	36

## **Chapitre V : Etude Longitudinale**

V.1. INTRODUCTION.....	37
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION.....	37
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau. ....	37
V.2.2. Charges à prendre en compte.....	38

V.2.2.1. Poids propre du fléau.....	38
V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires. ....	38
V.2.2.3. Actions accidentelles .....	38
V.2.3. Combinaisons d'action. ....	38
V.2.3.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) .....	38
V.2.3.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B) .....	39
V.2.4. Evaluation des efforts. ....	39
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE.....	40
V.3.1. Phases de réalisation du pont. ....	40
V.3.2. Modélisation .....	41
V.3.3. Combinaisons d'action. ....	41
V.3.4. Résultats. ....	41
V.4. CONCLUSION. ....	42

<b>Chapitre VI :</b>	<b>Etude de la Précontrainte</b>
----------------------	----------------------------------

VI.1. INTRODUCTION. ....	43
VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU. ....	43
VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau.....	43
VI.2.2. Position et enrobage des câbles .....	44
VI.2.3. Tracé des câbles en plan. ....	44
VI.2.4. Tracé des câbles en élévation .....	45
VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE.....	45
VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire .....	47
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive. ....	47
VI.3.3. Tracé des câbles de continuité. ....	48
VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE .....	48
VI.4.1. Pertes de tension instantanées.....	51
VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement.....	51
VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage. ....	51
VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension. ....	52
VI.4.2. Pertes de tension différées .....	54
VI.4.2.1. Pertes par retrait .....	54
VI.4.2.2. Pertes par fluage.....	54
VI.4.2.3. Pertes par relaxation.....	54
VI.4.2.4. Pertes différées totales .....	55
VI.4.3. Exemple de calcul des pertes.....	55
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	58
VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction. ....	58
VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service. ....	58
VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT .....	59
VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS. ....	59
IV.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant. ....	59
IV.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement. ....	59
IV.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU. ....	60
IV.7. CONCLUSION.....	60

<b>Chapitre VII :</b>	<b>Etude Transversale</b>
-----------------------	---------------------------

VII.1. INTRODUCTION .....	61
VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX. ....	61
VII.2.1. Modélisation. ....	61
VII.2.2. Détermination des sollicitations. ....	61
VII.2.3. Résultats. ....	62
VII.3. FERRAILLAGE.....	62
VII.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur .....	62
VII.3.2. Ferrailage passif du voussoirs. ....	63
VII.4. EFFET DE TORSION. ....	63
VII.4.1. Calcule le ferrailage .....	64
VII.5. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTTE ET ANCRAGE. ....	65
VII.5.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L .....	65
VII.5.1.1. Effet de surface.....	65
VII.5.1.2. Effet d'éclatement. ....	66
VII.5.2. Etude de boussage.....	66
VII.6. CONCLUSION.....	67

## **Chapitre VIII : Equipements du Tablier**

VIII.1. INTRODUCTION.....	68
VIII.2. APPAREIL D'APPUI. ....	68
VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. ....	68
VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui .....	68
VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui. ....	69
VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T. ....	69
VIII.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux. ....	70
VIII.2.3.1. Actions statiques. ....	70
VIII.2.3.2. Actions dynamiques. ....	70
VIII.2.3.3. Déplacement horizontale .....	70
VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement. ....	71
VIII.2.4.1. Résistance à la compression. ....	71
VIII.2.4.2. Sécurité au flambement .....	71
VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion.....	72
VIII.2.4.4. Condition de non glissement .....	72
VIII.3. DES D'APPUIS. ....	73
VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile. ....	73
VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile .....	73
VIII.3.3. dimensionnement et ferrailage des dés d'appuis au niveau de la culée .....	73
VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE .....	74
VIII.4.1. Dimensionnement .....	74
VIII.4.2. Type de joint .....	75
V.III.5. CONCLUSION .....	75

## **Chapitre IX : Étude de l'infrastructure**

IX.1. INTRODUCTION. ....	76
IX.2. ETUDE DE LA PILE.....	76
IX.2.1. Evaluation de la raideur totale K. ....	76
IX.2.2. Etude sismique. ....	77

IX.2.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique. ....	77
IX.2.2.2. Méthode de calcul. ....	77
IX.2.2.3. Spectre de réponse. ....	78
IX.2.2.4. Période propre. ....	78
IX.2.2.5. Evaluation de l'effort sismique longitudinal.....	79
IX.2.2.6. Evaluation de l'effort sismique transversal. ....	79
IX.2.2.7. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA). ....	80
IX.2.3. Descend des charges. ....	80
IX.2.3.1. Efforts dus à la pile et au tablier. ....	80
IX.2.3.2. Combinaison des efforts. ....	81
IX.2.4 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de. ....	81
IX.2.5. Ferrailage de la pile. ....	81
IX.2.5.1. Sollicitations les plus défavorables. ....	81
IX.2.5.2. La section d'acier. ....	82
IX.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant. ....	82
IX.3. ETUDE DE LA CULEE. ....	82
IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée. ....	82
IX.3.2. Efforts dus à la culée. ....	83
IX.3.3. Ferrailage des éléments de la culée. ....	84
IX.3.3.1. Ferrailage du mur garde grève. ....	84
IX.3.3.2. Dalle de transition. ....	86
IX.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition. ....	87
IX.3.3.4. Mur en retour. ....	88
IX.3.3.5. Mur frontal. ....	88
IX.4. ETUDE DES FONDATION. ....	89
IX.4.1. Etude de la semelle. ....	89
IX.4.1.1. Calcul des sollicitations. ....	89
IX.4.1.2. Nombre des pieux. ....	89
IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu. ....	90
IX.4.1.4. Ferrailage de la semelle. ....	90
IX.4.2. Etude des pieux. ....	92
IX.4.2.1. Actions sur les pieux. ....	92
IX.4.2.2. Ferrailage des pieux. ....	93
IX.5. CONCLUSION. ....	94
<b>CONCLUSION GENERALE. ..</b>	<b>94</b>

## **BIBLIOGRAPHIE**

### **ANNEXES**

ANNEXES A

ANNEXES B

ANNEXES C

ANNEXES D

## Liste des figures

<b>Chapitre I :</b>	<b>Recherche Bibliographique</b>
Figure I.1 Barre circulaire soumise à la torsion par les couples T1 et T2..	02
Figure I.2 Barre soumise à la torsion..	02
Figure I.3 Mode de torsion du pont de Tacoma	03
Figure I.4 La chute du pont de Tacoma..	03
Figure I.5 Maquette du tablier en ‘U ouverte’ avant rénovation et ‘Rectangulaire fermée’ après rénovation.....	04
Figure I.6 (à gauche) Forme originale du tablier, (à droite) Forme du tablier rénové..	04
Figure I.7 Le pont de Tacoma après rénovation.....	05
Figure I.8a La coupe transversale du Pont Maréchal-Joffre.....	05
Figure I.8b La coupe transversale du Viaduc de Millau... ..	05
Figure I.8c La coupe transversale du Pont de la Vallée Nusle.....	06
Figure I.9 – Section à compartiments ouverts et fermés d’un pont en caisson creux... ..	07
Figure I.10 Comparaison du comportement vis-à-vis de la torsion de deux sections ; ouverte (à gauche), fermée (à droite) .....	07
Figure I.11a La coupe transversale du pont en caisson.....	09
Figure I.11b La coupe transversale du pont en caisson mixte.....	09
Figure I.11c La coupe transversale du pont bipoutre mixte.....	09
Figure I.12 Schéma représentatif du flux des contraintes de cisaillement pour la section du pont caisson.....	11
<b>Chapitre II :</b>	<b>Présentation de L’ouvrage</b>
Figure II.1 Implantation du projet sur google maps. ....	12
Figure II.2 Tracé en plan de la voie portée. ....	13
Figure II.3 Profil en long de la voie portée. ....	13
Figure II.4 Profil en travers de la voie portée. ....	13
Figure II.5 Gabarit à respecter. ....	14
Figure II.6 Coupe géologique.. ..	15
<b>Chapitre III</b>	<b>Conception et Pré-dimensionnement</b>
Figure <b>Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.</b> I.1 Coupe transversale d’un tablier bipoutre. ....	17
Figure III.2 Notations des dimensions. ....	20
Figure III.3 Moment maximal Variante 1. ....	22
Figure III.4 Moment maximal Variante 2. ....	25
<b>Chapitre IV :</b>	<b>Charges et Hypothèses de Calcul</b>
Figure IV.1 Limitation des contraintes des sections en B.P. ....	30
Figure IV.2 Numération des voussoirs. ....	30
Figure IV.3 Les 14 cas de charge possibles. ....	32
Figure IV.4 Système de chargement B <sub>c</sub> . ....	34
Figure IV.5 Système de chargement B <sub>t</sub> . ....	35

Figure IV.6 Convoi de charge Mc 120. ....	36
Figure IV.7 Convoi exceptionnel D240. ....	36

<b>Chapitre V :</b>	<b>Etude Longitudinale</b>
---------------------	----------------------------

Figure V.1 Cheminement de la réalisation d'un fléau. ....	38
Figure V.2 Situation temporaire de construction à considérer. ....	39
Figure V.3 Situation accidentelle à considérer. ....	39
Figure V.4 Le déroulement de la construction de pont.. ....	40
Figure V.5 Modèle de calcul. ....	41
Figure V.6 $M_{Max}$ à l'ELS(G+D240).. ....	42
Figure V.7 $T_{Max}$ à l'ELS(G+D240).. ....	42
Figure V.8 $M_{Max}$ à l'ELU(1.35G+1.35D240).. ....	42
Figure V.9 $-_{Max}$ à l'ELU(1.35G+1.35D240).. ....	42

<b>Chapitre VI :</b>	<b>Etude de la Précontrainte</b>
----------------------	----------------------------------

Figure VI.1 Tracé en plan des câbles de fléau. ....	44
Figure VI.2 Tracé en élévation des câbles de fléau. ....	45
Figure VI.3 Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP. ....	46
Figure VI.4 Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux P1/P2/P3/P4/P5. ....	46
Figure VI.5 Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4/P4-P5. ....	49
Figure VI.6 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4/P4-P5. ....	49
Figure VI.7 Disposition des câbles de continuité au niveau du V09. ....	50
Figure VI.8 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour les travées de rives. ....	50
Figure VI.9 Frottements le long du câble lors de la mise en tension. ....	51

<b>Chapitre VII :</b>	<b>Etude Transversale</b>
-----------------------	---------------------------

Figure VII.1 Vue en 3D du voussoir courant ..... 61	61
Figure VII.2 Diagramme du moment de torsion. .... 64	64
Figure VII.3 L'aire $\Omega$ . .... 65	65
Figure VII.4 Schéma du ferrailage passif du voussoir courant. .... 66	66
Figure VII.5 Aciers de boussage ..... 67	67

<b>Chapitre VIII</b>	<b>Equipements du Tablier</b>
----------------------	-------------------------------

Figure VIII.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui. .... 68	68
Figure VIII.2 Ferrailage du dé d'appui au niveau de la pile. .... 74	74
Figure VIII.3 Ferrailage du dé d'appui au niveau de la culée. .... 74	74
Figure VIII.4 Joint du type Wd. .... 75	75

<b>Chapitre VIII :</b>	<b>Etude de l'infrastructure</b>
------------------------	----------------------------------

Figure VIII.1 Dimensions de la pile la plus haute. .... 76	76
Figure VIII.2 Spectre de réponse horizontale.. .... 78	78
Figure VIII.3 Ferrailage les éléments de la pile ..... 93	93
Figure VIII.4 Ferrailage les éléments de la culée..... 94	94

## Liste des tableaux

### **Chapitre I : Recherche Bibliographique**

Tableau I.1 Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1. ....	07
Tableau I.1 Récapitulation de découpage des voussoirs. ....	09
Tableau I.2 Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC. ....	10
Tableau I.3 Pré-dimensionnement des poutres métalliques. ....	13
Tableau I.4 Pré-dimensionnement des pièces de pont. ....	13
Tableau I.6 Analyse des variantes. ....	20

### **Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement**

Tableau III.1 Redimensionnement des poutres métalliques. ....	18
Tableau III.5 Pré-dimensionnement des pièces de pont. ....	18
Tableau III.6 Les dimensions des différentes composantes des voussoirs. ....	20
Tableau III.7 La section de précontrainte. ....	25
Tableau III.8 Vérification des contraintes. ....	26
Tableau III.6 Analyse des variantes. ....	26
Tableau III.6 Devis estimatif et quantitatif des deux tabliers. ....	27

### **Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul**

Tableau IV.1 Contraintes admissibles à la compression de béton. ....	29
Tableau IV.2 Contraintes admissibles de traction des armatures passives. ....	29
Tableau IV.3 Estimation du poids total des voussoirs. ....	30
Tableau IV.4 Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges. ....	31
Tableau IV.5 Caractéristiques du pont. ....	31
Tableau IV.6 Les classes des ponts routes. ....	32
Tableau IV.7 Coefficient $a_1$ . ....	33
Tableau IV.8 Valeurs de $A(L)$ pour les 14 cas possibles. ....	33
Tableau IV.9 Les valeurs de $b_c$ . ....	34
Tableau IV.10 Les valeurs de $\delta$ . ....	35

### **Chapitre V : Etude Longitudinale**

Tableau V.1 Evaluation des efforts en situation temporaire. ....	39
Tableau V.2 Combinaisons de charge en phase de service. ....	41

### **Chapitre VI : Etude de la Précontrainte**

Tableau VI.1 Estimation du nombre de câbles du fléau. ....	44
Tableau VI.2 L'allure du tracé en plan des câbles de fléau. ....	46
Tableau VI.3 L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau. ....	46
Tableau VI.4 Estimation de nombre de câbles de continuité pour la travée principale. ....	47
Tableau VI.5 Estimation de nombre de câbles de continuité pour la travée de rive. ....	48

Tableau VI.6 L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales. ....	49
Tableau VI.7 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales. ....	49
Tableau VI.8 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives. ....	50
Tableau VI.9 L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives. ....	50
Tableau VI.10 Les pertes par frottement pour le demi-fléau (MPa). ....	53
Tableau VI.11 Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa). ....	53
Tableau VI.12 Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa).. ....	53
Tableau VI.13 Les pertes totales instantanées (MPa). ....	57
Tableau VI.14 Pertes dues au fluage. ....	57
Tableau VI.15 Pertes dues à la relaxation des câbles. ....	57
Tableau VI.16 Pertes totales. ....	57
Tableau VI.17 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. ....	58

<b>Chapitre VII :</b>	<b>Etude Transversale</b>
-----------------------	---------------------------

Tableau VII.1 Combinaisons des charges appliquées. ....	62
Tableau VII.2 Moments extrêmes dans le voussoir à la clef. ....	62
Tableau VII.3 Ferrailage passif des voussoirs. ....	63

<b>Chapitre VIII :</b>	<b>Equipements du Tablier</b>
------------------------	-------------------------------

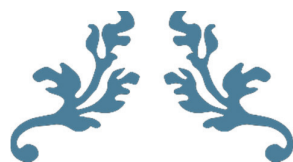
Tableau VIII.1 Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis. ....	68
Tableau VIII.2 Les dimensions de l'appareil d'appui. ....	69
Tableau VIII.3 Déplacement horizontal du tablier. ....	70
Tableau VIII.4 Modèles des joints Wd. ....	75

<b>Chapitre IX :</b>	<b>Etude de l'infrastructure</b>
----------------------	----------------------------------

Tableau IX.1 Hauteurs des piles. ....	76
Tableau IX.2 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis. ....	77
Tableau IX.3 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis. ....	77
Tableau IX.4 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. ....	79
Tableau IX.5 Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui. ....	80
Tableau IX.6 Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. ....	80
Tableau IX.7 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée. ....	80
Tableau IX.8 Combinaison des efforts. ....	81
Tableau IX.9 Sollicitation les plus défavorables pour la pile-4-. ....	82
Tableau IX.10 Les dimensions des éléments de la culée. ....	83
Tableau IX.11 Calcul du coefficient de poussée Kad. ....	83
Tableau IX.12 Evaluations des efforts du mur frontale. ....	84
Tableau IX.13 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition. ....	86
Tableau IX.14 Résultats et ferrailage du mur en retour. ....	87
Tableau IX.15 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. ....	88
Tableau IX.16 Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile. ....	88
Tableau IX.17 Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle. ....	89
Tableau IX.18 Nombre de pieux sous la semelle. ....	89
Tableau IX.19 Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables. ....	89
Tableau IX.20 La vérification des conditions de la méthode des bielles. ....	90
Tableau IX.21 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu. ....	93

## LISTE DES ABREVIATIONS

- SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
- CCP** : Complément des charges permanentes.
- BAEL** : Béton armé aux Etats limites.
- BPEL** : Béton précontrainte aux Etats limites.
- RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- VSP** : Voussoir sur pile.
- VC** : Voussoir à la clef.
- 15T15** : deuze (15) torons de quinze (15) fils.
- $f_{c_{lim}}$  : Contrainte de compression limite.
- $f_{c_{max}}$  : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.
- $f_{prg}$  : Contrainte de rupture garantie.
- $f_{peg}$  : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
- $\sigma_{sup}$  : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- $\sigma_{Iup}$  : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
- $\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible.
- $\overline{\sigma}_{bt}$  : Contrainte de traction admissible.
- HA** : Haute adhérence.
- St** : Espacement des armatures.
- NF** : Norme française.
- Xr** : Centre de rigidité.
- M<sub>P</sub>** : Masse des piles.
- M<sub>T</sub>** : Masse du tablier.
- F<sub>L</sub>** : Force sismique longitudinale.
- F<sub>T</sub>** : Force sismique transversale.
- H<sub>T</sub>** : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.
- H<sub>flv</sub>** : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.
- DTR** : Document technique réglementaire.



---

# **INTRODUCTION GENERALE**

---



### INTRODUCTION GENERALE

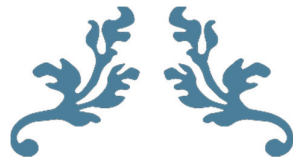
Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts tels que : les ponts. D'une façon générale, un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel (vallée, oued, rivière,..), artificiel (barrages,...) ou une autre voie de circulation.

Le but de mon travail vise à présenter, ci-après, l'étude et la conception d'un pont courbé d'une longueur de 280 m situé à la rentrée d'ANNABA, qui a été réalisée par « ENGOA » et la société italiennes « SPIC ».

Ce présent mémoire est divisé en ces parties principales :

- ❖ La première partie est une initiation à la recherche, qui traite le comportement des ponts sous l'effet de la torsion ;
- ❖ La deuxième partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception ;
- ❖ L'étape qui suit est celle de l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage ;
- ❖ La pénultième partie a été focalisé en l'étude du tablier ;
- ❖ La dernière partie a été consacrée à l'étude de l'infrastructure.

On achève ce travail par une conclusion générale .



---

**CHAPITRE I  
RECHERCHE  
BIBLIOGRAPHIQUE:  
COMPORTEMENT DES  
PONTS SOUS  
L'EFFET DE LA TORSION**

---



## I.1. INTRODUCTION

Cette revue bibliographique traite du comportement des barres sous des sollicitations un peu complexe connu sous le nom de 'torsion'. La torsion fait référence à la torsion d'une barre droite lorsqu'elle est chargée par des moments (ou des couples) qui tendent à produire une rotation autour de l'axe longitudinale de la barre.

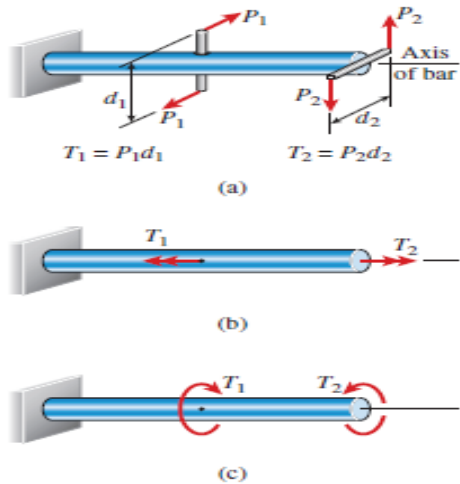


Figure. I.1. Barre circulaire soumise à la torsion par les couples  $T_1$  et  $T_2$ .

Le cas idéalisé de charge de torsion est illustré sur la figure I.1a, qui montre une barre droite soutenue à une extrémité et chargée par deux paires de forces égales et opposées. La première paire comprend les forces  $P_1$  agissant près du milieu de la barre et la deuxième paire est constituée des forces  $P_2$  agissant à la fin. Chaque paire de forces forme un couple qui tend à tordre la barre autour de son axe longitudinal. D'après la statique, le moment d'un couple est égal au produit de l'un des les forces et la distance perpendiculaire entre les lignes d'action des forces ; donc, le premier couple est  $T_1 = P_1 \cdot d_1$  et le second  $T_2 = P_2 \cdot d_2$  [1].

Dans ce chapitre on présente une modeste revue bibliographique sur la torsion et ses effets sur les ouvrages d'art plus particulièrement les ponts. Des exemples de sections de ponts seront traités sous forme d'applications numériques à la fin du chapitre.

## I.2. LA TORSION DANS L'OUVRAGE D'ART 'PONT'

La torsion est un phénomène courant dans les structures d'ouvrages d'art. Néanmoins, ce type de sollicitation est souvent négligé, car elle est difficile à appréhender, et parce que ses conséquences sont souvent sans importances pour des ponts simples (pont à poutres multiples...), la torsion est dans ces cas prise en compte via des méthodes approchées (Méthode de Guyon-Massonnet...). Cependant dans le cas de ponts plus complexes, un calcul adéquat à la torsion lors le dimensionnement du tablier est obligatoire [6], on peut citer les cas ci-dessous :

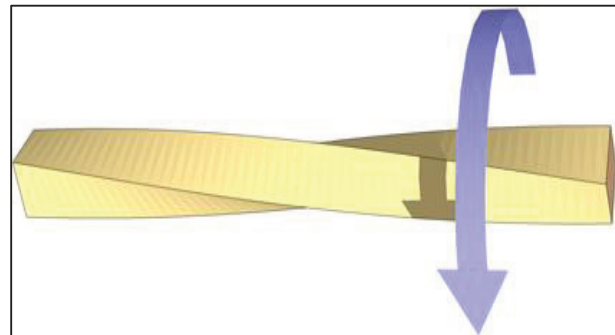


Figure I.2. Barre soumise à la torsion.

- Ponts suspendus ;
- Ponts courbes ;
- Ponts biais ;
- Ponts avec charges excentrées.

### I.2.1. Les causes de la torsion dans l'ouvrage d'art

(1) Les mouvements différentiels verticaux sismique appelés aussi mouvement de lacet (en cas de séisme) peuvent causer la torsion d'un pont. De la même manière, le vent peut aussi solliciter le tablier en mode de torsion[2].

(2) La non symétrie du système porteur , (3) la courbure imposée par la géométrie de l'ouvrage par exemple sur un virage important possédant un rayon très large, le poids propre de l'ouvrage induit un moment de torsion en plus de la flexion et du cisaillement, (4) la dissymétrie de charges appliquées[7].

### I.2.2 Exemple de 'Pont De TACOMA 1940' ayant subi la torsion

Le premier pont suspendu de Tacoma Narrows a été ouvert le 1er juillet 1940, un accident a eu lieu quatre mois plus tard le 7 novembre. La vitesse du vent était d'environ 65 km/h. Des oscillations de grande amplitude en mode de torsion se sont produites à 10h du matin, le pont s'est alors effondré à 11h10. Le pont avait été dimensionné pour résister au vent mais sans tenir compte de l'effet de la torsion[8].

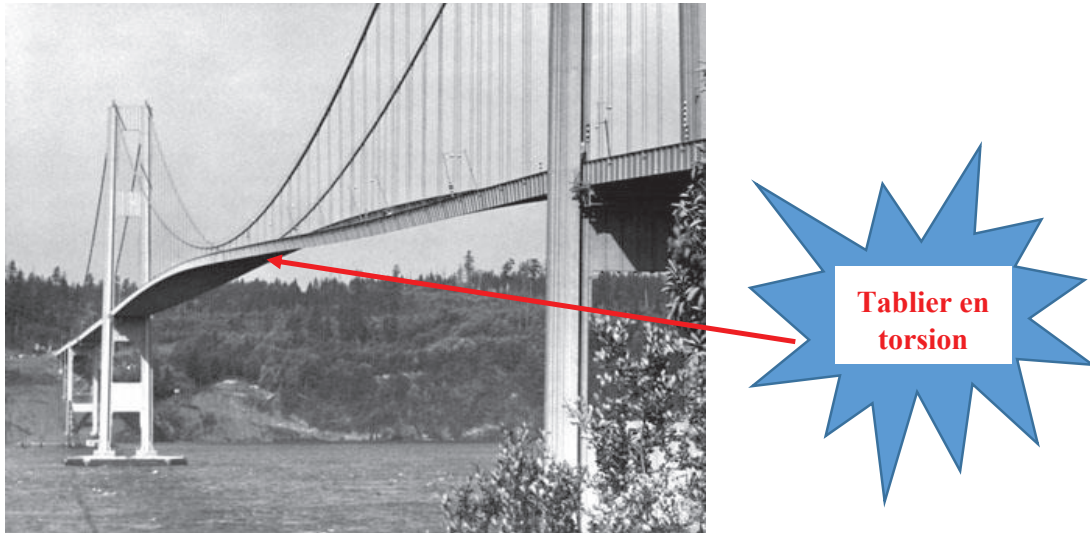


Figure I.3. Mode de torsion du pont de Tacoma.



Figure I.4. La chute du pont de Tacoma.

### I.2.3 Exemple de 'Pont GOLDEN GATE' ayant subi la torsion

Le 1<sup>er</sup> décembre 1951, une tempête s'est abattue sur le pont Golden Gate, causant des torsions et des vibrations suffisantes pour entraîner quelques dommages mineurs et motiver des travaux de réflexion. Effectués entre 1953 et 1954, les travaux consistaient en l'ajout d'éléments de contreventement en dessous du tablier, entre les deux poutres d'acier en treillis qui soutiennent le tablier. Cette solution a augmenté la rigidité à la torsion du pont.

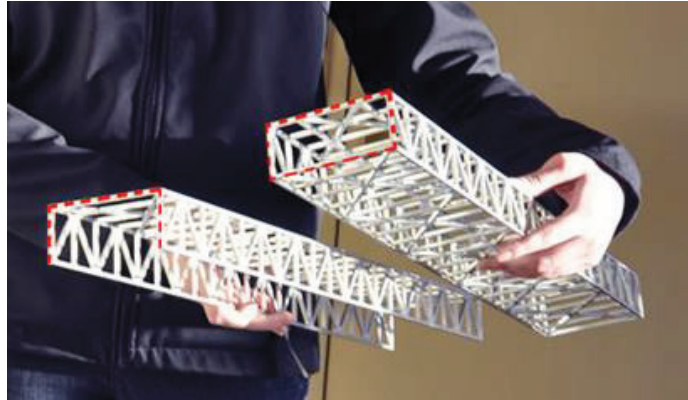


Figure I.5. Maquette du tablier en 'U ouverte' avant rénovation et 'rectangulaire fermée' après rénovation.

**La forme originale du tablier** consiste en une section de 152 mètres de la structure originale du tablier du pont Golden Gate, sans la chaussée qu'elle soutient. Les poutres latérales en treillis, reliées par l'ossature qui soutient la chaussée, forment **un profil en 'U' ouvert** inversé (fig I.6 gauche). **La forme du tablier rénové** (le pont tel qu'il est aujourd'hui) est montrée à la (figure I.6 droite). À la forme originale, ci-dessous, ils ont ajouté des éléments de contreventement, de sorte que la coupe transversale prend maintenant la forme d'**un rectangle fermée**.



Figure I.6. (à gauche) Forme originale du tablier, (à droite) Forme du tablier rénové

La même solution était appliquée dans le pont de Tacoma comme il est montré ci-dessous.

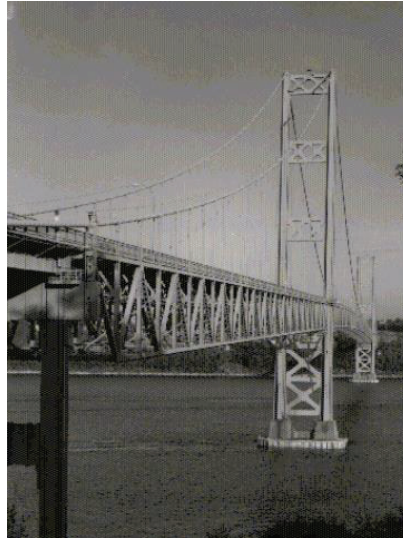


Figure I.7. Le pont de Tacioma après rénovation

Au fil du temps, les ingénieurs ont développé de nouvelles formes de tablier, les figures suivantes représentent des exemples de forme des tabliers pouvant résister à la torsion[3] (figures I.8a,b,c).

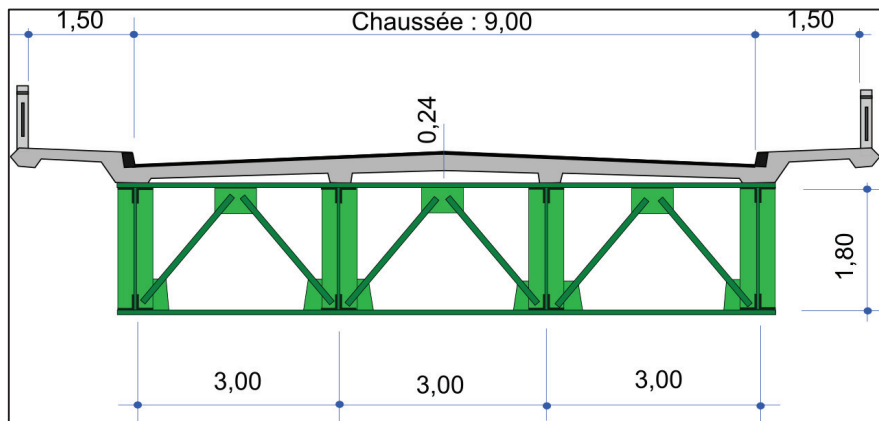


Figure I.8a. La coupe transversale du Pont Maréchal-Joffre.

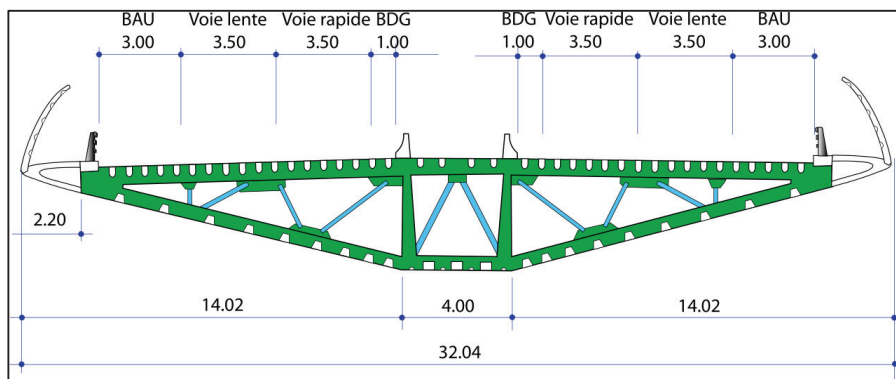


Figure I.8b. La coupe transversale du Viaduc de Millau.

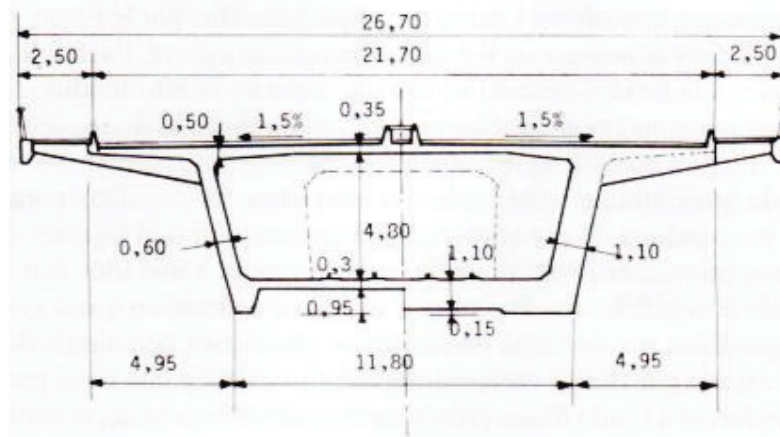


Figure I.8c. La coupe transversale du Pont de la Vallée Nusle.

### I.3 TORSION PURE LIBRE ET UNIFORME

Par torsion pure, libre et uniforme, on envisage un mode de sollicitation des poutres qui se réduit à un moment longitudinal constant dans le cadre des liaisons de ces poutres qui ne gênent en aucune manière le gauchissement de leurs sections. A l'opposé, la *torsion non uniforme* se caractérise par une distribution non constante du moment de torsion. La *torsion gênée* a lieu en présence de liaisons qui empêchent le gauchissement des sections.

On se limitera dans ce travail à la torsion pure libre et uniforme de sections ouvertes et des sections fermées minces (tubulaires minces)[4].

#### I.3.1. Paramètres de la torsion pure libre et uniforme

La torsion pure libre et uniforme se définit par trois paramètres, résumés dans le tableau **I.1**:

**J** : constante de torsion, indique/mesure la résistance d'une section donnée vis-à-vis de la torsion. Plus J est grand, plus la pièce résiste à la torsion.

$\theta$  : angle de distorsion, mesure la rotation d'une section d'extrémité d'une barre de longueur L, par rapport à la section se trouvant à l'autre extrémité sous l'effet de la torsion.

$\tau_{max}$  : contrainte de cisaillement maximale

Tableau I.1. Contraintes et déformations pour les trois types de sections.

Section	J	$\tau_{max}$	$\theta$
Pleine circulaire	$J=I_p$	$\frac{T_r}{I_p}$	$\frac{TL}{G I_p}$
Mince ouverte	$J=\frac{1}{3} \sum st^3$	$\frac{Tt_{max}}{J}$	$\frac{TL}{G J}$
Mince fermée (tubulaire)	$J=\frac{4A_m^2}{\int_0^L \frac{ds}{t}}$	$\frac{T}{2t_{min}A_m}$	$\frac{TL}{G J}$

Avec

T : moment de torsion ;

L : longueur de la barre ;

$I_p$  : inertie polaire de la section circulaire, G : module de cisaillement de la barre ;

s, t : sont respectivement la longueur et l'épaisseur de chaque partie de la section droite ouverte ;

$t_{min}, t_{max}$  : sont respectivement l'épaisseur minimale et maximale de la section droite ;

$A_m$  : est l'aire délimitée par la ligne médiane de la section tubulaire mince.

Il est bien évident que si une section fermée présente des compartiments ouverts, comme pour l'exemple de la section de pont en caisson creux (Figure **I.9**), les contraintes  $\tau$  dues à la torsion dans ces compartiments répondent aux caractéristiques des parois des sections ouvertes[5].

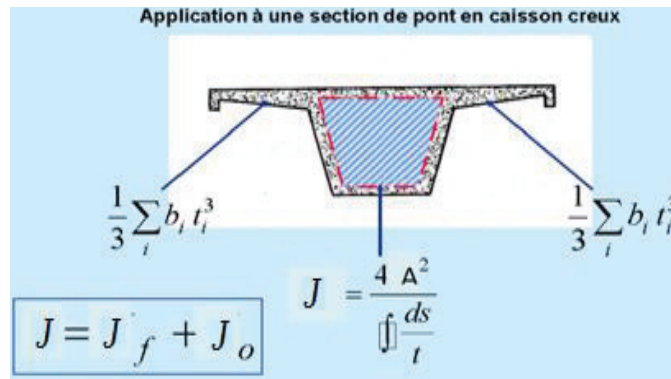


Figure I.9. Section à compartiments ouverts et fermés d'un pont en caisson creux.

## I.4. EXEMPLES DE CALCULS

### I.4.1. Exemple 1

Dans cette application on va étudier la résistance à la torsion de deux sections de tablier ressemblant aux formes du Pont Golden Gate avant et après sa rénovation.

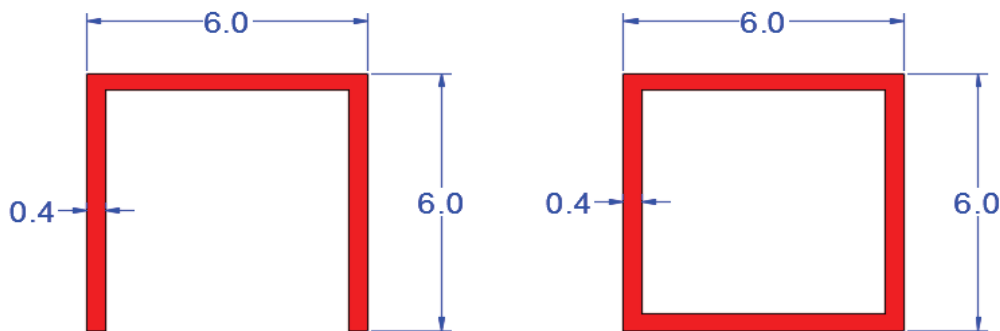


Figure I.10. Comparaison du comportement vis-à-vis de la torsion de deux sections ; ouverte (à gauche), fermée (à droite).

Soit un pont de portée  $L=6m$  soumis à un moment de torsion  $T=300 MN$  tels que  $G=76 GPa$ .

Le tablier est supposé de section ouverte (fig **I.10** gauche) et fermée selon (fig **I.10** droite).

❖ **Section ouverte**

$$J_o = 3 \times \frac{1}{3}bt^3 = 3 \times \frac{1}{3}6 \times 0.4^3 = 0.384 \text{ m}^4.$$

$$\tau_o = \frac{T[\text{MN}]t_{\text{max}}}{J} = \frac{300 \times 0.4}{0.384} = 312.5 \text{ MPa.}$$

$$\phi_o = \frac{T L}{G J} = \frac{300 \times 6}{76000 \times 0.384} = 0.07 \text{ rad} = 4^\circ.$$

❖ **Section fermée**

$$J_f = \frac{4A_m^2}{\int_0^L \frac{ds}{t}} = \frac{4 \times 6^2}{\left(4 \times \frac{6}{0.4}\right)} = 2.4 \text{ m}^4.$$

$$\tau_f = \frac{T[\text{MN}]t_{\text{max}}}{J} = \frac{300 \times 0.4}{2.4} = 50 \text{ MPa.}$$

$$\phi_f = \frac{T L}{G J} = \frac{300 \times 6}{76000 \times 2.4} = 9.8 \times 10^{-3} \text{ rad} = 0.59^\circ.$$

$$\Rightarrow \frac{J_f}{J_o} = \frac{2.4}{0.384} = 6.3.$$

La section fermée possède une constante de torsion  $J_f$  beaucoup plus importante que celle de la section ouverte  $J_o$ . La section fermée se comporte beaucoup mieux à la torsion que la section ouverte. En effet :

$$\tau_f = \frac{\tau_o}{6.25}$$

$$\phi_f = \frac{\phi_o}{6.78}$$

On calcule aussi la hauteur équivalente pour que la section ouverte puisse avoir la même constante de torsion que la section fermée :

$$J'_o = \frac{1}{3}bt^3 + 2 \times \frac{1}{3}Ht^3 = \frac{1}{3}6 \times 0.4^3 + 2 \times \frac{1}{3}H \times 0.4^3 = 2.4 \text{ m}^4 \Rightarrow H = 53.25 \text{ m}$$

La section ouverte doit passer d'une hauteur de 6m à une hauteur de 53.25m soit un rapport de 9 fois environ, pour atteindre la même rigidité à la torsion que la section fermée.

Cet exemple démontre numériquement que la solution de rénovation du Golden Gate (passage d'une section ouverte vers une section fermée) est une solution convenable.

### I.4.2 Exemple 2

En Algérie, lorsque le pont est un pont courbe, les concepteurs algériens utilisent généralement une des trois variantes suivantes :

- Pont en caisson ;
- Pont en caisson mixte ;
- Pont bipoutre mixte.

On a déjà dit qu'il faut toujours prendre en considération l'effet de la torsion dans les ponts courbes. A cet effet, on entame ci-dessous une application pour montrer la résistance à la torsion de trois types de pont (pouvant faire l'objet d'une section de la partie courbée d'un pont), ainsi qu'une étude comparatif sur les trois variantes pour déterminer le type du pont le plus résistant.

Soit des caractéristiques géométriques des (03) variantes comme il est montré dans les figures **I.11a,b,c** ci-dessous.

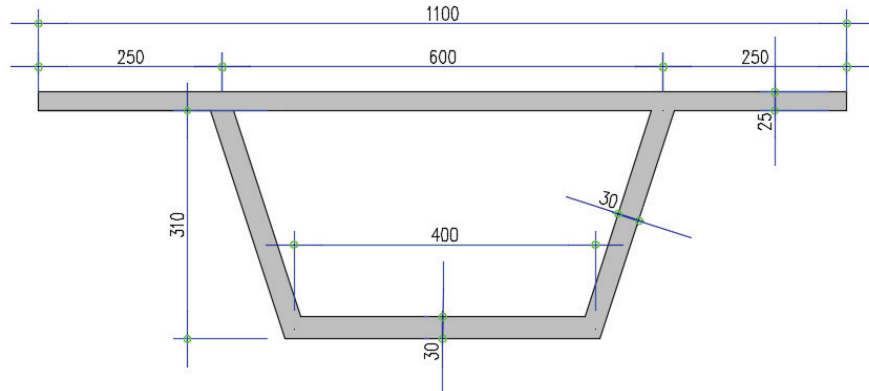


Figure I.11a. La coupe transversale du pont en caisson.

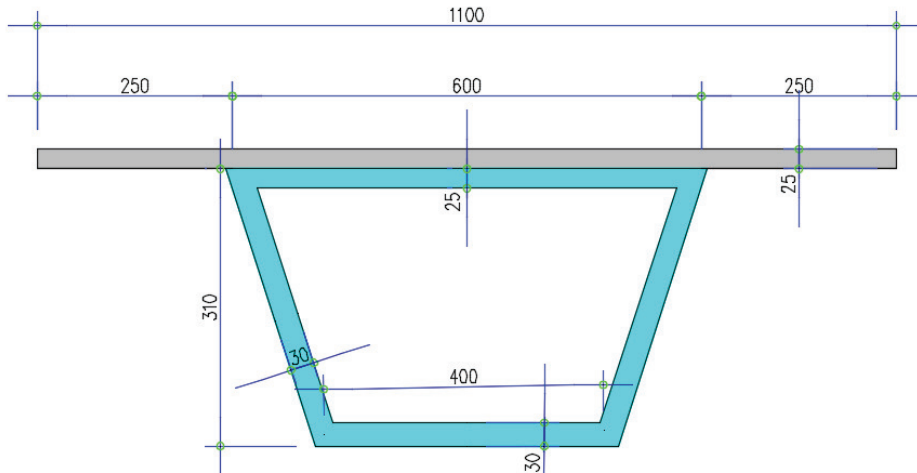


Figure I.11b. La coupe transversale du pont en caisson mixte.

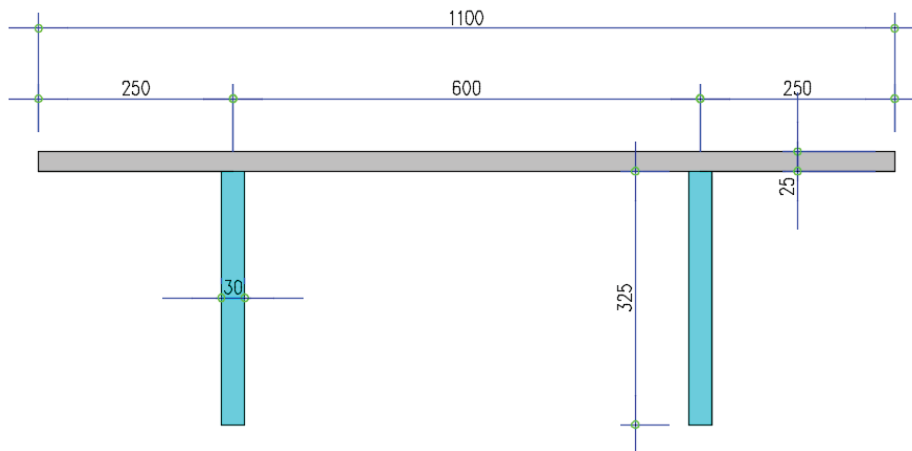


Figure I.11c. La coupe transversale du pont bipoutre mixte.

On prend :  $T=1000$  MN,  $G_{acier}=76$  GPa et  $G_{béton}=76$  GPa. Les résultats sont mentionnés dans le tableau **I.2**.

**Tableau I.2. Résultats de calcul pour les trois types de sections.**

	Pont en caisson	Pont en caisson mixte	Pont bipoutre mixte
$J_1[m^4]$	$\frac{4A_m^2}{\int_0^L \frac{ds}{t}} = 16.290$	$\frac{4A_m^2}{\int_0^L \frac{ds}{t}} = 17.960$	$2 \times \left(\frac{1}{3}bt^3\right) = 0.0580$
$J_2[m^4]$	$\frac{1}{3}bt^3 = 0.026$	$\frac{1}{3}bt^3 = 2.346 \times 10^{-4}$	$\frac{1}{3}bt^3 = 2.346 \times 10^{-4}$
$J[m^4]$	16.316	17.960	0.058
$\tau_1[MPa]$	$\frac{T[MN]}{2t_{min}A_{min}} = 129.03$	$\frac{T[MN]}{2t_{min}A_{min}} = 142.857$	$\frac{T[MN]t_{max}}{J} = 2608.696$
$\tau_2[MPa]$	$\frac{T[MN]t_{max}}{J} = 18.386$	$\frac{T[MN]t_{max}}{J} = 16.703$	
$\emptyset[rad]$	$\frac{T L}{G J} = 0.031$	$\frac{T L}{G J} = 0.004$	$\frac{T L}{G J} = 1.366$

On a modifier l'épaisseur de la dalle dans le calcul du pont mixte et on l'a considéré comme une dalle d'acier donc :

$$e' = e/\eta \text{ tels que } \eta = G_{acier}/G_{béton} = 76/12 = 6.33 ;$$

$$e' = 0.25/6.33 = 0.04m.$$

Finalemnt :

$$J_{\text{Pont en caisson mixte}} > J_{\text{Pont en caisson}} \gg J_{\text{Pont bipoutre mixte}}$$

$$\tau_{\text{Pont en caisson mixte}} < \tau_{\text{Pont en caisson}} \ll \tau_{\text{Pont bipoutre mixte}}$$

$$\emptyset_{\text{Pont en caisson mixte}} < \emptyset_{\text{Pont en caisson}} \ll \emptyset_{\text{Pont bipoutre mixte}}$$

**a.** La section du pont en caisson (section fermée) se comporte beaucoup mieux vis-à-vis de la torsion que la section du pont bipoutre mixte (section ouverte).

**b.** La section du pont en caisson mixte se comporte mieux vis-à-vis de la torsion que la section du pont en caisson, ça veut dire que le type de la matière de construction joue un rôle dans la résistance à la torsion. L'acier a renforcé la rigidité à la torsion.

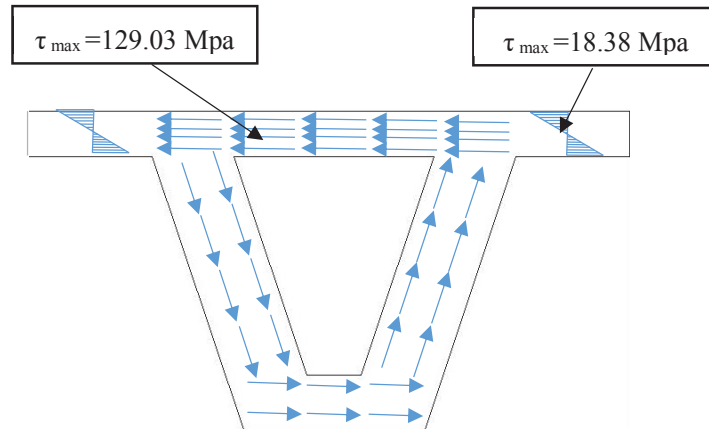


Figure I.12. Schéma représentatif du flux des contraintes de cisaillement pour la section du pont caisson.

La figure I.12 indique que pour le pont voussoir le caisson travaille (compartiment fermée  $\tau_{max} = 129.03 \text{ Mpa}$ ) alors que les ailes travaillent très peu vis-à-vis de la torsion ( $\tau_{max} = 18.383 \text{ Mpa}$ ) soit un rapport de (07) fois moins.

## I.5. CONCLUSION

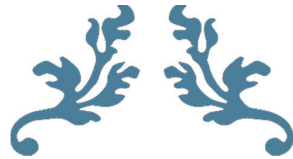
Le projet fin d'étude permet d'évaluer la capacité de l'étudiant à réfléchir sur une problématique technique soulevée par le thème de son PFE. L'étudiant doit démontrer une maîtrise du sujet via tous les connaissances scientifiques 'théoriques et appliquées', acquises durant un cursus de cinq années.

Le Master permet à l'étudiant d'entrer dans le monde de la recherche, d'évaluer ses capacités à mener une réflexion scientifique, à animer une discussion (avec des enseignants chercheur sur le sujet) et bien sûr apprendre à mieux rédiger encore et encore. Ce type de travaux (de recherches) sont basés sur : (1) soulèvement d'une problématique, (2) proposition des hypothèses ou des théories, (3) la vérifications des fondements et (4) l'aboutissement à des résultats (courbes, équations....).

Ce chapitre m'a permis de conclure d'une part que la forme de la coupe transversale du tablier de l'ouvrage d'art détermine la stabilité du pont vis-à-vis de la torsion. La section fermée (exemple le voussoir) se comporte beaucoup mieux qu'une section ouverte (exemple de la poutre en Té, I, U...), d'autre part le type de matériau de construction joue un rôle important dans la résistance à la torsion.

Selon la recherche bibliographique effectuée, la thématique du comportement des ponts sous l'effet de torsion est un sujet très vaste, d'où la nécessité de mettre l'accent sur la relation qui relie la torsion et la forme géométrique du tablier.

Ce modeste travail reste une initiation à la recherche.



---

# CHAPITRE II PRESENTATION DE L'OUVRAGE

---



## II.1. INTRODUCTION

Dans le domaine des travaux publics, avant d'entamer la conception d'un ouvrage qui permet de franchir un obstacle donné, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site. Et cette dernière fera l'objet de ce chapitre.

## II.2. PRESENTATION DU PROJET

### II.2.1. Objectif et situation du projet

Le présent travail est consacré à la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK00+221.80 et le PK00+501.80 d'une longueur de 280 m, de la ligne routière reliant l'aéroport D'ANNABA et EL HADJAR. Cet ouvrage est une partie intégrante dans un grand projet d'aménagement de l'entrée de la ville d'Annaba.



Figure II.1. Implantation du projet sur google maps.

### II.2.2. L'obstacle à franchir

L'ouvrage passe au-dessus :

- Une bretelle de trois voies vers le centre de ville;
- Deux lignes de voies ferrées;
- Une direction sud de la route nationale N°16 avec quatre voies;
- Une direction nord de la route nationale N°16 sous la bretelle avec trois voies.

## II.3. LES DONNEES DE PROJET

### II.3.1. Les données fonctionnelles

#### II.3.1.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Début de l'ouvrage au PK 00 + 298.21 : Arc,  $R = 120.00$  m et  $L = 76.41$  m;
- PK 00 + 298.21 au PK 00 + 403.21 : Clothoïde,  $A = 112.25$  et  $L = 105$  m;
- PK 00 + 403.21 au PK 00 + 484.26 : Droit,  $L = 81.05$  m;
- PK 00 + 475.83 au fin de l'ouvrage : Arc,  $R = 120.00$  m et  $L = 76,41$  m.

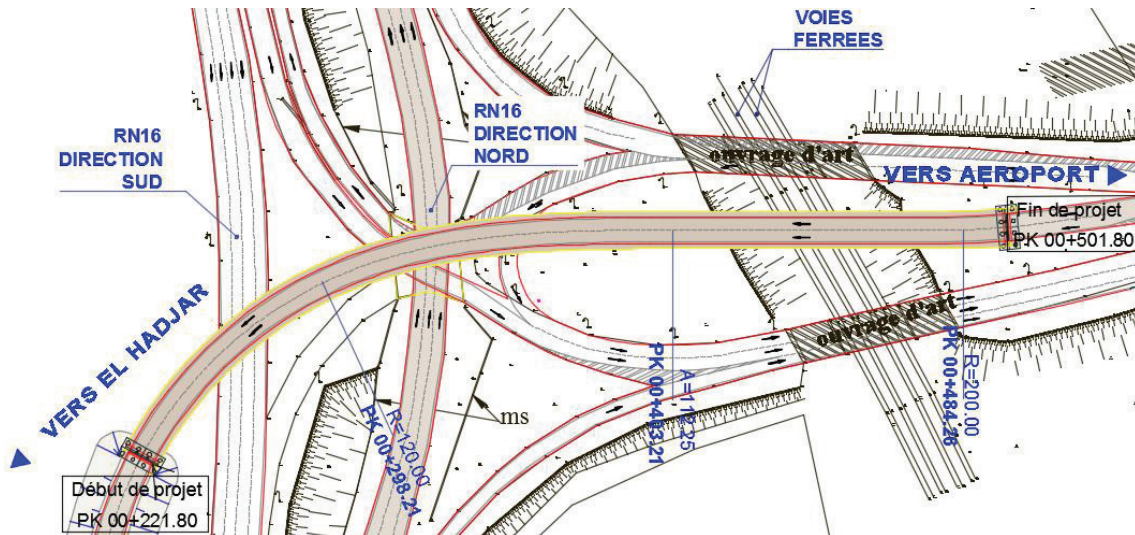


Figure II.2. Tracé en plan de la voie portée.

### II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente les caractéristiques suivantes :

- Début de l'ouvrage au PK 00 + 403.19 ; Parabole de  $R_p = 1500$  m;
- PK 00 + 403.91 au fin de projet, linge droite  $P = 6.0\%$ .

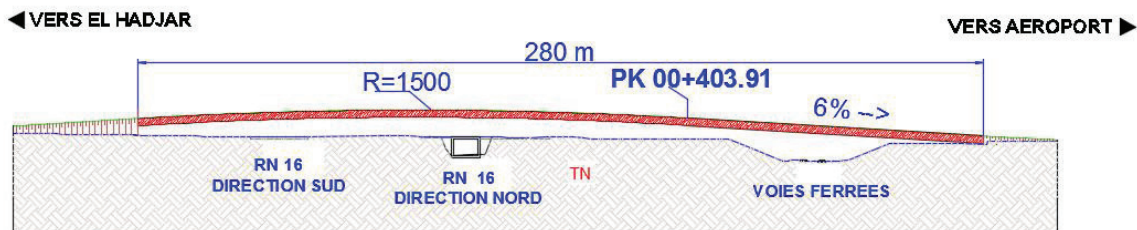


Figure II.3. Profil en long de la voie portée.

### II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- Chaussée de deux voies : 8m;
- Deux trottoirs 1.5 m chacun;
- La pente du versant : variable (suit les divers correspondants au tracé en plan défini précédemment).

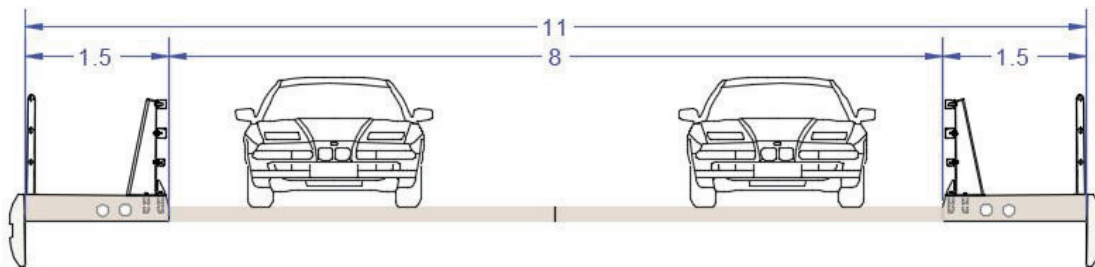


Figure II.4. Profil en travers de la voie portée.

### II.3.1.4. Gabarit

L'ouvrage franchit :

- Une voie ferrée ce qui conduit à un gabarit minimum à respecter de l'ordre de 7.00 m;
- Une voie routière ce qui conduit à un gabarit minimum à respecter de l'ordre de 5.25m;
- Une bretelle ce qui conduit à un gabarit minimum à respecter de l'ordre de 5.25m.

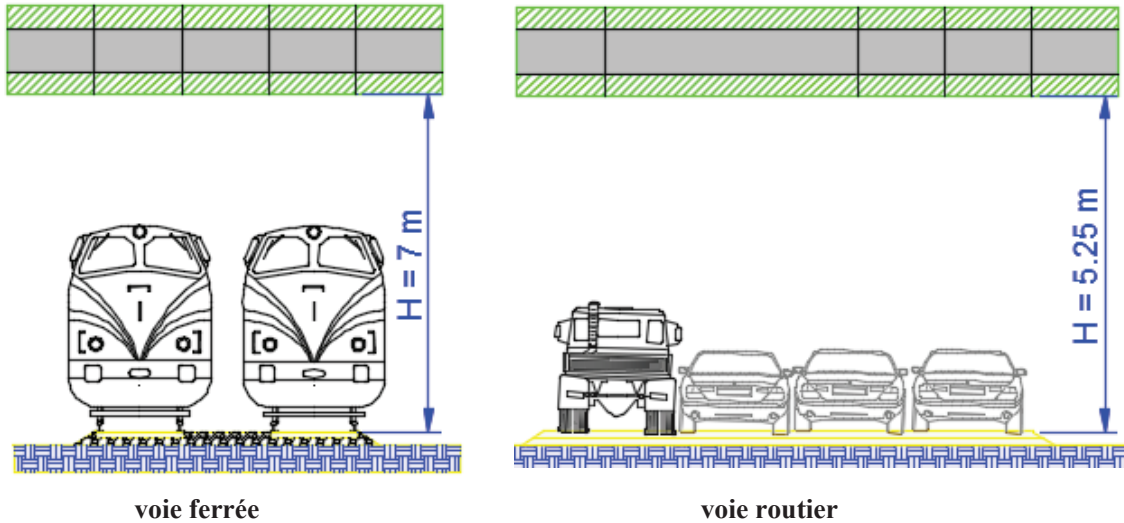


Figure II.5. Gabarit à respecter.

### II.3.2. Les données naturelles

#### II.3.2.1. Topographie

Selon l'analyse du levé topographique, le site est dans son ensemble plat.

#### II.3.2.2. Géotechnique

L'étude de sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques, et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement...).

#### ❖ Essais in situ

Sur le site, le LTP Est a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ suivantes :

- (02) Deux sondages carottés de 35 m de profondeur;
- (06) forages pressiométriques de 35 m de profondeur.

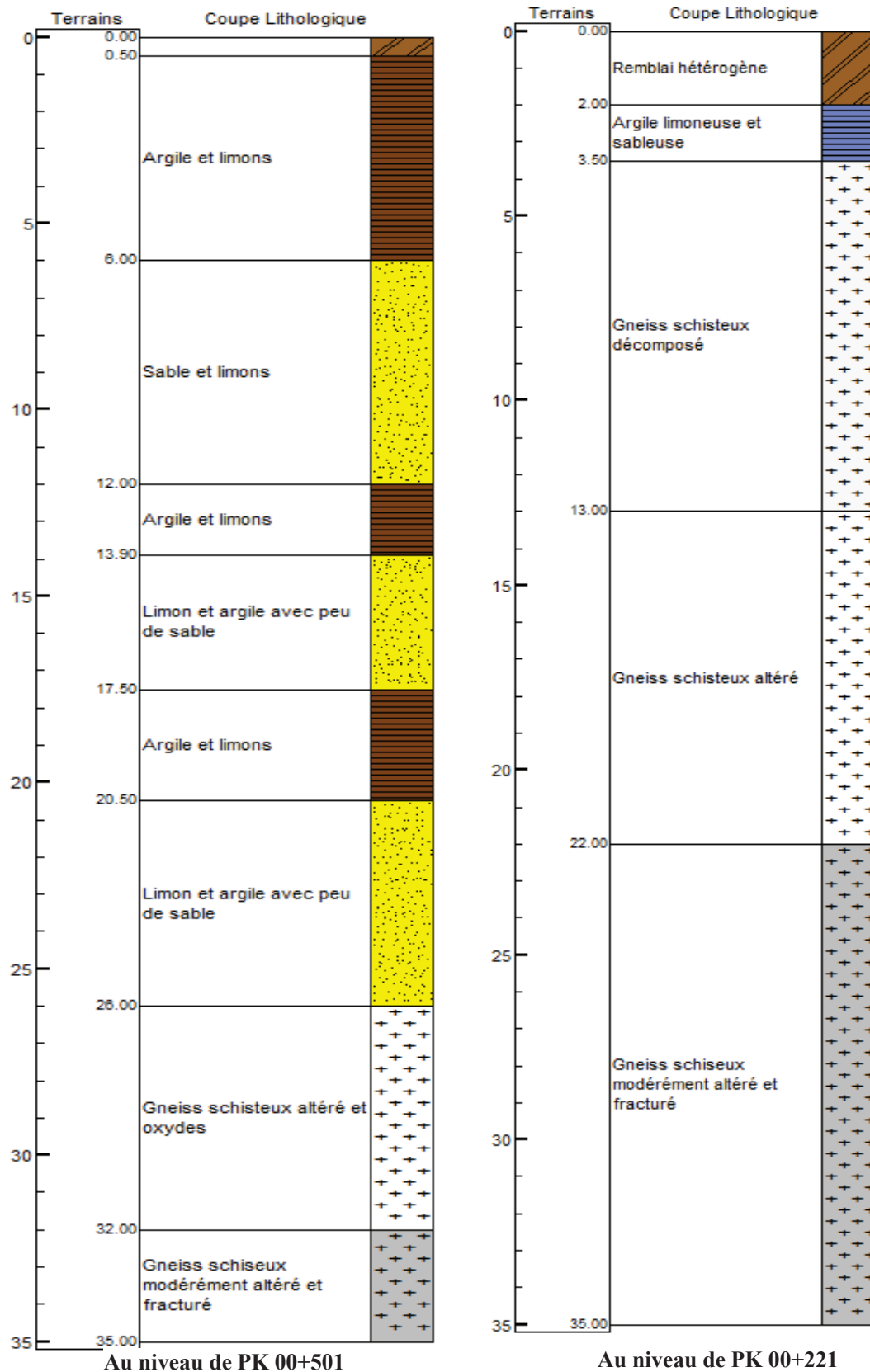


Figure II.6. Coupe géologique.

### ❖ Essais de laboratoire

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

- Densité sèche  $\gamma_d$  ( $t/m^3$ );
- Essai à la compression simple RC (bar);
- Analyse chimique sommaire (teneur en carbonates, teneur en insolubles, teneur en sulfates).

#### II.3.2.3. Sismicité du site

La région d'Annaba est située dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité. La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de la classe du pont, selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008).

#### II.3.2.4. La température

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul. Surtout au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui. La température annuelle d'Annaba est caractérisée par un gradient thermique de  $17^\circ$ .

#### II.3.2.5. La neige

Annaba c'est une ville côtière donc les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul.

#### II.3.2.6. Le vent

Ses actions sont fixées par l'actuel règlement des charges (RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

#### II.3.2.7. L'humidité

Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion de l'acier devient sensible au-delà d'un seuil d'humidité de l'ordre de 50 à 70%. La présence de poussière et d'autres dépôts solides étrangers favorisent le déclenchement de ce phénomène.

La pollution atmosphérique par des gaz sulfureux acides contribue dans l'accélération des processus de la corrosion.

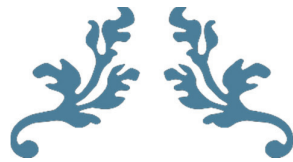
La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation.

Pour la région d'Annaba l'humidité ambiante varie entre 55 et 75%.

## II.4. CONCLUSION

Tout ouvrage en élévation, construit "in situ", permet à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

J'ai présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à mon ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.



---

# CHAPITRE III

## CONCEPTION ET PRE- DIMENSIONNEMENT

---



### III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles (qui sont l'ensemble des éléments de son environnement), et fonctionnelles imposées (qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement).

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré-dimensionnements et de leurs sujétions d'exécution, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économique et originale lorsque se posent des problèmes de complexité inhabituelle. Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

### III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

#### III.2.1. Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

##### III.2.1.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de quatre travées principales de 55 m de longueur et deux travées de rives de 30 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 280 m.

##### III.2.1.2. Conception transversale

Le tablier est de largeur égale à 11 m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises.

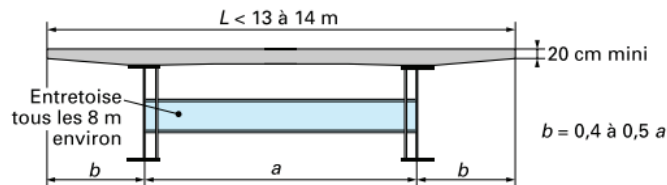


Figure III.1. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

$1.5 \text{ m} \leq a \leq 0.55 L \rightarrow$  On opte pour :  $a = 6 \text{ m}$ , par conséquence  $b = 2.5 \text{ m}$ .

❖ **Conception des poutres principales**

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

**Tableau III.1 Prédimensionnement des poutres métalliques.**

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	200 à 230 mm	230
Hauteur sur pile	$H = L/25$	2 200
Hauteur à la clé	$L/50 \leq H' \leq L/40$	1 200
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2 \times (H - H') \cdot \left(\frac{x}{\ell}\right) + (H - H') \cdot \left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005 \times d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	50
Largeur semelle inférieure sur pile	$500\text{mm} \leq b_i \leq 12\ 00\ \text{mm}$	900
Largeur semelle supérieure sur pile	$400\text{mm} \leq b_s \leq 1\ 000\ \text{mm}$	700
Largeur semelle inférieure à la clef	$500\text{mm} \leq b_i \leq 12\ 00\ \text{mm}$	700
Largeur semelle supérieure à la clef	$400\text{mm} \leq b_s \leq 1\ 000\ \text{mm}$	500
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$	60

❖ **Conception des entretoises**

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du pré dimensionnement, on pourra prévoir un IPE400 avec un espacement de 7 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous, et sont montrées dans la figure III.2.

**Tableau III.2. Pré-dimensionnement des pièces de pont.**

Elément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	220
Epaisseur de la semelle $t_f$	19
Epaisseur de l'âme $t_w$	12

❖ **Choix de la nuance d'acier**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

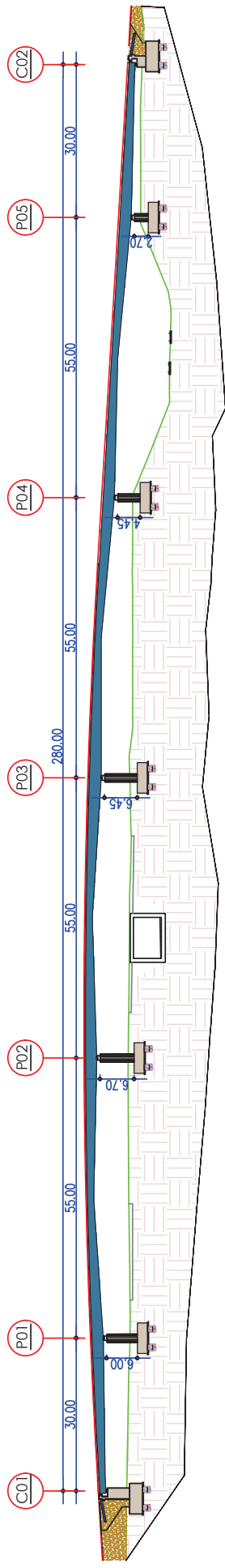
❖ **La connexion entre la dalle et la charpente métallique**

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.

VERS  
EL HADJAR

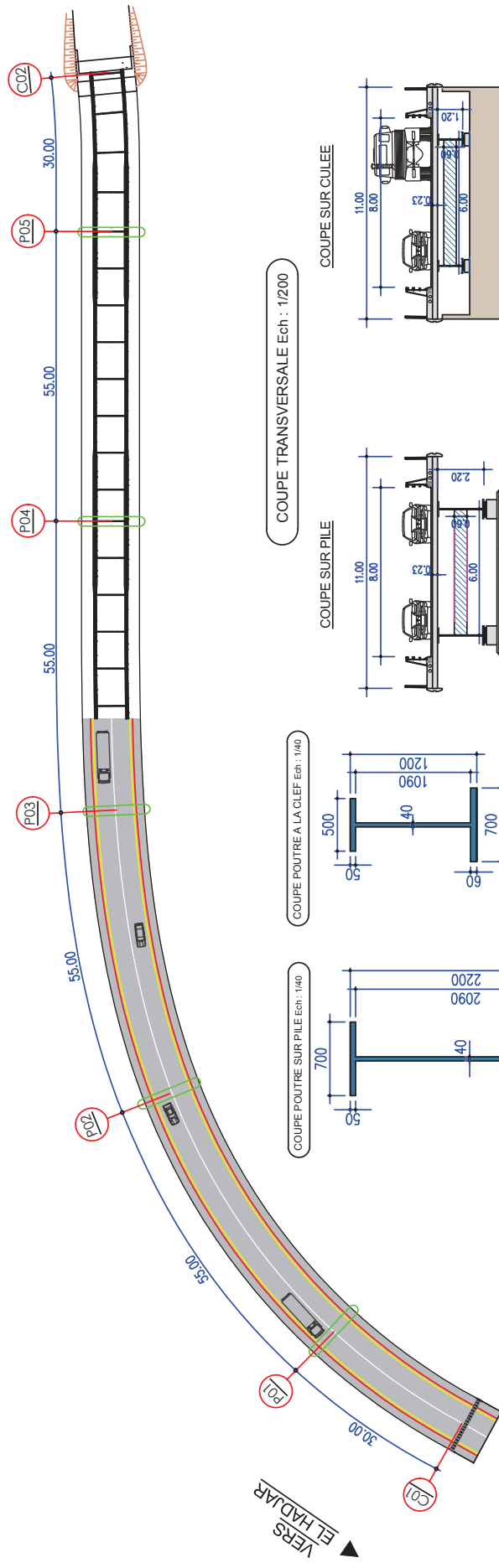
PROFIL EN LONG Ech 1/800

VERS  
AEROPORT



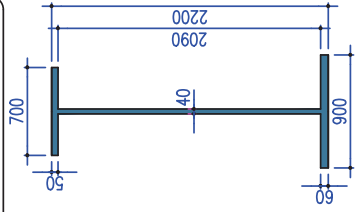
VUE EN PLAN Ech 1/800

VERS  
AEROPORT

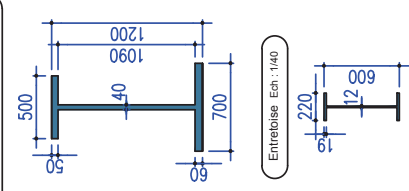


VERS  
EL HADJAR

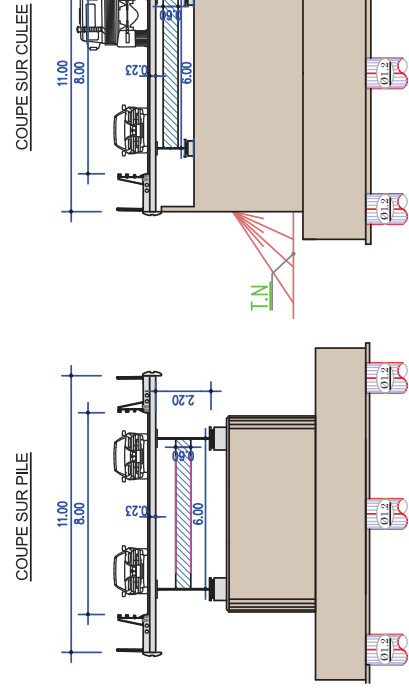
COUPE POUTRE SUR PILE Ech : 1/40



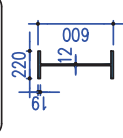
COUPE POUTRE A LA CLEF Ech : 1/40



COUPE TRANSVERSALE Ech : 1/200



Entrebaise Ech : 1/40



**III.2.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »**

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante

**NB :** la conception longitudinale c'est la même dans variante 1.

❖ **Découpage des voussoirs**

Il dépend des moyens du transport, on prend 2.30 m pour les voussoirs courants et 2.10 m pour le voussoir sur pile.

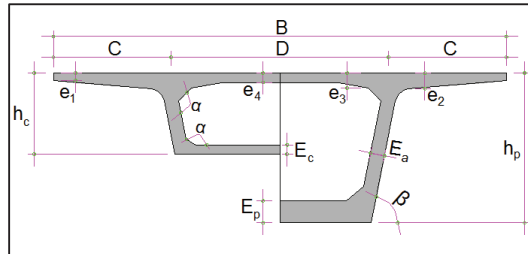
En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 125**.

- ✓ 5 voussoirs sur pile ;
- ✓ 6 voussoirs de clavage ;
- ✓ 110 voussoirs courants ;
- ✓ 4 voussoirs sur culée.

**III.2.2.2. Conception transversale**

❖ **Pré-dimensionnement de la section transversale**

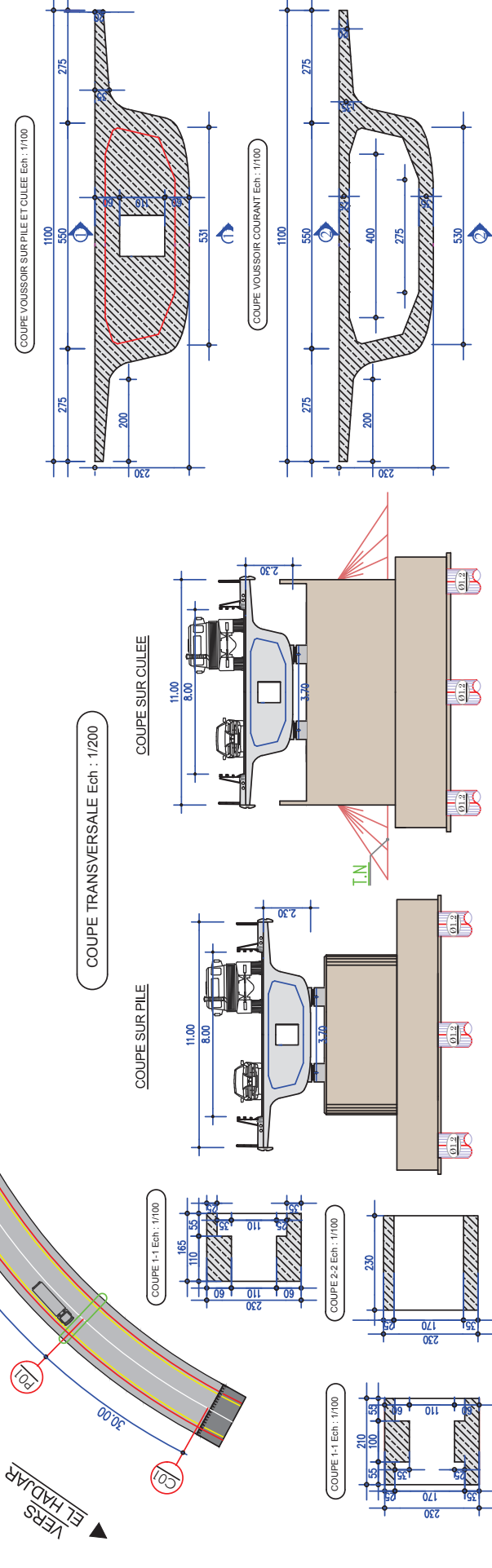
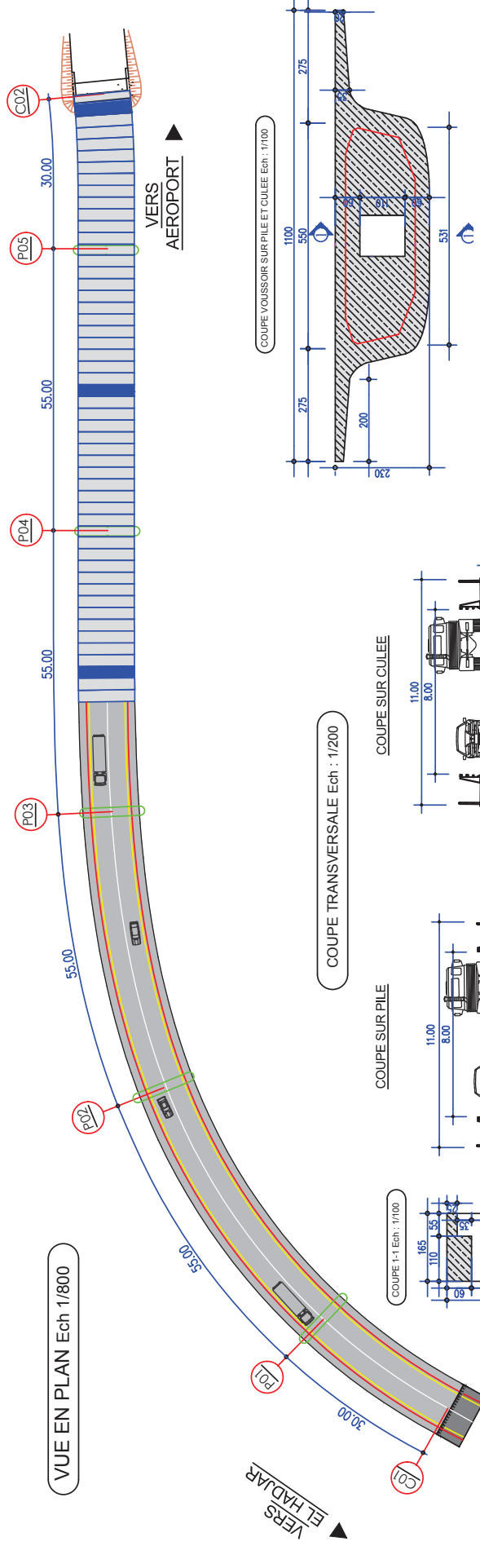
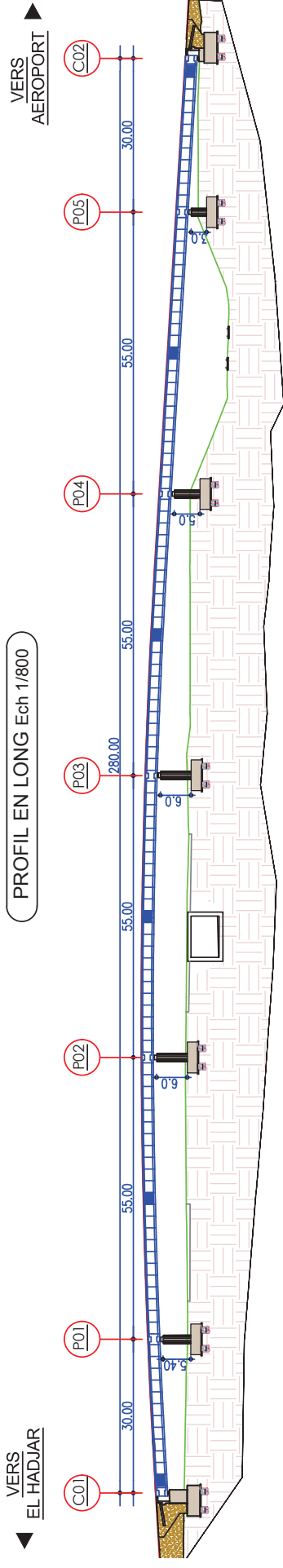
Nous examinons dans ce paragraphe, en basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La **figure III.3** précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :



**Figure III.2. Notations des dimensions.**

**Tableau III.3. Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.**

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	$\frac{1}{25} < h < \frac{1}{20}$	230 cm
Largeur de voussoir	B	1 100 cm
C	B/4	275 cm
D	B-2C	550 cm
e <sub>1</sub>	e <sub>1</sub> ≥ 16 à 18 cm	20 cm
e <sub>2</sub>	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	35 cm
e <sub>3</sub>	e <sub>3</sub> > e <sub>2</sub> - 10 cm et e <sub>3</sub> > 1,5 e <sub>4</sub>	48 cm
e <sub>4</sub>	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	21 %
e <sub>a</sub>	e <sub>a</sub> ≥ 0,26 + L/500	50 cm
e <sub>c</sub> = e <sub>p</sub>	e <sub>c</sub> ≥ (18cm, 3φ, e <sub>a</sub> /3)	35 cm
Gossier supérieure	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°
Gossier inférieure	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	30°



**III.3. VERIFICATION DE LA PRE-DIMENSIONNEMENT**

**III.3.1. Méthode de calcul**

Afin de vérifier pré-dimensionnement des variantes proposées, et à ce stade seulement, nous effectuerons un calcul à la rupture selon une seule combinaison de charge identique à les deux variantes, pour pouvoir comparer rapidement et superficiellement, cette combinaison tient compte du poids propre et des surcharges.

Pour le pré-dimensionnement on va se limiter à la seule surcharge suivante :

$$q = 2.3+360/(L+12). (kN/m^2).....(III.1)$$

**III.3.2. Vérification de la variante 1**

**III.3.2.1. Sollicitations**

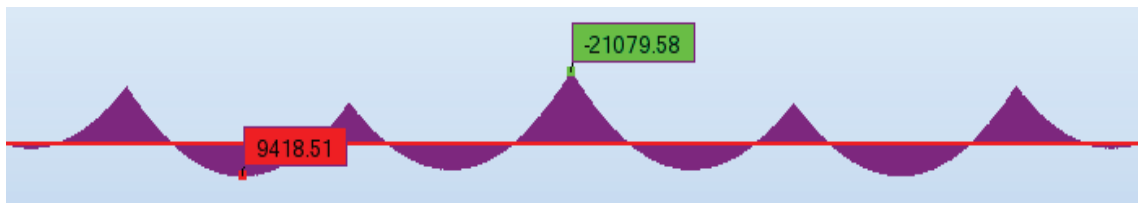


Figure III.5. Moment maximal Variante 1.

**III.3.2.2. Vérification des contraintes**

❖ Section sur pile

✓ Vérification du voilement de l'âme

On vérifie la condition de non-voilement de l'âme par la relation suivante :  $h_{eff} \leq h_c$

$$h_c = \frac{H}{1 + \frac{1}{\psi}} .....(III.2)$$

$$\psi = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}} .....(III.3)$$

$$h_{eff} = 0,86 \times \sqrt{K} \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \frac{h_c}{h_f} .....(III.4)$$

$$K = \frac{11}{1 + \psi \times \sqrt{(1 + \psi)^2 + 0.112 (1-\psi)^2}} .....(III.5)$$

Avec

- $h_c$  : la hauteur de l'âme comprimée de la section totale du profilé ;
- $H$  : la hauteur de la section comprimée du profilé ;
- $\sigma_{sup}$  : contrainte sur la partie supérieure de la section (traction) ;
- $\sigma_{inf}$  : contrainte sur la partie inférieure de la section (compression) ;
- $v$  : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure de la section ;
- $v'$  : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure de la section ;
- $h_{eff}$  : hauteur efficace de l'âme comprimée ;
- $K$  : coefficient de voilement ;
- $h_f$  : hauteur de l'âme définie entre le plan moyen des sections.

**Application Numérique :**

$M = 22\,407.51 \text{ KN.m}$ ; $I = 0.13 \text{ m}^4$	$\Psi = 0.75$ ; $H = 985 \text{ mm}$
$v = 1.214 \text{ m}$ ; $v' = 0.985 \text{ m}$	$K = 4.75$
$h_f = 2\,145 \text{ mm}$ ;	$h_c = 422.14 \text{ mm}$
$f_y = 355 \text{ MPa}$ ; $E = 210 \text{ GPa}$	$h_{eff} = 358.84 \text{ mm} < h_c$

→ La condition de non-voilement est vérifiée.

✓ **Vérification de la stabilité au déversement**

Pour cette vérification on compare la contrainte due au moment de flexion  $\sigma_f$  avec la contrainte critique de déversement  $\sigma_{crd}$ , sachant qu'elle est égale à la contrainte critique de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre  $\sigma_{crf}$ , la condition de non-déversement de la semelle :  $\sigma_f \leq \sigma_{crd}$

$$\sigma_{crd} = \sigma_{crf} = \pi^2 E / (\lambda_K)^2 \dots\dots\dots(III.6)$$

$$\lambda_K = l_k / l_d \dots\dots\dots(III.7)$$

$$I_D = \sqrt{\frac{I}{A_d}} \dots\dots\dots(III.8)$$

$$A_d = (b_{eff} + (h_{eff}/2)) \times t_w \dots\dots\dots(III.9)$$

$$b_{eff} = 0.56 \times 2 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times 60 \dots\dots\dots(III.10)$$

Avec

- $\lambda_K$ : élancement de la membrure comprimée ;
- $A_D$ : section comprimée ;
- $l_d$ : longueur de déversement ;
- $l_K$ : longueur de déversement réduite ;
- $t_w$ : épaisseur de l'âme.

**Application Numérique :**

$I = 0,13 \text{ m}^4$	$b_{eff} = 1\,634.4 \text{ mm}$
$t_w = 40 \text{ mm}$	$A_d = 88\,896.8 \text{ mm}^2$
$f_y = 355 \text{ MPa}$	$I_D = 1\,274 \text{ mm}$
$E = 210 \text{ GPa}$	$\lambda_K = 43.17$
	$\sigma_{crd} = 1\,121.12 \text{ MPa} > \sigma_f = 391.17 \text{ MPa}$ <input checked="" type="checkbox"/>

La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre.

❖ **Section a mi- travée**

Sur la section à mi-travée le moment de flexion fait comprimer la partie supérieure de la section, donc la dalle en béton armé participe à la résistance à la compression, pour faire les vérifications sur cette section, on doit calculer d'abord une section équivalente mixte.

✓ **Calcul de la section équivalente**

$$b_{seq} = b_p \times \eta ; t_{seq} = e_{dalle} \times \eta \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec

- $b_0$ : distance entre les ranges extérieures des goujons ;
- $b_i$ : distance entre les goujons extérieurs et le bord de la dalle :  $b_p = b_0 + \sum b_i$  ;
- $\eta$ : coefficient d'équivalence élastique ;
- $b_{seq}$ : largeur de la section mixte équivalente ;
- $t_{seq}$ : épaisseur de la section mixte équivalente.

**Application Numérique :**

$b_0 = 200 \text{ mm}$ ; $e_{dalle} = 230 \text{ mm}$	$b_{seq} = 850 \text{ mm}$
$b_i = 2400 \text{ mm}$	$t_{seq} = 39.1 \text{ mm}$
$\eta = E_b/E_a = 0.17$ ;	

✓ **Vérification du voilement de l'âme**

On suit la même méthodologie de vérification de la section sur pile.

**Application Numérique :**

$M = 9418.51 \text{ KN.m}$ ; $I = 0.038 \text{ m}^4$	$\Psi = 1$ ; $H = 678 \text{ mm}$ ; $k = 3.67$
$v = 0.561 \text{ m}$ ; $v' = 0.678 \text{ m}$	$h_c = 339 \text{ mm}$
$h_f = 1190 \text{ mm}$ ;	$h_{eff} = 874.72 \text{ mm} < h_c$
$f_y = 335 \text{ MPa}$ ; $E = 210 \text{ GPa}$	

➔ La condition de non-voilement est **vérifiée**.

✓ **Vérification de la stabilité au déversement**

On suit la même méthodologie de vérification de la section sur pile.

**Application Numérique :**

$I = 0.038 \text{ m}^4$	$A_d = 29665 \text{ mm}^2$
$t_w = 40 \text{ mm}$	$I_D = 1147 \text{ mm}$
$f_y = 355 \text{ MPa}$	$\lambda_K = 43.59$
$E = 210 \text{ GPa}$	$\sigma_{crd} = 1090.80 \text{ MPa} > \sigma_f = 240.36 \text{ MPa}$ <input checked="" type="checkbox"/>

La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre.

✓ **Vérification de la résistance des goujons au cisaillement**

On vérifie la résistance des goujons à un effort induit par l'effort tranchant c'est l'effort rasant :  $V_{el,Ed} = (V \times S_C / I_b) \times 1.1 = (1956.95 \times 0.29 / 0.12) \times 1.1 = V_{el,Ed} = 5202.22 \text{ KN/m}$ .

Nous avons une disposition des goujons en 4 files espacées de 100 mm par pas de 170 mm.

➔ **n = 80 goujons/ml**

Le nombre des goujons résistants à l'effort rasant :  $n_{v,el} = V_{el,Ed} / P_{Rd}$  ; on a un goujon de 200mm ➔ la résistance  $P_{Rd} = 85 \text{ KN}$   $n_{v,el} = 62 \text{ goujons/ml}$ .

On a :  $n_{v,el} \leq n$  ➔ le nombre des goujons disposés est suffisant pour résister à l'effort rasant, donc il n'y aura pas de risque de cisaillement des goujons.

III.3.3. Vérification de la variante 2

III.3.3.1. Sollicitations

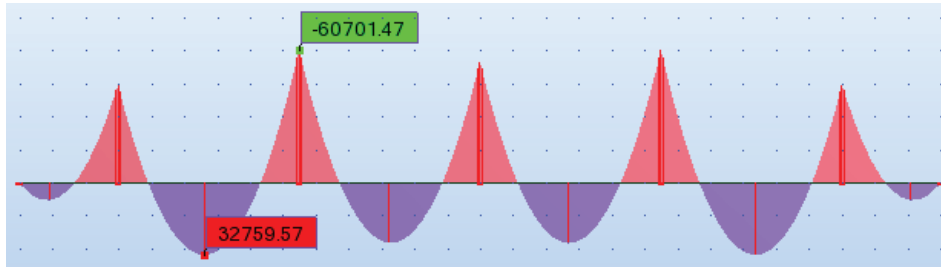


Figure III.6. Moment maximal Variante 2.

III.3.3.2. Estimation des sections de précontraintes

La section de précontrainte est estimée à mi- travée et sur pile, les câbles de précontraintes sont du 15T15.

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_{p0} \times Z_p} \dots\dots\dots (III.12)$$

$$n = \frac{A_p}{(1 - \Delta P) \times A_0} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :

- $A_p$  : section de précontrainte à déterminer ;
- $M_{ext}$  : moment maximal dû à la combinaison de charge  $G + 1.2 Q$  ;
- $\sigma_{p0}$  : sa tension d'origine est de :  $\sigma_{p0} = 1\ 488\ MPa$  pour un câble de 15T15 ;
- $Z_p = 0.9 d_p = 1.9\ m$  ;
- $\Delta P$  : perte de tension, elle est estimée dès le début de **25%** ;
- $A_0$  : section de précontrainte d'un câble, égale à **2 100 mm<sup>2</sup>** pour un câble de 15T15.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. La section de précontrainte.

Section	M max (MN.m)	Ap (cm2 )	n	Nombre de câbles
Sur Pile	60.70	214.70	13.63	14 câbles 15T15
A mi- travée	32.76	115.87	7.35	8 câbles 15T15

III.3.3.3. Vérification des contraintes

Les conditions à vérifier sont comme suit :

$$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc} \text{ et } \sigma_{bt2} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc} \dots\dots\dots (III.14)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \text{ et } \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27\ MPa$  ;
- $\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = 4.95\ MPa$  - Hors section d'enrobage ;
- $\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3.3 = 3.30\ MPa$  - Section d'enrobage.

**Tableau III.5. Vérification des contraintes.**

Section	Mmax (MN.m)	V (m)	V' (m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	d (m)	P (MN)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	Obs
Sur Pile	60.70	0.99	1.30	6.59	13.74	0.13	32.81	-2.49	8.80	✓
A mi-travée	32.76	0.98	1.31	4.97	6.88	0.13	18.75	-0.59	7.16	✓

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

### III.4. ANALYSE DES VARIANTES

**Tableau III.6. Analyse des variantes.**

Variantes	Avantages	Inconvénients
<b>Variante N°01 : Pont mixte bipoutre.</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1-La possibilité de franchir des grandes portées.</li> <li>2-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.</li> <li>3-La rapidité d'exécution</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier</li> <li>2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.</li> <li>3-Un cout très élevé.</li> <li>4-Entretien périodique</li> <li>5-La corrosion en raison de la forte humidité de l'environnement de l'ouvrage</li> </ul>
<b>Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.</li> <li>2-Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.</li> <li>3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</li> <li>4-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1-Le poids est très important (tablier assez épais).</li> <li>2-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.</li> <li>3-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).</li> </ul>

#### ❖ Devis estimatif et quantitatif des deux tabliers

Le devis estimatif et quantitatif des deux tabliers est donné dans le tableau III.6 ci-après

Tableau III.7. Devis estimatif et quantitatif des deux tabliers.

Quantités et prix unitaire	Pont mixte	Pont vousoir
Volume du béton tablier (m3 )	708.40	1409.23
Tonnage d'acier PRS totale (t)	652.32	-
Tonnage d'acier passif (t)	99.18	352.31
Tonnage d'acier actif (t)	-	35.23
Prix unitaire acier passif (DA/t) « tablier »	150 000	150 000
Prix unitaire acier actif de béton (DA/m3 )	-	450 000
Prix unitaire de béton (DA/m3 )	21000	37000
Prix unitaire acier PRS (DA/t)	400 000	-
Cout total béton (DA)	14876400	52141510
Cout total PRS (DA)	260928000	-
Cout total acier passifs (DA)	14877000	52846500
Cout total acier actif (DA)	-	14503500
Cout final de tablier (DA)	<b>291681400</b>	<b>119491510</b>

### III.5. CONCLUSION

Après le pré dimensionnement des deux variantes proposées, une analyse multicritères établie a permis de conclure que la **première variante** serait retenue pour une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

**III.3. VERIFICATION DE LA PRE-DIMENSIONNEMENT**

**III.3.1. Méthode de calcul**

Afin de vérifier pré-dimensionnement des variantes proposées, et à ce stade seulement, nous effectuerons un calcul à la rupture selon une seule combinaison de charge identique pour les deux variantes, pour pouvoir comparer rapidement et superficiellement, cette combinaison tient compte du poids propre et des surcharges.

Pour le pré-dimensionnement on va se limiter à la seule surcharge suivante :

$$q = 2.3+360/(L+12). \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots\dots\text{(III.1)}$$

**III.3.2. Vérification de la variante 1**

**III.3.2.1. Sollicitations**

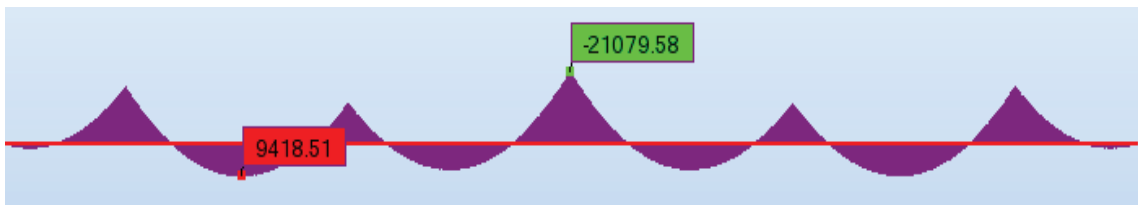


Figure III.3. Moment maximal Variante 1.

**III.3.2.2. Vérification des contraintes**

❖ Section sur pile

✓ Vérification du voilement de l'âme

On vérifie la condition de non-voilement de l'âme par la relation suivante :  $h_{eff} \leq h_c$

$$h_c = \frac{H}{1 + \frac{1}{\psi}} \dots\dots\dots\text{(III.2)}$$

$$\psi = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}} \dots\dots\dots\text{(III.3)}$$

$$h_{eff} = 0,86 \times \sqrt{K} \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \frac{h_c}{h_f} \dots\dots\dots\text{(III.4)}$$

$$K = \frac{11}{1 + \psi \times \sqrt{(1 + \psi)^2 + 0.112 (1-\psi)^2}} \dots\dots\dots\text{(III.5)}$$

Avec

- $h_c$  : la hauteur de l'âme comprimée de la section totale du profilé ;
- $H$  : la hauteur de la section comprimée du profilé ;
- $\sigma_{sup}$  : contrainte sur la partie supérieure de la section (traction) ;
- $\sigma_{inf}$  : contrainte sur la partie inférieure de la section (compression) ;
- $v$  : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure de la section ;
- $v'$  : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure de la section ;
- $h_{eff}$  : hauteur efficace de l'âme comprimée ;
- $K$  : coefficient de voilement ;
- $h_f$  : hauteur de l'âme définie entre le plan moyen des sections.

**Application Numérique :**

$M = 22\,407.51 \text{ KN.m}$ ; $I = 0.13 \text{ m}^4$	$\Psi = 0.75$ ; $H = 985 \text{ mm}$
$v = 1.214 \text{ m}$ ; $v' = 0.985 \text{ m}$	$K = 4.75$
$h_f = 2\,145 \text{ mm}$ ;	$h_c = 422.14 \text{ mm}$
$f_y = 355 \text{ MPa}$ ; $E = 210 \text{ GPa}$	$h_{eff} = 358.84 \text{ mm} < h_c$

→ La condition de non-voilement est vérifiée.

✓ **Vérification de la stabilité au déversement**

Pour cette vérification on compare la contrainte due au moment de flexion  $\sigma_f$  avec la contrainte critique de déversement  $\sigma_{crd}$ , sachant qu'elle est égale à la contrainte critique de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre  $\sigma_{crf}$ , la condition de non-déversement de la semelle :  $\sigma_f \leq \sigma_{crd}$

$$\sigma_{crd} = \sigma_{crf} = \pi^2 E / (\lambda_K)^2 \dots\dots\dots(III.6)$$

$$\lambda_K = l_k / l_d \dots\dots\dots(III.7)$$

$$I_D = \sqrt{\frac{I}{A_D}} \dots\dots\dots(III.8)$$

$$A_D = (b_{eff} + (h_{eff}/2)) \times t_w \dots\dots\dots(III.9)$$

$$b_{eff} = 0.56 \times 2 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times 60 \dots\dots\dots(III.10)$$

Avec :

- $\lambda_K$  : élancement de la membrure comprimée ;
- $A_D$  : section comprimée ;
- $l_d$  : longueur de déversement ;
- $l_k$  : longueur de déversement réduite ;
- $t_w$  : épaisseur de l'âme.

**Application Numérique :**

$I = 0,13 \text{ m}^4$	$b_{eff} = 1\,634.4 \text{ mm}$
$t_w = 40 \text{ mm}$	$A_D = 88\,896.8 \text{ mm}^2$
$f_y = 355 \text{ MPa}$	$I_D = 1\,274 \text{ mm}$
$E = 210 \text{ GPa}$	$\lambda_K = 43.17$
	$\sigma_{crd} = 1\,121.12 \text{ MPa} > \sigma_f = 391.17 \text{ MPa}$ <input checked="" type="checkbox"/>

La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre.

❖ **Section à mi- travée**

Sur la section à mi-travée le moment de flexion fait comprimer la partie supérieure de la section, donc la dalle en béton armé participe à la résistance à la compression, pour faire les vérifications sur cette section, on doit calculer d'abord une section équivalente mixte.

✓ **Calcul de la section équivalente**

$$b_{seq} = b_p \times \eta \quad ; \quad t_{seq} = e_{dalle} \times \eta \dots\dots\dots(III.11)$$

Avec :

- $b_0$ : distance entre les ranges extérieures des goujons ;
- $b_i$ : distance entre les goujons extérieurs et le bord de la dalle :  $b_p = b_0 + \sum b_i$  ;
- $\eta$ : coefficient d'équivalence élastique ;
- $b_{seq}$ : largeur de la section mixte équivalente ;
- $t_{seq}$ : épaisseur de la section mixte équivalente.

**Application Numérique :**

$b_0 = 200 \text{ mm}$ ; $e_{dalle} = 230 \text{ mm}$	$b_{seq} = 850 \text{ mm}$
$b_i = 2400 \text{ mm}$	$t_{seq} = 39.1 \text{ mm}$
$\eta = E_b/E_a = 0.17$ ;	

✓ **Vérification du voilement de l'âme**

On suit la même méthode de vérification de la section sur pile.

**Application Numérique :**

$M = 9418.51 \text{ KN.m}$ ; $I = 0.038 \text{ m}^4$	$\Psi = 1$ ; $H = 678 \text{ mm}$ ; $k = 3.67$
$v = 0.561 \text{ m}$ ; $v' = 0.678 \text{ m}$	$h_c = 339 \text{ mm}$
$h_f = 1190 \text{ mm}$ ;	$h_{eff} = 874.72 \text{ mm} < h_c$
$f_y = 335 \text{ MPa}$ ; $E = 210 \text{ GPa}$	

➔ La condition de non-voilement est **vérifiée**.

✓ **Vérification de la stabilité au déversement**

On suit la même méthode de vérification de la section sur pile.

**Application Numérique :**

$I = 0.038 \text{ m}^4$	$A_d = 29665 \text{ mm}^2$
$t_w = 40 \text{ mm}$	$I_D = 1147 \text{ mm}$
$f_y = 355 \text{ MPa}$	$\lambda_K = 43.59$
$E = 210 \text{ GPa}$	$\sigma_{crd} = 1090.80 \text{ MPa} > \sigma_f = 240.36 \text{ MPa}$ <input checked="" type="checkbox"/>

La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre.

✓ **Vérification de la résistance des goujons au cisaillement**

On vérifie la résistance des goujons à un effort induit par l'effort tranchant c'est l'effort rasant :  $V_{el,Ed} = (V \times S_C / I_b) \times 1.1 = (1956.95 \times 0.29 / 0.12) \times 1.1 = V_{el,Ed} = 5202.22 \text{ KN/m}$ .

Nous avons une disposition des goujons en 4 files espacées de 100 mm par pas de 170 mm.

➔ **n = 80 goujons/ml**

Le nombre des goujons résistants à l'effort rasant :  $n_{v,el} = V_{el,Ed} / P_{Rd}$  ; on a un goujon de 200mm ➔ la résistance  $P_{Rd} = 85 \text{ KN}$   $n_{v,el} = 62 \text{ goujons/ml}$ .

On a :  $n_{v,el} \leq n$  ➔ le nombre des goujons disposés est suffisant pour résister à l'effort rasant, donc il n'aura pas de risque de cisaillement des goujons.

III.3.3. Vérification de la variante 2

III.3.3.1. Sollicitations

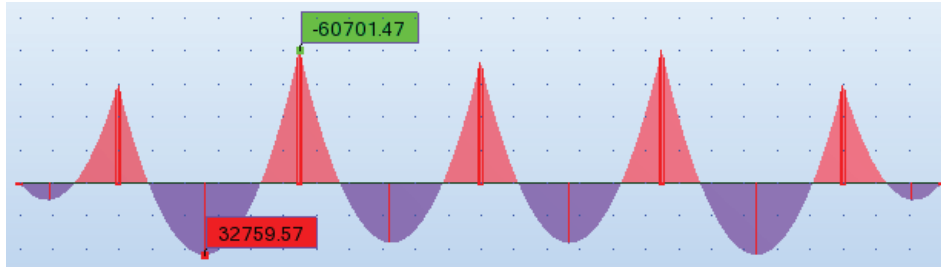


Figure III.4. Moment maximal Variante 2.

III.3.3.2. Estimation des sections de précontraintes

La section de précontrainte est estimée à mi- travée et sur pile, les câbles de précontraintes sont du 15T15.

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_{p0} \times Z_p} \dots\dots\dots (III.12)$$

$$n = \frac{A_p}{(1 - \Delta P) \times A_0} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :

- $A_p$  : section de précontrainte à déterminer ;
- $M_{ext}$  : moment maximal dû à la combinaison de charge  $G + 1.2 Q$  ;
- $\sigma_{p0}$  : sa tension d'origine est de :  $\sigma_{p0} = 1\,488\text{ MPa}$  pour un câble de 15T15 ;
- $Z_p = 0.9\text{ d}_p = 1.9\text{ m}$  ;
- $\Delta P$  : perte de tension, elle est estimée dès le début de 25% ;
- $A_0$  : section de précontrainte d'un câble, égale à  $2\,100\text{ mm}^2$  pour un câble de 15T15.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. La section de précontrainte.

Section	M max (MN.m)	Ap (cm2 )	n	Nombre de câbles
Sur Pile	60.70	214.70	13.63	14 câbles 15T15
A mi- travée	32.76	115.87	7.35	8 câbles 15T15

III.3.3.3. Vérification des contraintes

Les conditions à vérifier sont comme suit :

$$\sigma_{bt1} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc} \text{ et } \sigma_{bt2} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc} \dots\dots\dots (III.14)$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \text{ et } \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27\text{ MPa}$  ;
- $\sigma_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = 4.95\text{ MPa}$  - Hors section d'enrobage ;

$$\sigma_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3.3 = 3.30 \text{ MPa} - \text{Section d'enrobage.}$$

**Tableau III.5. Vérification des contraintes.**

Section	Mmax (MN.m)	V (m)	V' (m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	d (m)	P (MN)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	Obs
Sur Pile	60.70	0.99	1.30	6.59	13.74	0.13	32.81	-2.49	8.80	✓
A mi-travée	32.76	0.98	1.31	4.97	6.88	0.13	18.75	-0.59	7.16	✓

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

### III.4. ANALYSE DES VARIANTES

**Tableau III.6. Analyse des variantes.**

Variantes	Avantages	Inconvénients
<b>Variante N°01 : Pont mixte bipoutre.</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1-La possibilité de franchir des grandes portées.</li> <li>2-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.</li> <li>3-La rapidité d'exécution.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier.</li> <li>2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.</li> <li>3-Un cout très élevé.</li> <li>4-Entretien périodique.</li> <li>5-La corrosion en raison de la forte humidité de l'environnement de l'ouvrage.</li> </ul>
<b>Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.</li> <li>2-Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.</li> <li>3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</li> <li>4-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1-Le poids est très important (tablier assez épais).</li> <li>2-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.</li> <li>3-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).</li> </ul>

#### ❖ Devis estimatif et quantitatif des deux tabliers

Le devis estimatif et quantitatif des deux tabliers est donné dans le **tableau III.6** ci-après

**Tableau III.7. Devis estimatif et quantitatif des deux variantes.**

<b>Variante N° 01 : Pont mixte bipoutre.</b>				
<b>Désignations</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Montant (DA)</b>
Béton				
Béton pour le tablier	m <sup>3</sup>	708.40	21 000.00	14 876 400.00
Acier passif et PRS				
Acier PRS	t	652.32	400 000.00	260 928 000.00
Acier passif	t	127.51	150 000.00	19 126 500.00
<b>Coût final de tablier</b>				<b>294 930 900.00</b>

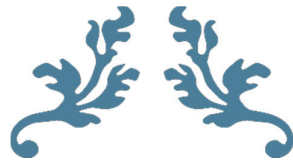
<b>Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.</b>				
<b>Désignations</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Montant (DA)</b>
Béton				
Béton pour le tablier	m <sup>3</sup>	1 409.23	37 000.00	52 141 510.00
Acier actif et passif				
Acier actif	t	35.23	450 000.00	14 503 500.00
Acier passif	t	352.31	190 000.00	66 938 900.00
<b>Coût final de tablier</b>				<b>133 583 910.00</b>

### III.5. CONCLUSION

Le pré dimensionnement des deux variantes et l'analyse muletières de celles-ci m'orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre **la variante 02**.

**Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.**

Qui fera, désormais, l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.



---

**CHAPITRE IV**  
**CHARGES ET HYPOTHESE**  
**DE CALCUL**

---



## IV.1. INTRODUCTION

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. Il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Le présent chapitre est réservé à la définition des différents matériaux de construction de l'ouvrage, ainsi que les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts-routes.

## IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

1. Règles **B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
2. Règles **B.P.E.L. 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;
3. **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
4. **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
5. **Fascicule 62** - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
6. Document **SETRA** « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

## IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### IV.3.1. BETON

- ✓ Pour la superstructure, le béton est dosé à  $450 \text{ kg/m}^3$  de ciment CPA42,5 avec  $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$  et  $f_{t28} = 3.3 \text{ MPa}$  ;
- ✓ Pour la infrastructure, le béton est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment CPA42,5 avec  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  et  $f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$ .

**NB** : La densité du béton armé est de  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### IV.3.2. Armatures

#### IV.3.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**

- La limite d'élasticité :  $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Modules de la déformation élastique :  $E_s = 200 \text{ GPa}$

#### IV.3.2.2. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **15T15 TBR** (très basse relaxation),

- Résistance ultime :  $f_{prg} = 1\ 860 \text{ MPa}$
- Limite élastique :  $f_{peg} = 1\ 674 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité :  $E_p = 190\ 000 \text{ MPa}$
- Section droite d'un toron :  $A_p \text{ 1toron} = 140 \text{ mm}^2$
- Section d'un câble :  $A_p = 2100 \text{ mm}^2$
- Diamètre du gain :  $\Phi = 89.25 \text{ mm}$
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures :  $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de recul d'encrage  $g = 2 \text{ mm}$

#### IV.3.3. Contraintes admissibles

**IV.3.3.1. Béton**

❖ **Contraintes admissibles à la compression**

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \text{ (MPa)} \dots\dots\dots(IV.1)$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d’application de la combinaison d’action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu’elle est inférieure à 1h.

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots(IV.2)$$

**Tableau IV.1. Contraintes admissibles à la compression de béton.**

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	25.50	15.30
		$\gamma_b = 1,15$	33.26	19.96
ELS	$f_{bc} / \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)		27.00	16.20

$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,5 & \text{situation transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

❖ **Déformation longitudinale du béton**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E<sub>ij</sub>" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

$$E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{ Module de déformation instantanée du béton } < 24h ;$$

$$E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{ Module de déformation sous chargement de langue durée.}$$

**IV.3.3.2. Armatures**

❖ **Contrainte limite de traction des aciers**

**Tableau IV.2. Contraintes admissibles de traction des armatures passives.**

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_c / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500/00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_c ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ;$ n=1,6		252.76	207.31
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0,4 \times f_c ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ;$ n=1,6		206.80	169.62

❖ **Classe de justification de la précontrainte**

**Classe II** (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

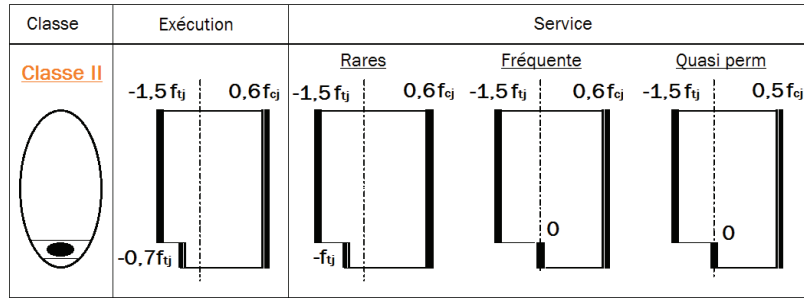


Figure IV.1. Limitation des contraintes des sections en B.P.

#### IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

##### IV.4.1 Evaluation des actions hors trafic

##### IV.4.1.1. Actions permanentes Poids des voussoirs Pv

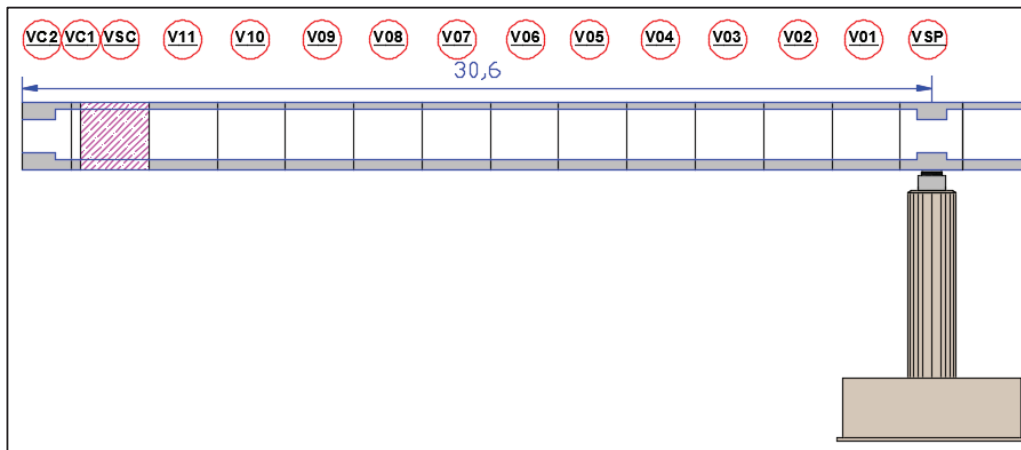


Figure IV.2. Numération des voussoirs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.3. Estimation du poids total des voussoirs.

Poids Voussoirs d'un Fléau							
N° Voussoirs	L Voussoirs (m)	Sections (m <sup>2</sup> )	Poids (t)	N° Voussoirs	L Voussoirs (m)	Sections (m <sup>2</sup> )	Poids (t)
1/2VSP	0.5	13.74	171.75	V08	2.30	6.88	395.60
	0.55	6.88	94.60	V09	2.30	6.88	395.60
V01	2.30	6.88	395.60	V10	2.30	6.88	395.60
V02	2.30	6.88	395.60	V11	2.30	6.88	395.60
V03	2.30	6.88	395.60	VSC	2.30	6.88	395.60
V04	2.30	6.88	395.60	VC02	0.3	6.88	51.60
V05	2.30	6.88	395.60		0.55	6.88	189.20
V06	2.30	6.88	395.60		1.1	13.74	377.85
V07	2.30	6.88	395.60				

**Poids total d'un fleau : 10 027.01 kN ; Poids total de l'ouvrage : 49 790.40 kN**

❖ Les compléments de charges permanentes CCP

Tableau IV.4. Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges.

Eléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Trottoir	25	18.75	5272.5
Glissière de Sécurité	/	2 X 0.6	337.44
Garde courps	/	2 X 0.5	281.20
Revêtement en BB	24	15.36	4319.32
corniches	25	4.55	1279.46
Poids CCP	/	<b>40.86</b>	<b>11489.92</b>

Poids Total G<sub>v</sub>

49 790.40 kN

Poids Total G<sub>Total</sub> = G<sub>v</sub> + G<sub>Ccp</sub>

61 280.32 kN

IV.4.1.2. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le tableau 3.2 -RCPR  $\Delta T (\Delta \Theta) = \pm 7^{\circ}\text{C}$ .

On adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C.

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1. Système de charge à considérer

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- ✓ Système de charge routière type **A(I)**;
- ✓ Système de charge routière type **B(B<sub>c</sub>, B<sub>t</sub>)**;
- ✓ Système de charge militaire **Mc 120**;
- ✓ Convoi exceptionnel **D240**;
- ✓ Les surcharges sur trottoirs.

IV.4.2.2. Caractéristiques du pont

➤ Largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

➤ Largeur chargeable

elle déduit de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue).

Tableau IV.5. Caractéristiques du pont.

Largeur roulable	8 m
Largeur chargeable	7 m
Nombre de voie	2
Largeur d'une voie	3.5 m

❖ Classe de pont

Tableau IV.6. Les classes des ponts routes.

Classe du pont	Description
1 <sup>ère</sup> classe	$L_R \geq 7m$
2 <sup>ème</sup> Classe	$5,50 m < L_R < 7m$
3 <sup>ème</sup> Classe	$L_R \leq 5,50 m$

❖ Les cas de chargement

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-dessous :

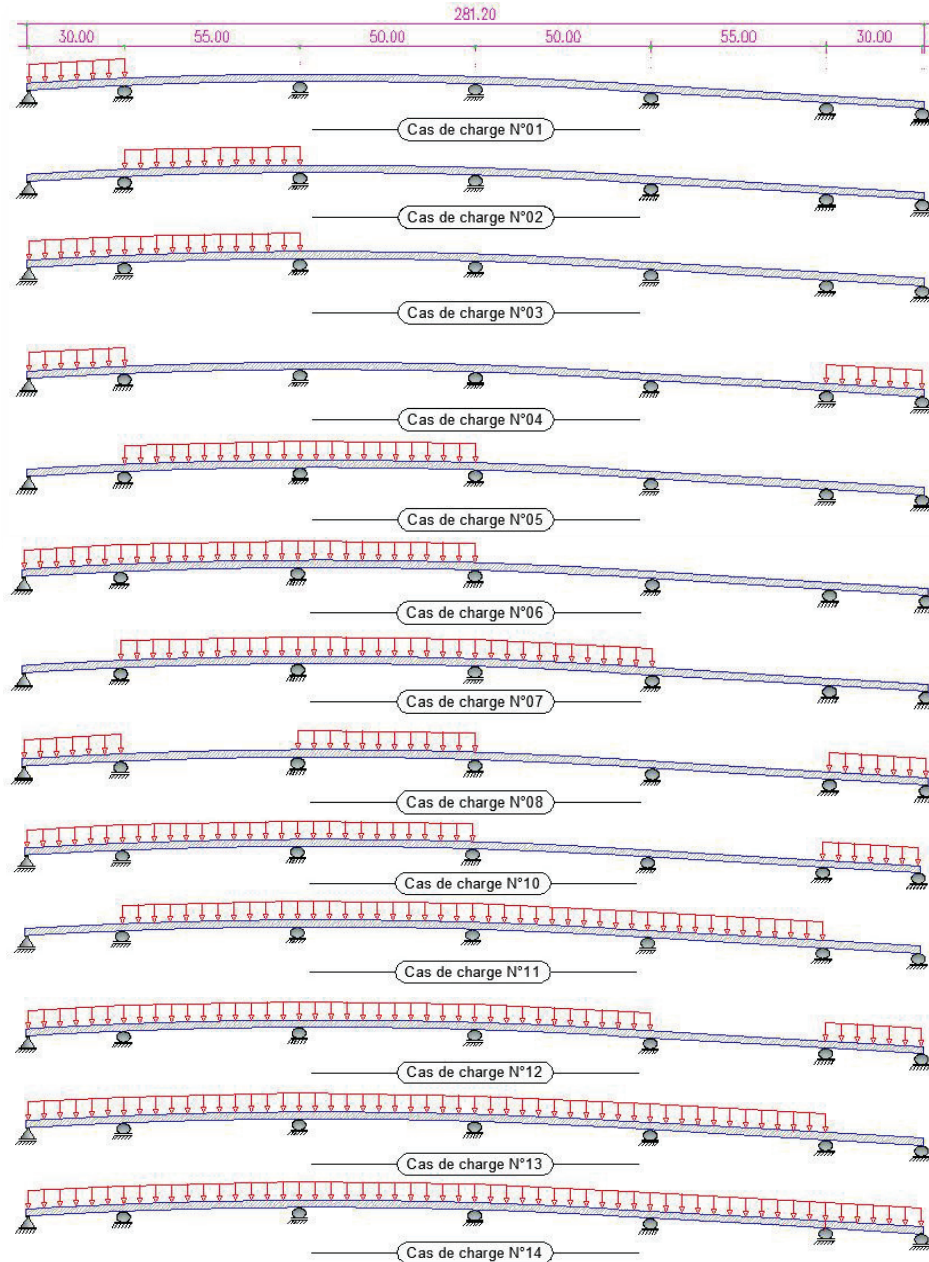


Figure IV.3. Les 14 cas de charge possibles.

IV.4.2.3. Système de charge A

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{L + 12} \quad ; \quad A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0,002L \end{cases} \quad (\text{kN/m}^2) \dots \dots \dots (IV.3)$$

Avec

L : la longueur chargée du tablier en (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a<sub>1</sub> du tableau IV.7.

Tableau IV.7. Coefficient a<sub>1</sub>.

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

La charge A<sub>1</sub> Obtenue est multipliée par un coefficient a<sub>2</sub> = v<sub>0</sub>/v, v étant la largeur d'une voie et, v<sub>0</sub>= 3.50 m, donc a<sub>2</sub> =1.

Les résultats sont résumés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8. Valeurs de A(l) pour les 14 cas possibles.

Cas de charge	L (m)	A(l) (KN/m <sup>2</sup> )	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)	
			1 voie	2 voies
Cas 1	30	10.87	38.05	76.09
Cas 2	55	7.67	26.85	53.69
Cas 3	85	6.01	21.04	42.07
Cas 4	60	7.30	25.55	51.10
Cas 5	110	5.25	18.38	36.75
Cas 6	140	4.67	16.35	32.69
Cas 7	165	4.33	15.16	30.31
Cas 8	115	5.13	17.96	35.91
Cas 9	195	4.04	14.14	28.28
Cas 10	170	4.28	14.98	29.96
Cas 11	220	3.85	13.48	26.95
Cas 12	225	3.82	13.37	26.74
Cas 13	250	3.67	12.85	25.69
Cas 14	280	3.53	12.36	24.71

**IV.4.2.4. Système de charge B**

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- ✓ Le système  $B_c$  qui se compose de camions types (300 kN) ;
- ✓ Le système  $B_t$  se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» ;

❖ **Système de charges  $B_c$  / Article 4.5.1 RCPR**

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système  $B_c$  prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_c$ , donné par le tableau IV.9.

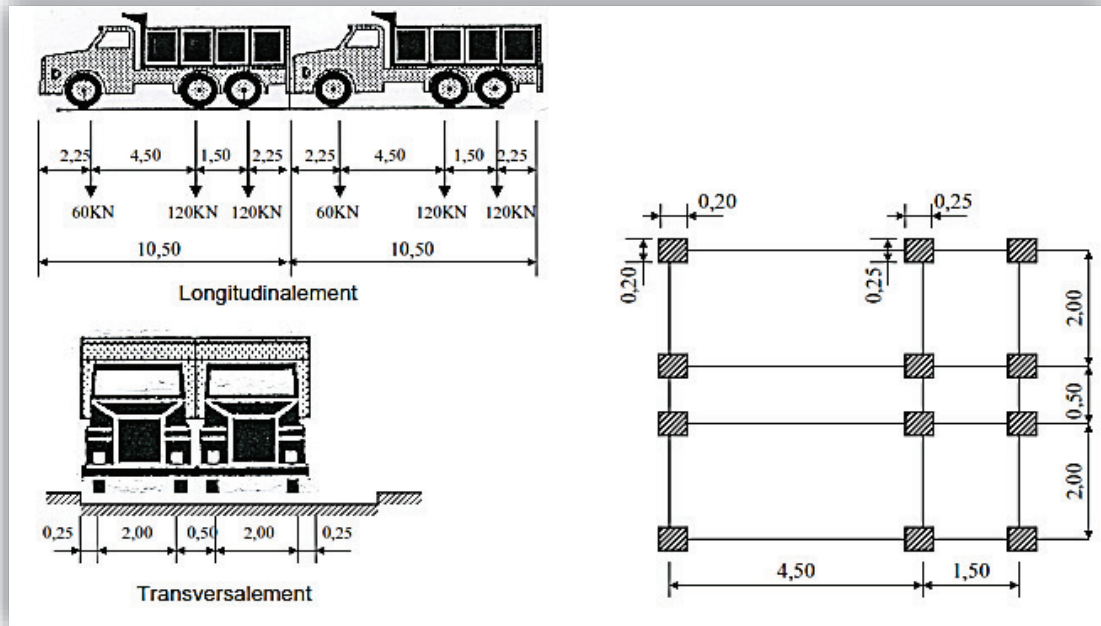


Figure IV.4. système de chargement  $B_c$ .

Tableau IV.9. Les valeurs de  $b_c$ .

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70

❖ **Système de charges  $B_t$  / Article 4.5.3 RCPR**

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système  $B_t$  prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_t$ .

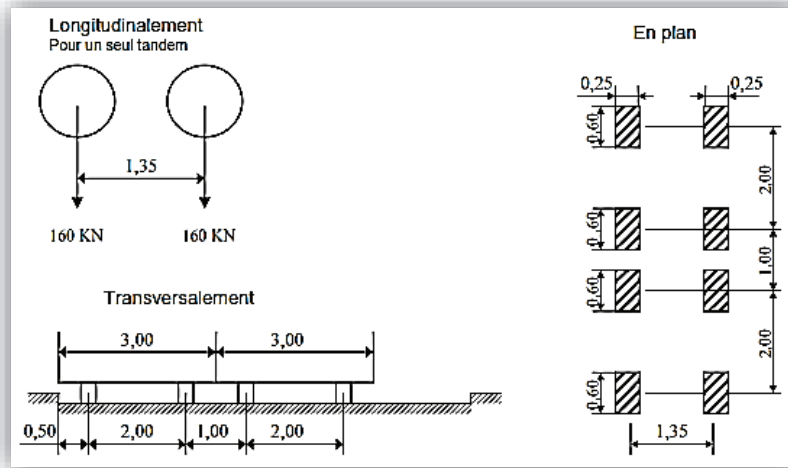


Figure IV.5. Système de chargement Bt.

**IV.4.2.5.Coefficient de majoration dynamique**

Les charges du système **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} \dots\dots\dots(IV. 4)$$

Avec

- L** : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres .
- G** : sa charge permanente .
- S** : sa charge B maximale.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau IV.10, (détail de calcul voir Annexe C).

**Tableau IV.10. Les valeurs de  $\delta$ .**

Système de chargement	$\delta$
<b>B<sub>c</sub></b>	<b>1.085</b>
<b>B<sub>t</sub></b>	<b>1.073</b>

**IV.4.2.6. Efforts de freinage**

❖ **Système de charge B<sub>c</sub>**

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système **B<sub>c</sub>** se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

❖ **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A.S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (kN) ; S: surface chargée en (m}^2\text{).} \rightarrow F_{\text{max-2voies}} = 257.587 \text{ KN..(IV.5)}$$

**IV.4.2.7. Charges militaires : Mc 120**

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Le système **Mc 120** est multiplié par le coefficient  $\delta$ , qui est égal **1.08**.

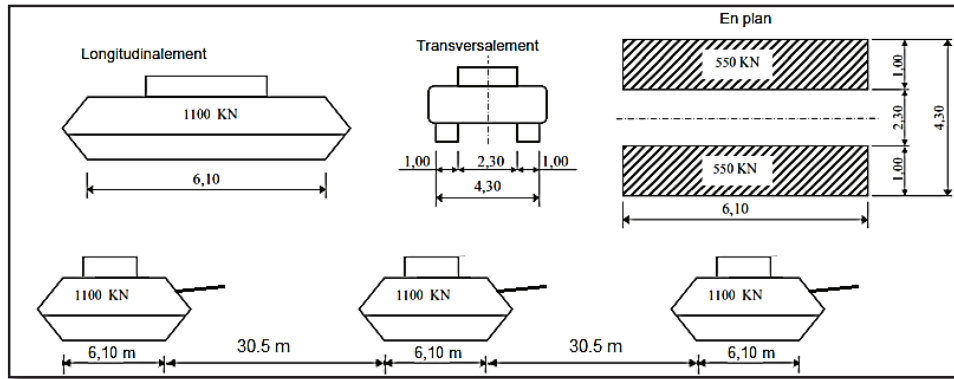


Figure IV.6. Convoi de charge Mc 120.

**IV.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240**

Le convoi **D240** est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges), Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

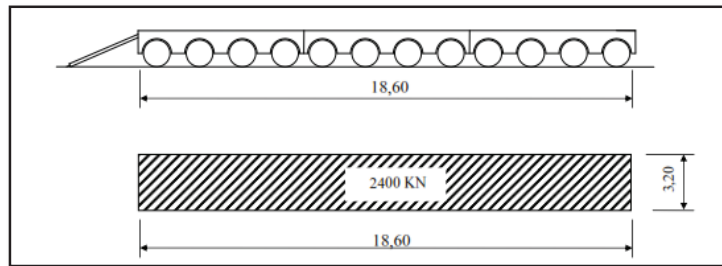


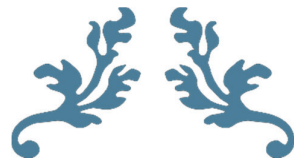
Figure IV.7. Convoi exceptionnel D240.

**IV.4.2.9. Surcharges sur trottoirs**

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1,5 KN/m<sup>2</sup> réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

**IV.5. CONCLUSION**

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.



---

# CHAPITRE V

## ETUDE LONGITUDINALE

---



V.1. INTRODUCTION

Pendant la construction, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles avant clavage.

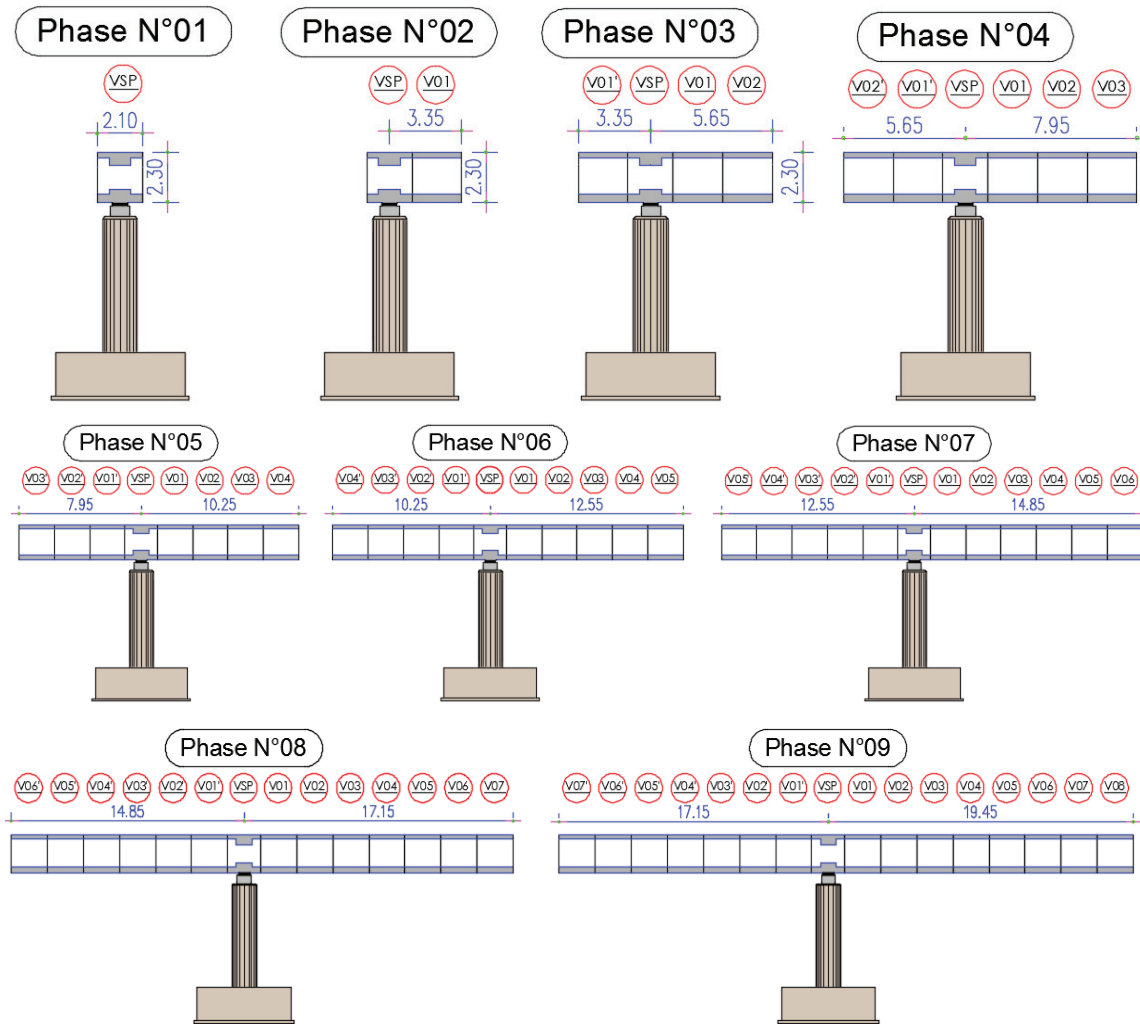
La justification de cette stabilité doit être effectuée vis-à-vis :

- L'état limite ultime d'équilibre statique : ou l'on vise à assurer la stabilité des fléaux sur leur pile ;
- L'état limite ultime de résistance : pour les différents organes mis en place spécifiquement pour assurer la stabilité ainsi que pour les éléments sollicités au cours de construction, en particulier les piles et têtes de pile et leurs fondations.

Dans ce chapitre, on va étudier cette stabilité pour ses deux états limites, en passant par les combinaisons en situation temporaires de construction ainsi que en situation accidentelle.

V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau



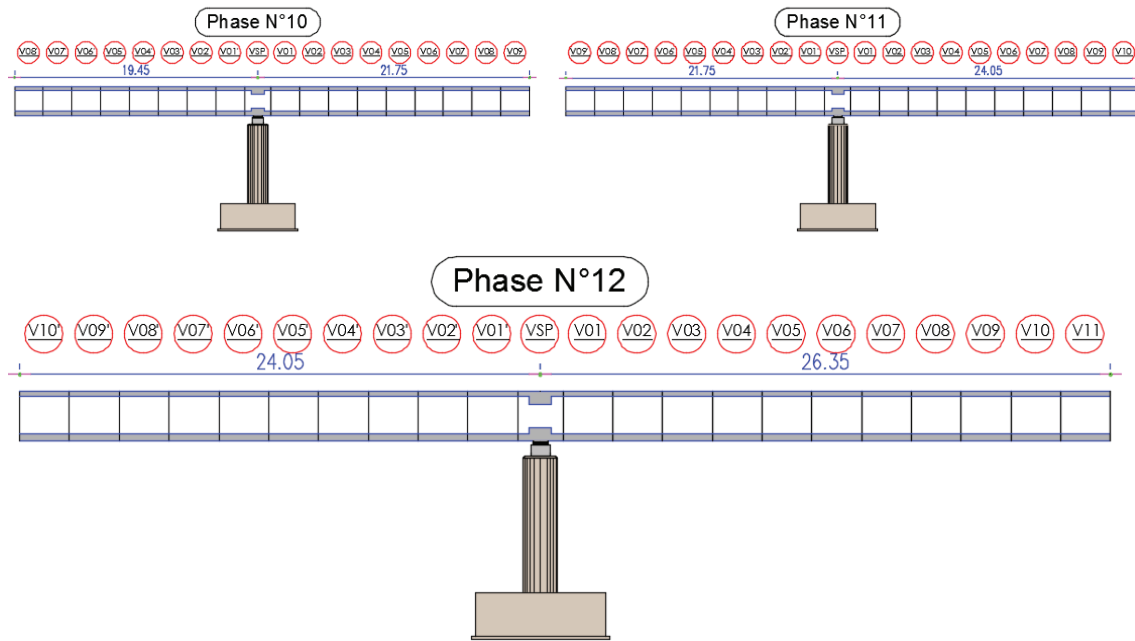


Figure V.1. Cheminement de la réalisation d'un fléau.

## V.2.2. Charges à prendre en compte

### V.2.2.1. Poids propre du fléau

Le poids des demi-fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2 % (G max) alors que le poids de leur symétrique est minoré de 2 % (G min)

### V.2.2.2. Charges de chantier aléatoires

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :

Une charge répartie de  $200\text{N/m}^2$  sur un demi- fléau:  $Q_{PRA1} = 2.2 \text{ KN/ml}$  .

Une charge concentrée de  $(50+5b)$  appliquée à l'extrémité du dernier voussoir:  $Q_{PRA2}=105\text{KN}$ .

### V.2.2.3. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose FA est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 Afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir.

$F_A = - 392 \text{ KN}$ .

## V.2.3. Combinaisons d'action

### V.2.3.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

Combinaison A1 :  $1,1 (G \text{ max} + G \text{ min}) + 1,25(Q_{pra1} + Q_{pra2})$

Combinaison A2 :  $0.9 (G \text{ max} + G \text{ min}) + 1,25 (Q_{pra1} + Q_{pra2})$

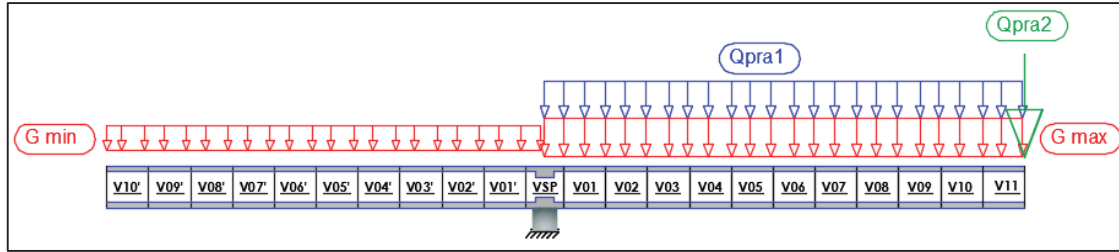


Figure V.2. Situation temporaire de construction à considérer.

**V.2.3.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B)**

Combinaison B1 : 1,1 (G max + G min) + FA + (Qpral + Qpra2)

Combinaison B2 : 0.9 (G max + G min) + FA + (Qpral + Qpra2)

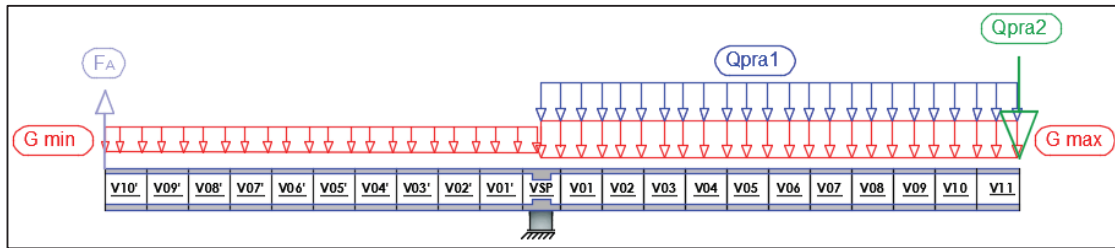


Figure V.3. Situation accidentelle à considérer.

**V.2.4. Evaluation des efforts**

Pour l'évaluation des efforts on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis. Dans ce modèle on considère que le tablier travaille comme une bi-console.

Les résultats sont résumés dans les tableaux V.1.

**Tableau V.1. Evaluation des efforts en situation temporaire.**

Phase	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
<b>Axe VSP</b>	<b>68758.19</b>	<b>5178.46</b>	57057.65	4273.89	67877.15	5137.79	56176.61	4233.22
<b>Fin VSP</b>	63498.38	4888.62	52715.63	4036.23	62659.74	4848.53	51876.98	3996.14
<b>Fin V01</b>	52751.94	4456.11	43840.57	3681.21	52004.06	4417.28	43092.69	3642.38
<b>Fin V02</b>	43000.27	4023.6	35782.06	3326.19	42340.25	3986.03	35122.04	3288.62
<b>Fin V03</b>	34243.38	3591.09	28540.10	2971.17	33668.31	3554.79	27965.03	2934.87
<b>Fin V04</b>	26481.25	3158.58	22114.68	2616.15	25988.23	3123.54	21621.66	2581.11
<b>Fin V05</b>	19713.90	2726.07	16505.81	2261.13	19300.02	2692.29	16091.93	2227.35
<b>Fin V06</b>	13941.32	2293.56	11713.48	1906.11	13603.68	2261.05	11375.84	1873.60
<b>Fin V07</b>	9163.51	1861.05	7737.69	1551.09	8899.21	1829.80	7473.39	1519.84
<b>Fin V08</b>	5380.47	1428.54	4578.45	1196.07	5186.61	1398.55	4384.58	1166.08
<b>Fin V09</b>	2592.21	996.03	2235.76	841.05	2465.87	967.31	2109.41	812.33
<b>Fin V10</b>	798.21	563.52	709.61	486.03	737.00	536.06	647.89	458.57
<b>Fin V11</b>	0.00	131.01	0.00	104.81	0.00	104.81	131.01	0.00

V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

V.3.1. Phases de réalisation du pont

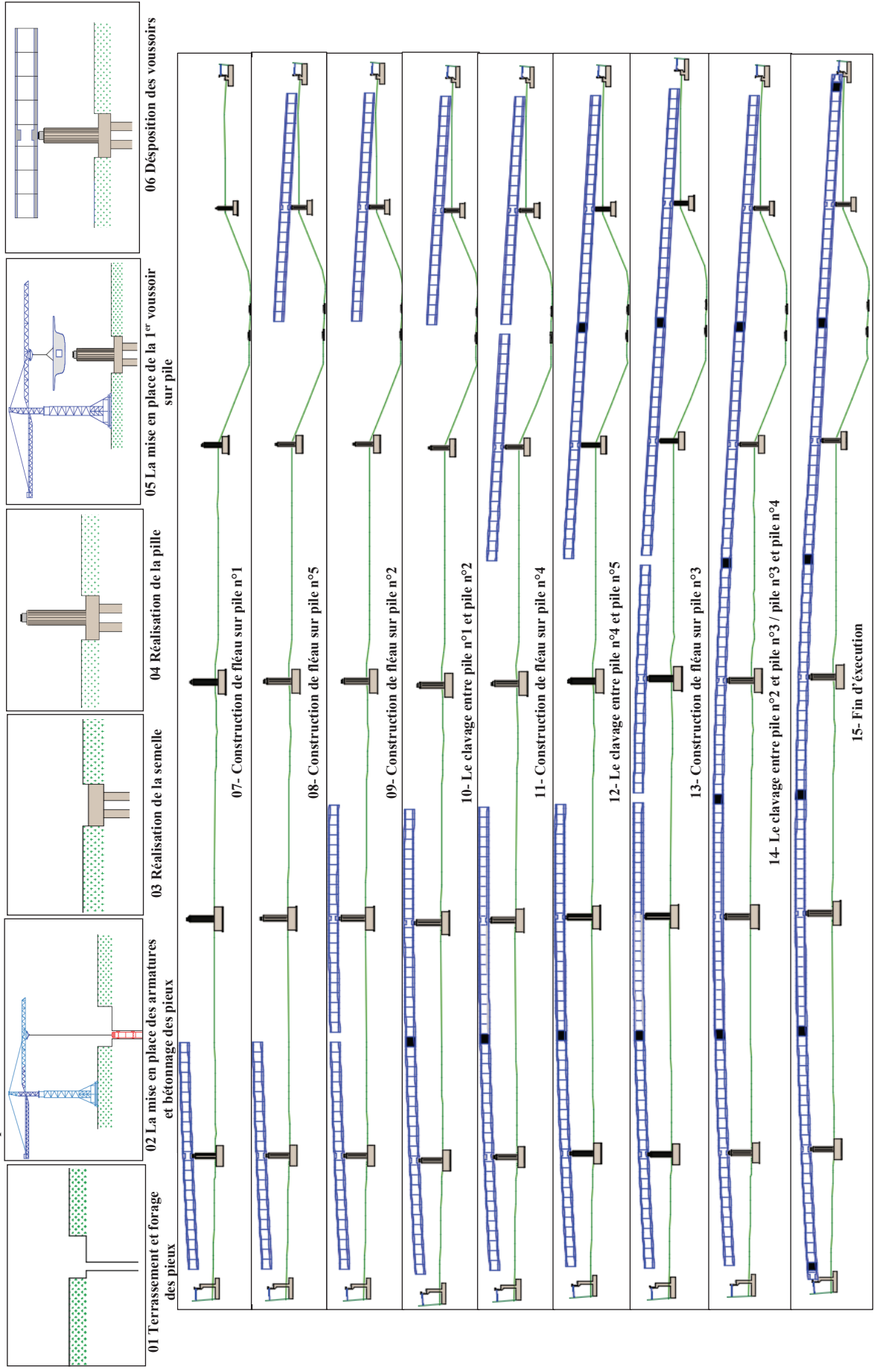


Figure V.4. Le déroulement de la construction de pont.

**V.3.2. Modélisation**

Dans mon cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres;
- Sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles;
- Chaque section est définie par le logiciel de dessin, puis exportée vers le logiciel de calcul;
- Les appuis sont considéré comme appuis simples sauf une au niveau de la culée C1 qui est définie comme appui double;
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le chapitre VI.

**V.3.3. Combinaisons d'action**

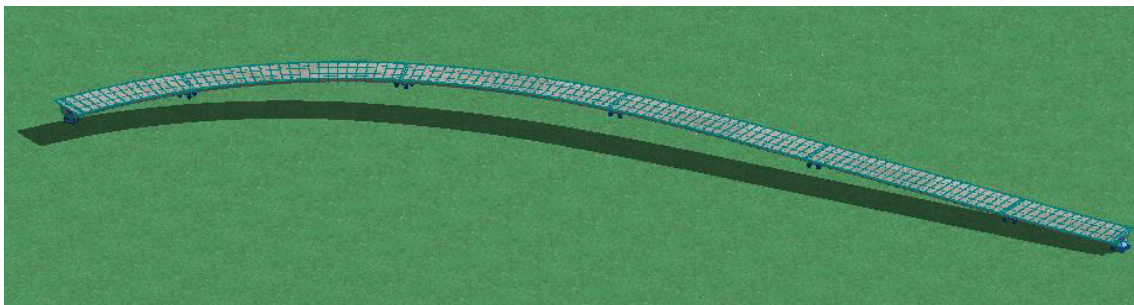
Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

**Tableau V.2. Combinaisons de charge en phase de service.**

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240	St
ELU	COMB 1	1,35	1,6	0	0	0	0	1,6
	COMB 2	1,35	0	1,6	0	0	0	1,6
	COMB 3	1,35	0	0	1,6	0	0	1,6
	COMB 4	1,35	0	0	0	1,35	0	0
	COMB 5	1,35	0	0	0	0	1,35	0
ELS	COMB 1	1	1,2	0	0	0	0	1
	COMB 2	1	0	1,2	0	0	0	1
	COMB 3	1	0	0	1,2	0	0	1
	COMB 4	1	0	0	0	1	0	0
	COMB 5	1	0	0	0	0	1	0

**V.3.4. Résultats**

Le logiciel de calcul utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.



**Figure V.5. Modèle de calcul.**

Après avoir procéder au calcul de la structure à E.L.U et à E.L.S, les résultats à prendre en compte sont celle du CP et du CCP ainsi que des surcharges les plus défavorables.

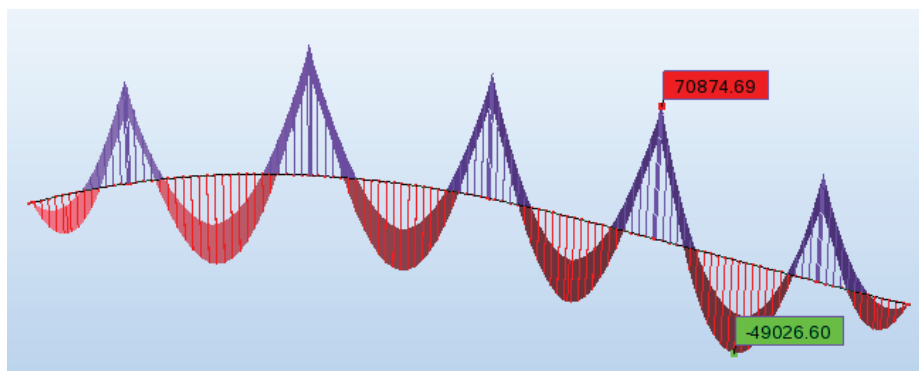


Figure V.6.  $M_{Max}$  à l'ELS(G+D240).

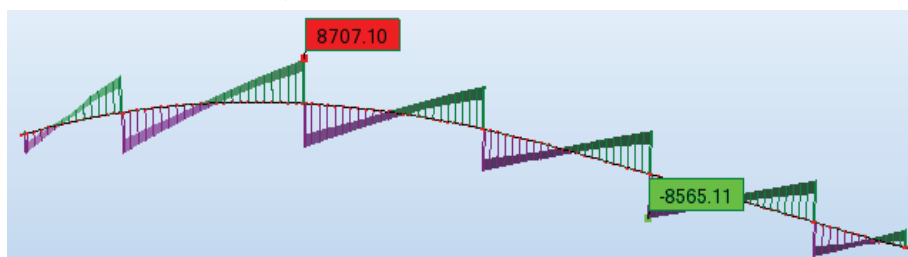


Figure V.7.  $T_{Max}$  à l'ELS(G+D240).

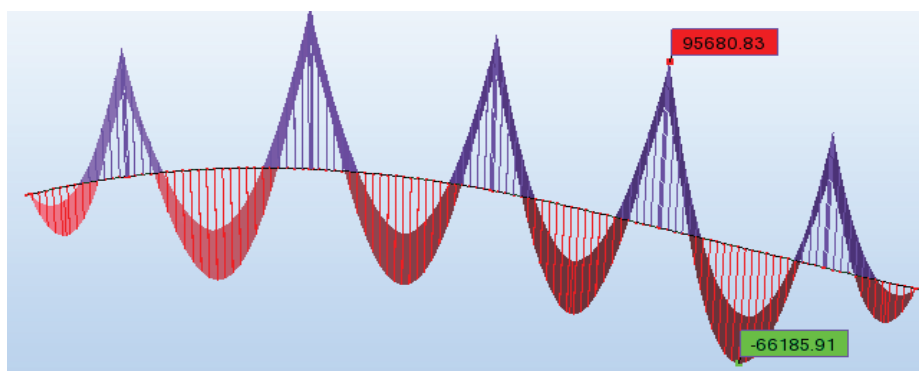


Figure V.8.  $M_{Max}$  à l'ELU(1.35G+1.35D240).

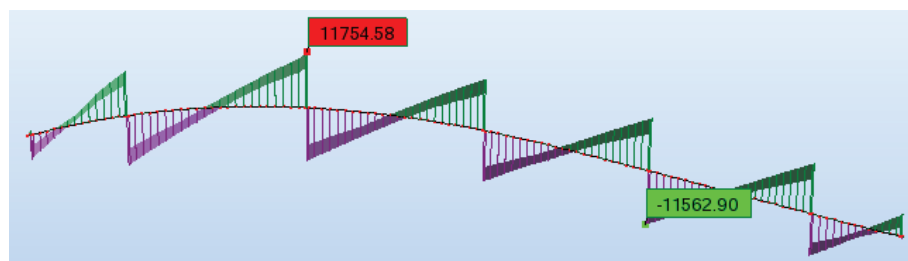
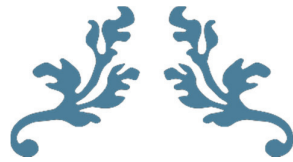


Figure V.9.  $T_{Max}$  à l'ELU(1.35G+1.35D240).

#### V.4. CONCLUSION

On a donc procédé dans ce chapitre au calcul des sollicitations dues aux charges permanentes, aux surcharges routières et au gradient thermique à l'aide du logiciel. Toutes les sollicitations étant connues à travers les combinaisons d'actions que nous avons définies plus haut, on étudiera la précontrainte nécessaire au tablier pour résister à ces sollicitations.



---

**CHAPITRE VI**  
**ETUDE DE LA**  
**PRECONTRAINTE**

---



**VI.1. INTRODUCTION**

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellements successifs est assurée par deux familles de câbles : « les câbles de fléau et les câbles de continuité ».

❖ Les câbles de fléau :

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieure du caisson et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction, et ça afin de jouer un double rôle :

- ✓ Assurer la résistance aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs et les surcharges de chantier ;
- ✓ Assurer la stabilité des fléaux. La première condition fixe la force de la précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

❖ Les câbles de continuités :

Ils sont enfilés au voisinage de la clef de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissants dus aux charges d'exploitation.

**VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU**

**VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau**

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec

$P_0$  : effort de précontrainte limite qu'un câble de **15T15** peut créer, il est estimé à 25% de perte.

La tension d'origine :  $\sigma_{p0} = \min (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) \rightarrow \sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa} \dots\dots\dots(VI.2)$

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte  $P_0$  :**

$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{\text{câble15T15}} , s = 2100 \text{ mm}^2 \rightarrow P_0 = 3 \text{ 125 KN} \dots\dots\dots(VI.3)$

❖ **Evaluation de l'effort de précontrainte  $P$  :**

L'effort de précontrainte  $P$  est calculé à partir de la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} ; e = v - d \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec

- $P$  : La force de précontrainte ;
- $v$  : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure ;
- $I$  : Le moment d'inertie longitudinal de la section ;
- $e$  : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité ;
- $M$  : Moment maximal dû au poids propre et surcharge ;
- $S$  : La section du voussoir sur l'axe de la pile.

**Application Numérique :**

$M = 68758.19 \text{ KN.m}$  (Combinaison de charge A1- Axe VSP; Voir chapitre V)  
 $d = 0.13 \text{ m}$   
 $I = 6.59 \text{ m}^4$   
 $S = 13.74 \text{ m}$   
 $v = 0.99 \text{ m}$

$P = 50\,952.14 \text{ KN}$   
 $D'ou : n \geq 21.74$   
 On prend  $n = 22 \text{ câbles de } 15T15$

Le nombre de câbles correspondant à chaque phase de réalisation sont résumés dans le tableau ci-après.

**NB :** les sollicitations sont calculées auparavant dans le chapitre précédent.

**Tableau VI.1. Estimation du nombre de câbles du fléau.**

Phase	x (m)	M (MN.m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
Axe VSP	0	68 758.19	13.74	6.59	0.99	0.87	50.95	21.74	<b>22</b>
Fin VSP	1.05	63 498.38	6.88	4.97	0.98	0.86	39.88	17.02	<b>22</b>
Fin V01	3.35	52 751.94	6.88	4.97	0.98	0.86	33.13	14.14	<b>22</b>
Fin V02	5.65	43 000.27	6.88	4.97	0.98	0.86	27.01	11.52	<b>20</b>
Fin V03	7.95	34 243.38	6.88	4.97	0.98	0.86	21.51	9.18	<b>18</b>
Fin V04	10.25	26 481.25	6.88	4.97	0.98	0.86	16.63	7.10	<b>16</b>
Fin V05	12.55	19 713.90	6.88	4.97	0.98	0.86	12.38	5.28	<b>14</b>
Fin V06	14.85	13 941.32	6.88	4.97	0.98	0.86	8.76	3.74	<b>12</b>
Fin V07	17.15	9 163.51	6.88	4.97	0.98	0.86	5.76	2.46	<b>10</b>
Fin V08	19.45	5 380.47	6.88	4.97	0.98	0.86	3.38	1.44	<b>8</b>
Fin V09	21.75	2 592.21	6.88	4.97	0.98	0.86	1.63	0.69	<b>6</b>
Fin V10	24.05	798.21	6.88	4.97	0.98	0.86	0.50	0.21	<b>4</b>
Fin V11	26.35	0.00	6.88	4.97	0.98	0.86	0.00	0.00	<b>2</b>

**VI.2.2. Position et enrobage des câbles**

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles :  $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_h \geq 17.85 \text{ cm.}$
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles :  $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_v \geq 17.85 \text{ cm.}$
- L'enrobage :  $C = \max(3/4 a, \Phi, d) \rightarrow C \geq 12.5 \text{ cm.}$

Avec :

- $a$  : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits;
- $\Phi$  : diamètre de la gaine ( $\Phi = 89.25 \text{ mm}$ ) ;
- $d$  : 4 cm pour les ouvrages courants.

**VI.2.3. Tracé des câbles en plan**

Le tracé en plan suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage. Mais avec une variation très lente, il prend une trajectoire en plan de forme de 'S' sur toute la longueur. Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible.

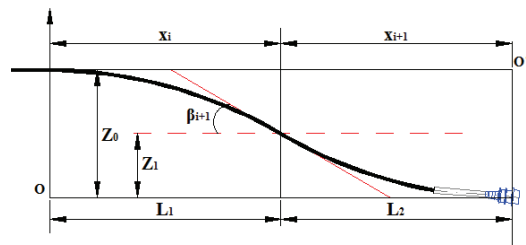


Figure VI.1. Tracé en plan des câbles de fléau.

❖ Allure en plan des câbles du fléau

L'équation de la parabole :

$$Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2 \dots\dots\dots(VI.5)$$

Les rayons de courbure :  $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})}$  ;  $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_{i+2})}$  .....(VI.6)

L'inclinaison dans la section intermédiaire :  $\beta_i(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i}$  .....(VI.7)

L'inclinaison dans la section d'ancrage :  $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_{i+1})}{x_{i+1}}$  .....(VI.8)

Dans mon cas, les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés :  $X_i = X_{i+1}$ .

**VI.2.4. Tracé des câbles en élévation**

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter les croisements des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes ;
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

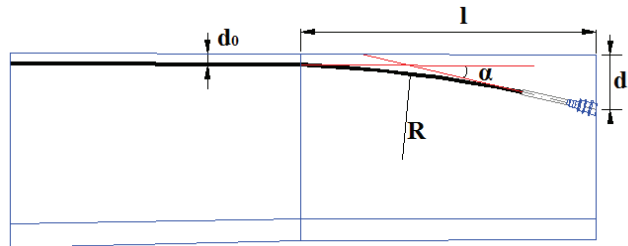


Figure VI.2. Tracé en élévation des câbles du fléau.

L'équation de la parabole :  $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$  .....(VI.9)

Le rayon de courbure en un point d'une distance x :  $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$  .....(VI.10)

L'angle de déviation :  $\alpha_n = \text{artg}(2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{x}{l^2}$  .....(VI.11)

Avec :

- $d_1$  : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;
- $d_0$  : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;
- L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;
- $R_{min}$  : rayon minimal pour les câbles 15T15,  $3 \text{ m} < R_{min}$ .

**NB :**

Les restes des résultats sont élaborés dans les tableaux VI.2 et VI.3 tracés finaux des câbles de fléau sont représentés dans les figures VI.3 et VI.4.





**VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive**

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

**Application Numérique :**

$M = 20\,493.04 \text{ KN.m}$  (COMB-ELS : G + D240 ; *Voir chapitre V*)

$d = 0.13 \text{ m}$

$I = 4.97 \text{ m}^4$

$S = 6.88 \text{ m}$

$v' = 1.31 \text{ m} ; e = 1.19 \text{ m}$

$P_0 = 3\,124.8 \text{ KN} ; \Delta P = 22.35\%$  On prend **n = 6 câbles de 15T15**

**P = 11 801.1 KN**

D'ou : **n ≥ 4.86**

**NB :** les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir V09 à  $x = 10.55 \text{ m}$ .

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.**

Voussoirs	x (m)	M ( KN.m)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
Fin VSC1	0	0.00	13.74	6.59	1.31	1.18	0.00	0.00	<b>2</b>
Fin VSC2	1.35	1064.21	6.88	4.97	1.31	1.19	0.61	0.25	<b>2</b>
Fin VSC C1-P1	3.65	9803.61	6.88	4.97	1.31	1.19	5.65	2.33	<b>4</b>
Fin V11	5.95	15177.07	6.88	4.97	1.31	1.19	8.74	3.60	<b>4</b>
Fin V10	8.25	18748.87	6.88	4.97	1.31	1.19	10.80	4.45	<b>6</b>
Fin V9	10.55	20493.04	6.88	4.97	1.31	1.19	11.80	4.86	<b>6</b>
Fin V8	12.85	20430.52	6.88	4.97	1.31	1.19	11.77	4.85	<b>6</b>
Fin V7	15.15	18583.66	6.88	4.97	1.31	1.19	10.70	4.41	<b>4</b>
Fin V6	17.45	14968.33	6.88	4.97	1.31	1.19	8.62	3.55	<b>4</b>
Fin V5	19.75	9604.07	6.88	4.97	1.31	1.19	5.53	2.28	<b>2</b>
Fin V4	22.05	-2037.95	6.88	4.97	1.31	1.19	-1.17	-0.48	<b>2</b>

**VI.3.3. Tracé des câbles de continuité**

Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, par trois pièces. Tracé en plan, en élévation et par une coupe transversale.

Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans les tableaux **VI.6** , **VI.7** , **VI.8** et **VI.9**.

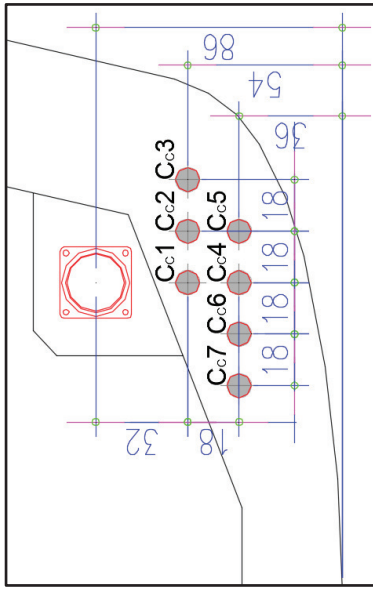


Figure VI.5. Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4/P4-P5.

Tableau VI.6. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées principales.

Câbles	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i+1</sub> (m)	X <sub>i</sub> , X <sub>i+1</sub> (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
C <sub>c1</sub> - C <sub>c4</sub>				Rectiligne		
C <sub>c2</sub> - C <sub>c5</sub> - C <sub>c6</sub>	0.18	0.09	1.15	7.35	0.155	0.18 - 0.068x <sup>2</sup>
C <sub>c3</sub> - C <sub>c7</sub>	0.36	0.18	1.15	3.67	0.303	0.36 - 0.136x <sup>2</sup>

Tableau VI.7. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées principales.

Câbles	L <sub>dév</sub> (m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>i</sub> (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C <sub>c1</sub> - C <sub>c2</sub> - C <sub>c3</sub>	2.3	0.54	0.86	8.26	0.25	0.54 + 0.32 x <sup>2</sup>
C <sub>c4</sub> - C <sub>c5</sub> - C <sub>c6</sub> - C <sub>c7</sub>	2.3	0.36	0.86	5.29	0.34	0.36 + 0.50 x <sup>2</sup>

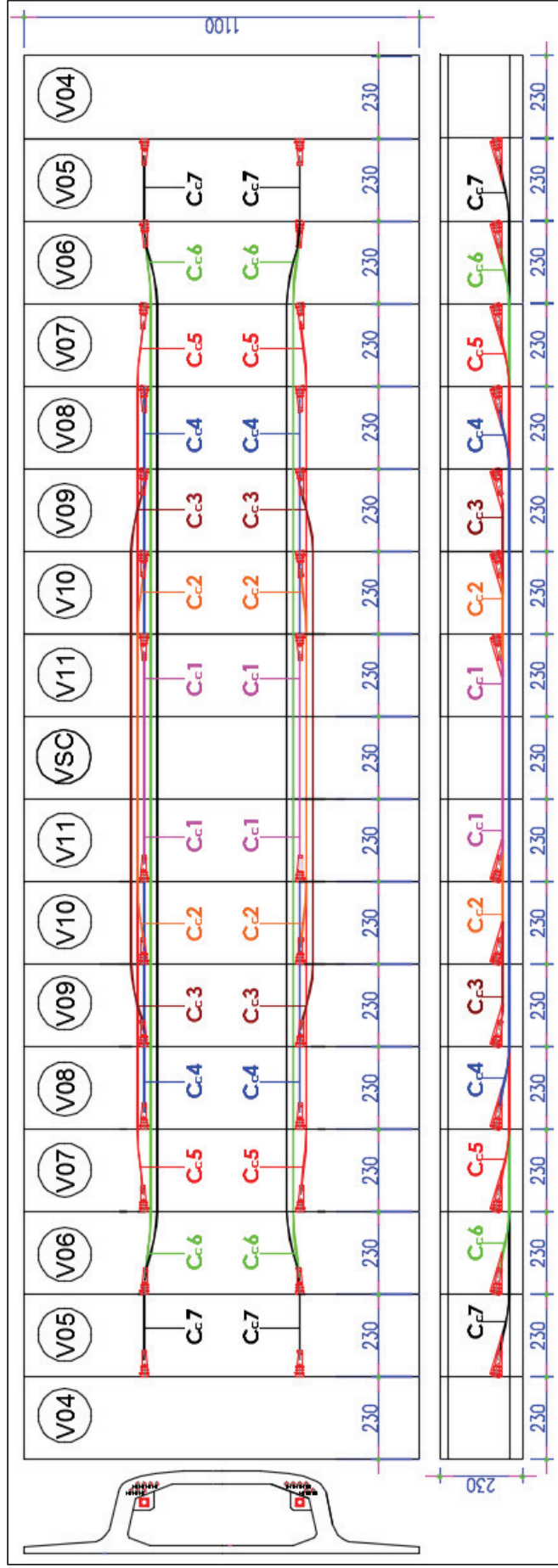


Figure VI.6. Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4/P4-P5.

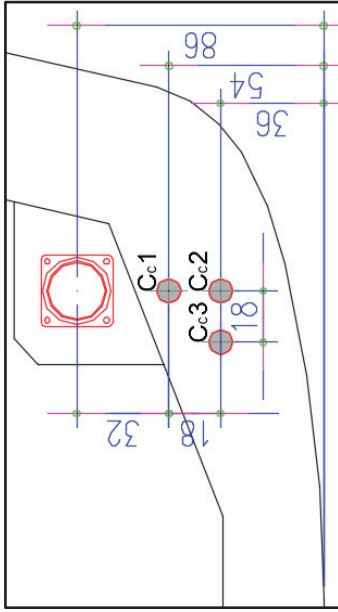


Figure VI.7. Disposition des câbles de continuité au niveau du V09.

Tableau VI.8. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées de rives.

Câbles	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i+1</sub> (m)	X <sub>i</sub> , X <sub>i+1</sub> (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
C <sub>c1</sub> - C <sub>c2</sub>				Rectiligne		
C <sub>c3</sub>	0.36	0.18	1.15	3.67	0.303	0.36 - 0.136x <sup>2</sup>
C <sub>c3'</sub>	0.36	0.18	0.825	1.89	0.411	0.36 - 0.264x <sup>2</sup>

Tableau VI.9. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées de rives.

Câbles	L <sub>div</sub> (m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>i</sub> (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C <sub>c1</sub>	2.3	0.54	0.86	8.26	0.25	0.54 + 0.32 x <sup>2</sup>
C <sub>c2</sub> - C <sub>c3</sub>	2.3	0.36	0.86	5.29	0.34	0.36 + 0.50 x <sup>2</sup>
C <sub>c3'</sub>	1.65	0.36	0.86	2.72	0.48	0.36 + 0.50 x <sup>2</sup>

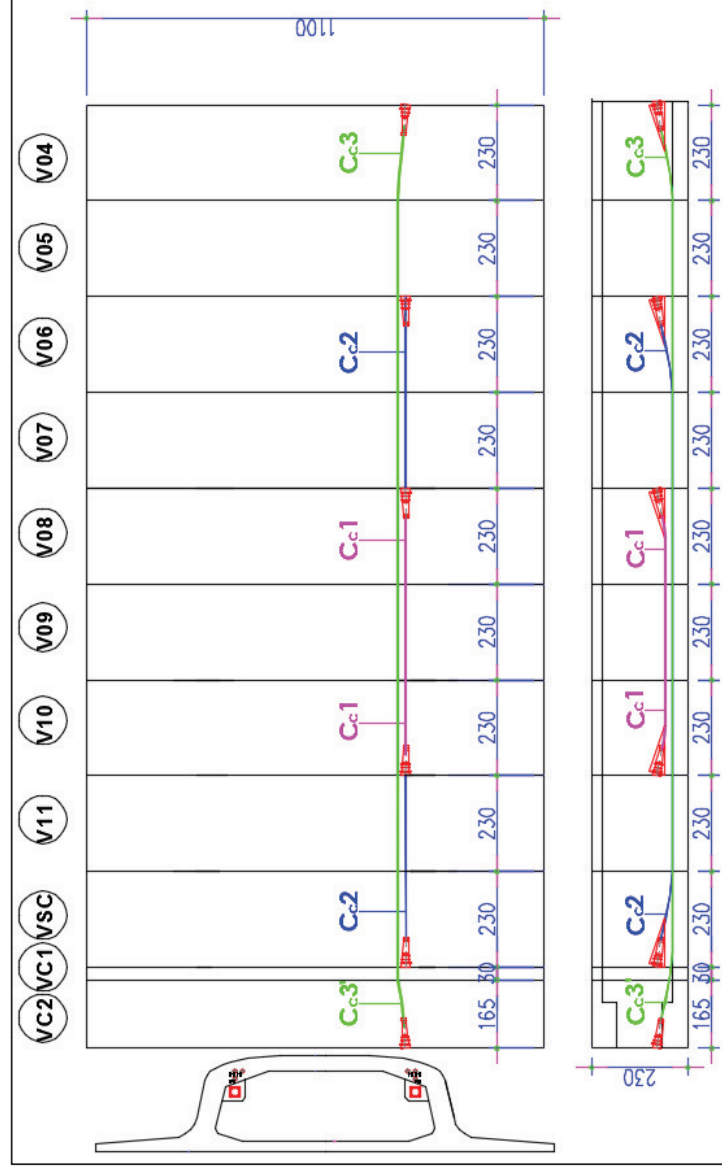


Figure VI.8. Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité pour les travées de rives.

**VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE**

Les conditions de sécurité de l’ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente, dite tension «de service», l’ingénieur doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l’instant de la mise en tension et la période de service, afin d’en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension.

La réduction de l’intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

**VI.4.1. Pertes de tension instantanées**

Elles se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont dues aux :

- Pertes de tension par frottement ;
- Pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

**VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement**

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. En effet le déplacement du câble à l’intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s’il n’est pas rectiligne. Et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)}) \dots \dots \dots (VI.13)$$

Avec

- $\sigma_{p0}$  : la tension à l’ origine ;
- $e$  : la base des logarithmes népériens ;
- $f (rd^{-1}) = 0.20$ : coefficient de frottement en courbe;
- $\beta$  : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance  $x (rd)$  ;
- $\varphi (m^{-1}) = 0.003$  : coefficient de frottement en ligne;
- $x$  : la distance de la section considérée (m).

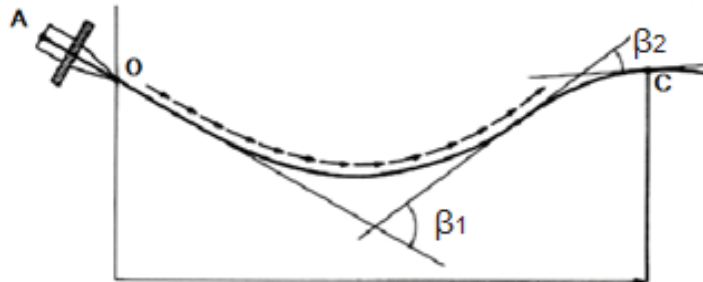


Figure VI.9. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Si les déviations  $\alpha$  en elevation et  $\beta$  en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme :

$$\theta = \alpha + \beta \dots \dots \dots (VI.14)$$

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :

$$tg \theta = \sqrt{tg^2 \beta + tg^2 \alpha} \dots \dots \dots (VI.15)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.10.

**VI.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage**

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « **d** », ils sont définies comme suit :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x), \text{ avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et } d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}} \dots\dots\dots(VI.16)$$

Avec

- k** : fonction croissante ;
- d** : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;
- σ<sub>p0</sub>** : Contrainte initiale ;
- g = 2 mm** : l'intensité du recul d'ancrage ;
- E<sub>p</sub> = 190 000 MPa** : module d'élasticité des aciers.

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.11.

**VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension**

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces N câble provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale Δσ<sub>pi</sub>.

Du fait que les N câbles ne sont pas tendus en même temps, le n<sup>ème</sup> câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux (N – n) câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{N - n}{N} E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}} \dots\dots\dots(VI.17)$$

A titre de simplification, le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \quad \text{et} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G} \dots\dots\dots(VI.18)$$

Avec

- σ<sub>b</sub>** : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : ΔP = 25%) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;
- P** : effort de précontrainte, **P = P<sub>0</sub> (1 - ΔP)** ;
- M<sub>p</sub>** : moment dû au poids propre.

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.12.

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e \dots\dots\dots(VI.19)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.13.

Tableau VI.10. Les pertes par frottement pour le demi-fléau (MPa).

X	Cables	Θ <sub>1</sub>	Θ <sub>2</sub>	Θ <sub>3</sub>	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
3.35	C1	0.18		-	65.99	61.51	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5.65	C2	0.15	0.07	-	66.93	62.44	31.56	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7.95	C3	0.19	0.09	-	88.09	83.68	73.95	37.45	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-
10.25	C4	0.41	0.33	-	159.58	155.38	146.16	136.87	103.41	0.00	-	-	-	-	-	-	-
12.55	C5	0.41	0.33	-	168.71	164.55	155.38	146.16	136.87	103.41	0.00	-	-	-	-	-	-
14.85	C6	0.47	0.40	-	191.90	187.81	178.81	169.74	160.62	151.43	123.23	0.00	-	-	-	-	-
17.15	C7	0.47	0.40	-	200.81	196.75	187.81	178.81	169.74	160.62	151.43	123.23	0.00	-	-	-	-
19.45	C8	0.41	0.33	0.29	195.74	191.66	182.69	173.65	164.55	155.38	146.16	112.93	93.70	0.00	-	-	-
21.75	C9	0.47	0.40	0.37	218.45	214.45	205.63	196.75	187.81	178.81	169.74	160.62	132.62	116.12	0.00	-	-
24.05	C10	0.47	0.40	0.37	227.18	223.21	214.45	205.63	196.75	187.81	178.81	169.74	160.62	132.62	116.12	0.00	-
26.35	C11	0.56	0.43	0.37	259.60	238.61	247.20	238.61	229.95	221.24	212.47	203.64	159.02	185.79	140.55	116.12	0.00
Moyenne					<b>167.54</b>	<b>161.82</b>	<b>147.60</b>	<b>148.37</b>	<b>149.97</b>	<b>144.84</b>	<b>140.26</b>	<b>128.36</b>	<b>109.19</b>	<b>108.63</b>	<b>85.56</b>	<b>58.06</b>	<b>0.00</b>
En (%)					<b>11.26</b>	<b>10.88</b>	<b>9.92</b>	<b>9.97</b>	<b>10.08</b>	<b>9.73</b>	<b>9.43</b>	<b>8.63</b>	<b>7.34</b>	<b>7.30</b>	<b>5.75</b>	<b>3.90</b>	<b>0.00</b>

Tableau VI.11. Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa).

X	Cables	L	K	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
3.35	C1	3.35	0.014	4.34	40.01	82.32	175.01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5.65	C2	5.65	0.008	5.60	0.00	24.23	79.98	135.73	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7.95	C3	7.95	0.008	5.77	0.00	0.00	26.68	79.22	131.76	-	-	-	-	-	-	-	-
10.25	C4	10.25	0.011	4.80	0.00	0.00	0.00	6.71	82.46	158.21	-	-	-	-	-	-	-
12.55	C5	12.55	0.010	5.16	0.00	0.00	0.00	0.00	16.00	81.63	147.27	-	-	-	-	-	-
14.85	C6	14.85	0.009	5.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17.73	81.37	145.02	-	-	-	-	-
17.15	C7	17.15	0.008	5.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22.55	80.41	138.27	-	-	-	-
19.45	C8	19.45	0.007	5.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.80	78.43	128.07	-	-	-
21.75	C9	21.75	0.007	5.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.56	78.53	128.49	-	-
24.05	C10	24.05	0.007	6.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.52	77.67	124.82	-
26.35	C11	26.35	0.007	5.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	28.68	78.48	128.28
Moyenne					<b>3.64</b>	<b>9.69</b>	<b>25.61</b>	<b>22.17</b>	<b>25.58</b>	<b>32.20</b>	<b>35.88</b>	<b>42.37</b>	<b>49.05</b>	<b>59.28</b>	<b>78.28</b>	<b>101.65</b>	<b>128.28</b>
En (%)					<b>0.24</b>	<b>0.65</b>	<b>1.72</b>	<b>1.49</b>	<b>1.72</b>	<b>2.16</b>	<b>2.41</b>	<b>2.85</b>	<b>3.30</b>	<b>3.98</b>	<b>5.26</b>	<b>6.83</b>	<b>8.62</b>

Tableau VI.12. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa).

	N° cables	v (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	22	0.99	0.22	0.77	6.59	13.74	68.76	2.77	4.90	0.33
FIN VSP	22	0.98	0.22	0.76	4.97	6.88	63.50	2.76	16.37	1.10
FIN V1	22	0.98	0.22	0.76	4.97	6.88	52.75	2.76	20.65	1.39
FIN V2	20	0.98	0.20	0.78	4.97	6.88	43.00	2.77	21.39	1.44
FIN V3	18	0.98	0.18	0.80	4.97	6.88	34.24	2.76	21.35	1.43
FIN V4	16	0.98	0.17	0.81	4.97	6.88	26.48	2.75	20.86	1.40
FIN V5	14	0.98	0.13	0.85	4.97	6.88	19.71	2.75	20.68	1.39
FIN V6	12	0.98	0.13	0.86	4.97	6.88	13.94	2.77	19.30	1.30
FIN V7	10	0.98	0.13	0.86	4.97	6.88	9.16	2.79	17.40	1.17
FIN V8	8	0.98	0.13	0.86	4.97	6.88	5.38	2.77	14.68	0.99
FIN V9	6	0.98	0.13	0.86	4.97	6.88	2.59	2.78	11.70	0.79
FIN V10	4	0.98	0.13	0.86	4.97	6.88	0.80	2.79	8.25	0.55

Tableau VI.13. Les pertes totales instantanées (MPa).

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
Pertes Instantanées	11.833	12.626	13.028	12.898	13.232	<b>13.299</b>	13.227	12.771	11.804	12.271	11.80	11.29	8.92

**VI.4.2. Pertes de tension différées**

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps, tel que la force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

**VI.4.2.1. Pertes par retrait**

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si  $t_0$  est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :  $\epsilon_r [1 - r(t_0)]$ .

La perte finale de tension par retrait est donc :  $\Delta\sigma_r = E_p \epsilon_r [1 - r(t_0)]$

Très souvent, on peut négliger  $r(t_0)$  devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \epsilon_r \dots\dots\dots(VI.20)$$

Avec

$\epsilon_r$  : retrait final, estimé par  $2 \times 10^{-4}$  pour région tempérée ;

$r(t)$  : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

**Application Numérique :**

$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_r = 2,69 \%$
$\xi_r = 2 \times 10^{-4}$	

**VI.4.2.2. Pertes par fluage**

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

La perte finale par fluage vaut donc :  $\Delta\sigma_{ff} = E_p \times \epsilon_f$

La déformation finale de fluage :  $\epsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

$\sigma_M$  : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut :  $\sigma_M = 1.5 \sigma_b$

D'où :

$$\Delta\sigma_{ff} = 2.5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \dots\dots\dots(VI.21)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.14.

**VI.4.2.3. Pertes par relaxation**

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. Cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \text{ et } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}} \dots\dots\dots(VI.22)$$

Avec

- $\rho_{1000}$  (%) = 2.5 : relaxation garantie à 1 000 h ;
- $\mu_0$  : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation ;
- $\sigma_{pi}(x)$  : Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.15.

#### VI.4.2.4. Pertes différées totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p \dots \dots \dots (VI.23)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.16.

D'après les résultats du tableau VI.16 on constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%). Pour la suite de calculs on prend :  $\Delta\sigma=22.29\%$ .

#### VI.4.3. Exemple de calcul des pertes

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles C1 à la fin du voussoir VSP.

#### Application Numérique :

- Pertes de tension par frottement :

- $\beta = 0$  rad;
- $\alpha = 0.18$  rad;
- $\theta = 0.177$  rad;
- $\varphi = 0.003$  m<sup>-1</sup>;
- $f = 0.20$  rd<sup>-1</sup>;
- $\sigma_{p0} = 1\,488$  MPa;
- $\Delta\sigma\varphi = 61.51$  MPa.

- Pertes de tension par recul de l'ancrage :

- $E_p = 190\,000$  MPa;
- $l = 3.35$  m;
- $g = 0.002$  m;
- $\theta = 0.177$  rad;
- $k = 0.014$ ;
- $d = 4.34$  m;
- $\Delta\sigma_g = 82.32$  MPa.

▪ **Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :**

$$M_p = 63.50 \text{ MN.m};$$

$$n = 22 \text{ cables};$$

$$\sigma_\infty = \sigma_0 (1 - \Delta P) = 0.75;$$

$$P_0 = 3\,124.8 \text{ KN};$$

$$e = 0.76 \text{ m};$$

$$B = 6.88 \text{ m}^2;$$

$$I = 4.97 \text{ m}^4;$$

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa};$$

$$E_{bi} = 68\,758.19 \text{ MPa};$$

$$\sigma_b = 6.20 \text{ MPa};$$

$$\Delta\sigma_e = 16.37 \text{ MPa};$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_i = 87.56 \text{ MPa};$$

$$\rightarrow \sigma_i = 1\,400.40 \text{ MPa}.$$

▪ **Pertes par retrait :**

$$\xi_r = 2 \times 10^{-4} ;$$

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa}.$$

▪ **Pertes par fluage :**

$$M_p = 63.50 \text{ MN.m} ;$$

$$n = 22 \text{ câbles} ;$$

$$P_0 = 2\,730 \text{ KN} ;$$

$$e = 0.76 \text{ m} ;$$

$$B = 6.88 \text{ m}^2 ;$$

$$I = 4.97 \text{ m}^4 ;$$

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa} ;$$

$$E_{bi} = 68\,758.19 \text{ MPa};$$

$$\sigma_b = 6.00 \text{ MPa} ;$$

$$\Delta\sigma_f = 41.46 \text{ MPa}.$$

▪ **Pertes par relaxation :**

$$\sigma_i = 1\,300.13 \text{ MPa} ;$$

$$f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa} ;$$

$$\rho_{1000} = 2,5 \% ;$$

$$\mu_0 = 0.43 ;$$

$$\mu = 0.699 ;$$

$$\sigma_p = 52.46 \text{ MPa} ;$$

$$\rightarrow \Delta_\infty = 211.48 \text{ MPa} ;$$

$$\rightarrow \sigma_\infty = 1\,268.52 \text{ MPa}.$$

Tableau VI.14. Pertes dues au fluage.

	N° cables	v (m)	e moy (m)	Mg (MN.m)	I (m4)	S (m2)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (%)
Axe VSP	22	0.99	0.77	68.76	6.59	13.74	4.90	0.33
FIN VSP	22	0.98	0.76	63.50	4.97	6.88	16.37	1.10
FIN V1	22	0.98	0.76	52.75	4.97	6.88	20.65	1.39
FIN V2	20	0.98	0.78	43.00	4.97	6.88	21.39	1.44
FIN V3	18	0.98	0.80	34.24	4.97	6.88	21.35	1.43
FIN V4	16	0.98	0.81	26.48	4.97	6.88	20.86	1.40
FIN V5	14	0.98	0.85	19.71	4.97	6.88	20.68	1.39
FIN V6	12	0.98	0.86	13.94	4.97	6.88	19.30	1.30
FIN V7	10	0.98	0.86	9.16	4.97	6.88	17.40	1.17
FIN V8	8	0.98	0.86	5.38	4.97	6.88	14.68	0.99
FIN V9	6	0.98	0.86	2.59	4.97	6.88	11.70	0.79
FIN V10	4	0.98	0.86	0.80	4.97	6.88	8.25	0.55

Tableau VI.15. Pertes dues à la relaxation des cables.

	N° cables	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$\mu$	$\mu_0$	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rel}$ (%)
Axe VSP	22	1311.92	0.705	0.43	54.18	3.64
FIN VSP	22	1300.13	0.699	0.43	52.46	3.53
FIN V1	22	1294.14	0.696	0.43	51.59	3.47
FIN V2	20	1296.84	0.697	0.43	51.98	3.49
FIN V3	18	1291.10	0.694	0.43	51.15	3.44
FIN V4	16	1290.11	0.694	0.43	51.01	3.43
FIN V5	14	1288.53	0.693	0.43	50.79	3.41
FIN V6	12	1294.06	0.696	0.43	51.58	3.47
FIN V7	10	1316.03	0.708	0.43	54.79	3.68
FIN V8	8	1314.29	0.707	0.43	54.53	3.66
FIN V9	6	1312.46	0.706	0.43	54.26	3.65
FIN V10	4	1320.04	0.710	0.43	55.38	3.72

Tableau VI.16. Pertes totales.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
Pertes Differees	6.433	8.278	8.959	9.115	9.071	8.989	8.942	8.756	8.642	8.176	7.631	7.097	6.727
Pertes Instantanes	11.833	12.626	13.028	12.898	13.232	13.299	13.405	13.034	11.557	11.674	11.797	11.288	8.918
Total (%)	18.266	20.904	21.987	22.013	22.303	22.288	<b>22.347</b>	21.790	20.199	19.850	19.428	18.385	15.644

**VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES**

La condition à vérifier est la suivante :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_{bt1} < \overline{\sigma}_c &\leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{dans la fibre supérieure;} \\ \overline{\sigma}_{bt2}' < \overline{\sigma}_c' &\leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{dans la fibre inférieure ; avec } \sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y \dots\dots\dots(VI.24) \end{aligned}$$

- Avec  
**P** : effort de précontrainte ;  
**B** : surface de la section considérée ;  
**I** : inertie de la section considérée ;  
**e<sub>0</sub>** : excentricité du câble de précontrainte moyen ;  
**M** : moment extérieur ;  
**y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

**VI.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction**

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27 \text{ MPa} ; \\ \sigma_{bt1} &= 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = 4.95 \text{ MPa, Hors section d'enrobage} ; \\ \sigma_{bt2} &= 0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 3.3 = 2.31 \text{ MPa, Section d'enrobage.} \end{aligned}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.17. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.**

Vrs	n câble	P (MN)	M (MN.m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	e (m)	σ <sub>Sup</sub> (MPa)	σ <sub>Inf</sub> (MPa)	Obs
Axe VSP	22	53.38	68.76	13.74	6.59	0.99	1.30	0.77	-0.29	9.37	✓
Fin VSP	22	53.38	63.50	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	3.24	13.80	✓
Fin V01	22	53.38	52.75	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	5.36	10.97	✓
Fin V02	20	48.53	43.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.78	6.07	8.37	✓
Fin V03	18	43.68	34.24	6.88	4.97	0.98	1.31	0.80	6.49	6.16	✓
Fin V04	16	38.82	26.48	6.88	4.97	0.98	1.31	0.81	6.62	4.33	✓
Fin V05	14	33.97	19.71	6.88	4.97	0.98	1.31	0.85	6.74	2.53	✓
Fin V06	12	29.12	13.94	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	6.39	1.34	✓
Fin V07	10	24.27	9.16	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	5.81	0.47	✓
Fin V08	8	19.41	5.38	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	5.03	-0.14	✓
Fin V09	6	14.56	2.59	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	4.06	-0.48	✓
Fin V10	4	9.71	0.80	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	2.89	-0.57	✓
Fin V11	2	4.85	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	1.52	-0.39	✓

**VI.5.2. Vérification des contraintes en phase de service**

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- ✓ Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- ✓ Etat en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 45 = 27 \text{ MPa} ; \\ \sigma_{bt1} &= 1.5 \times f_{t28} = 1.5 \times 3.3 = 4.95 \text{ MPa, Hors section d'enrobage} ; \\ \sigma_{bt2} &= 1.0 \times f_{t28} = 1.0 \times 3.3 = 3.30 \text{ MPa, Section d'enrobage.} \end{aligned}$$

Les résultats sont mentionnés dans les Annexe.C.



**VI.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L’EFFORT TRANCHANT**

**VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l’ELS**

L’âme est la partie la plus sollicitée par l’effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion.

**VI.6.1.1. Détermination de l’effort tranchant**

Effort extérieurs de résultante V tels que

$$V_{ser} = V_g + V_q \dots \dots \dots (VI.25)$$

Avec

$V_g$  : Relative aux charges permanentes

$V_q$  : Relative aux charges variables

❖ **Effort tranchant dû à la précontrainte**

Pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d’armatures d’intensité P et d’inclinaison  $\alpha$  % a la fibre moyenne

$$V_P = P \times \sin \alpha \dots \dots \dots (VI.26)$$

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

$$V_{red} = V_{ser} - V_P \dots \dots \dots (VI.27)$$

**VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{max} < \min(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2), \text{ avec : } \tau = \frac{V_{red}}{z \cdot b_n} \dots \dots \dots (VI.28)$$

tel que

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] \dots \dots \dots (VI.29)$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] \dots \dots \dots (VI.30)$$

Avec

$\sigma_x$  : contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;

$z$  : le bras de levier ( $z = I/S$ ), et par simplification  $z = \left(\frac{1 + \rho}{2}\right) \times h$  ;

$\rho$  : le rendement mécanique de la section vaut :  $\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$  ;

$b_n$  : Epaisseur nette de l’âme, elle est égale à la différence entre l’épaisseur totale de l’âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme :  $b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$  ;

$b_0$  : l’épaisseur brute de l’âme ;

$n$  : nombre de câble ;

$k=0.5$  ; injection de coulis de ciment ;

$\Phi$  : diamètre de la gaine.

**Application Numérique :**

$V_{Ser}=7.31$ MN	$\tau_{max} = 5.74$ MPa
$\alpha_{moy}=0.294$ rad	$\sigma_x = 3.89$ MPa
$P= 53.38$ MN	$\tau_1 = 9.5$ MPa
$V_{red} = 8.16$ MN ; $\rho = 37.26$ %	$\tau_2 = 24.37$ MPa
$f_{c28} = 45$ MPa ; $f_{t28} = 3.3$ MPa	
$b_n = 0.9$ m ; $z = 1.58$ m	On constate que : $\tau_{max} < \bar{\tau} \rightarrow$ <input checked="" type="checkbox"/>

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

**VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU**

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La section des armatures transversale  $A_t$ , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[ \tau_u - \frac{f_{ij}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u \dots\dots\dots(VI.31)$$

Avec

- $A_t$  : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
- $s_t$  : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre;
- $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier ;
- $\gamma_s = 1,15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
- $b_n$  : largeur nette de la section d'appui.
- $\beta_u$  l'angle que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre,  $\beta_u=45^\circ$  car il y a reprise de bétonnage.

**Application Numérique :**

$V_{max \text{ comb - Elu}} = 10.10$ MN ; $\tau_u = 3.78$ MPa	$\frac{A_t}{S_t} \geq 55.47$ cm <sup>2</sup> /m
$f_{t28} = 3.3$ MPa ; $f_e = 500$ MPa	
$\gamma_s = 1,15$ ; $b_n = 0.9$ m ; $\beta_u = 45^\circ$	

❖ **Le pourcentage minimum a disposé**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

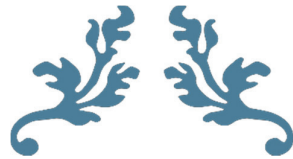
$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 12.42 \text{ cm}^2/\text{m} \dots\dots\dots(VI.32)$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau \leq \frac{f_{c28}}{6} = 7.5 \text{ MPa}; \text{ Ce qui est vérifié.}$$

**VI.7. CONCLUSION**

L'étude du précontraint est une étude indispensable dans un pont voussoirs construit en encorbellement successif. Les différents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles de fléau dans chaque voussoir. Et avec le même principe à partir des moments à mi-travée on a déterminé le besoin des câbles de continuités, avant de faire une vérification des contraintes au droit des joints, afin de déterminer les sections qui nécessitent des armatures passives pour compenser la traction dans le béton.



---

# CHAPITRE VII

## ETUDE TRANSVERSALE

---



### VII.1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, il y a lieu de déterminer les armatures transversales (armatures passives) dans les âmes, l'hourdis inférieur et supérieur.

Dans un ouvrage de hauteur constante comme c'est le cas de notre ouvrage, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante, nous nous intéressons à l'étude du voussoir courant.

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

### VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

#### VII.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

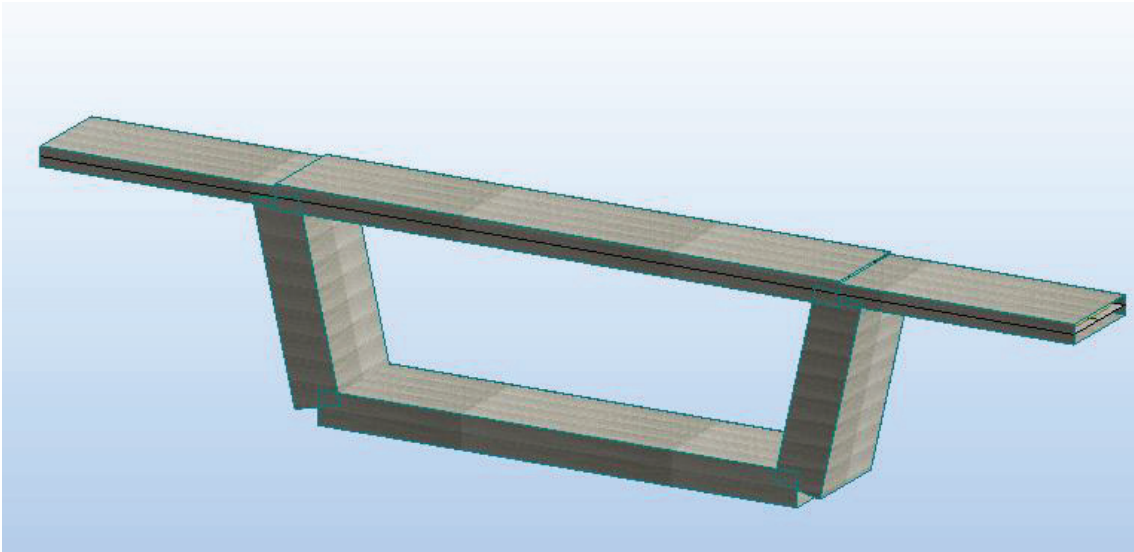


Figure VII.1. Vue en 3D du voussoir courant.

#### VII.2.2. Détermination des sollicitations

Les charges à considérer sont celles définies précédemment dans le CHAPITRE IV.

Le voussoir doit être ferrillé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée par le « Fascicule N°61 Titre 2 », le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons.

**Tableau VII.1. Combinaisons des charges appliquées.**

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240	St
ELU	COMB 1	1,35	1,6	0	0	0	0	1.5
	COMB 2	1,35	0	1,6	0	0	0	1.5
	COMB 3	1,35	0	0	1,6	0	0	1.5
	COMB 4	1,35	0	0	0	1,35	0	0
	COMB 5	1,35	0	0	0	0	1,35	0
ELS	COMB 1	1	1,2	0	0	0	0	1
	COMB 2	1	0	1,2	0	0	0	1
	COMB 3	1	0	0	1,2	0	0	1
	COMB 4	1	0	0	0	1	0	0
	COMB 5	1	0	0	0	0	1	0

### VII.2.3. Résultats

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.2. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.**

	M <sub>max</sub> (KN.m)		M <sub>min</sub> (KN.m)	
	M <sub>ult</sub>	M <sub>ser</sub>	M <sub>ult</sub>	M <sub>ser</sub>
Hourdis supérieur	249.97	185.16	-393.76	-291.61
Hourdis inférieur	47.64	35.88	-82.77	-61.89
Âme	335.01	248.16	-82.58	-61.75

### VII.3. FERRAILLAGE

Pour le ferrailage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- ✓ Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple ;
- ✓ Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple ;
- ✓ Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

#### VII.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur

##### ❖ Nappe supérieure

Les fissurations sont jugés préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

##### Application Numérique :

$$\begin{aligned}
 & b = 1.00 \text{ m ; On calcule le ferrailage par mètre linéaire ;} \\
 & h = 0.25 \text{ m ; } c = 0.05 \text{ m ; } M_{ser} \text{ (sup)} = 291.61 \text{ KN.m;} \\
 & \bar{\sigma}_{bc} = 27 \text{ MPa; } \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa; } d = 0.9 h = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm;} \\
 & x = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \times d = 19.48 \text{ cm ; } z = d - \frac{x}{3} = 16 \text{ cm} \\
 & M_1 = 0.5 \times b \times x \times \bar{\sigma}_{bc} \times z = 657.45 \text{ KN.m ;} \\
 & \mathbf{M_1 \geq M_{ser} \text{ (sup)} \rightarrow \text{Section sans armatures comprimées (S.S.A.C) ;}} \\
 & A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_{st}} = 41.66 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On propose deux nappes de 6HA25+6HA16 ;} \\
 & (C.N.F) = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_c} \times b \times d = 4.79 \text{ cm}^2 \leq A_{ser} \rightarrow \text{Condition de non fragilité est vérifiée.}
 \end{aligned}$$

❖ **Nappe inférieure**

**Application Numérique :**

$$M_{ser} (sup) = 185.16 \text{ KN.m ;}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times x \times \overline{\sigma}_{bc} \times z = 657.45 \text{ KN.m ;}$$

**$M_1 \geq M_{ser}(sup) \rightarrow$  Section sans armatures comprimées (S.S.A.C) ;**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \times \overline{\sigma}_{st}} = 29.36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On propose deux nappes de 6HA25 ;}$$

$$A(C.N.F) = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_c} \times b \times d = 4.79 \text{ cm}^2 \leq A_{ser} \rightarrow \text{Condition de non-fragilité est vérifiée.}$$

❖ **Ferraillage longitudinal**

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a mentionné antérieurement qu'on a utilisé l'approche totale, ça veut dire que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = 15.55 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On propose une nappe de 8HA16.}$$

$$A(C.N.F) = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_c} \times b \times d = 4.79 \text{ cm}^2 \leq A_{ser} \rightarrow \text{Condition de non-fragilité est vérifiée.}$$

**VII.3.2. Ferraillage passif du voussoirs**

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3. Ferraillage passif des voussoir.**

		Transversal		Longitudinal
<b>VSP</b>	Hourdis supérieur	Nappe Sup	5HA32	8HA16
		Nappe Inf	5HA25	8 HA12
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	5 HA16	4HA12
		Nappe Inf	5 HA14	
	Âme	Nappe Interne	6 HA20	9HA12
		Nappe Externe	6HA25	

**N.B :** Les diagrammes des moments, ainsi que des efforts tranchants sont représentés dans l'annexe.

**VII.4. EFFET DE TORSION**

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiments ou d'ouvrages d'art. Elle est, la plupart du temps, négligée car difficile à appréhender, et parce que ses conséquences sont souvent sans importance.

Cependant, il convient de distinguer la torsion qui assure la stabilité de l'élément étudié. Ce fut le cas de notre voussoir chargé en dehors de son plan de symétrie.

L'effet de la torsion sera rajouté au niveau des âmes ; et ce, en rajoutant des armatures longitudinales et transversales en plus des armatures déjà déterminées.

Le moment de torsion,  $M_t = M_{max} = 345.27 \text{ t.m.}$

Il est engendré par la combinaison :  $M_t = 1.35G + 1.35D240$ .

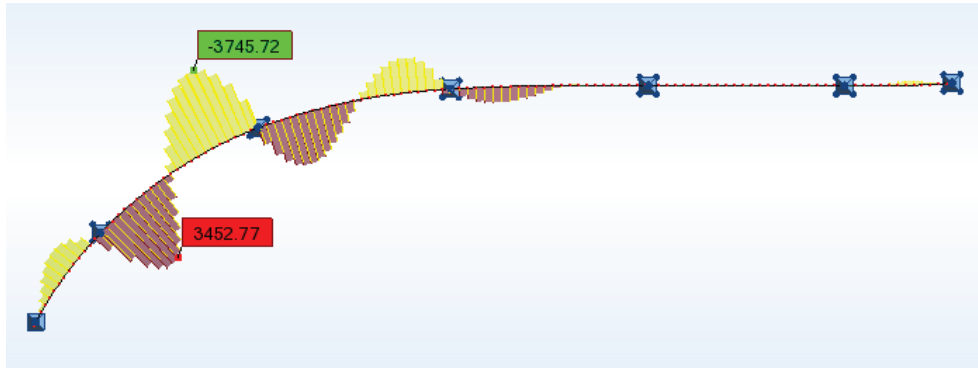


Figure VII.2. Diagramme du moment de torsion.

La contrainte de cisaillement due à cette faible torsion est

$$\tau = \frac{M_t}{b\Omega} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec

- $M_t = 345.27 \text{ t.m}$  ;
- $b = \text{épaisseur de deux âmes} = 2 \times 0.5 = 1 \text{ m}$  ;
- $\Omega = 10.96 \text{ m}^2$  ;
- $U : \text{Périmètre du VSP} = 24.68 \text{ m}$  ;
- $\bar{\tau} : \text{La contrainte de cisaillement admissible} = 0.1 \times f_{c28} = 4.5 \text{ MPA}$  ;
- $St : \text{l'espacement} = 20 \text{ cm}$  ;
- $\gamma_s : \text{coefficient de pondération pris égal à } 1,15$ .

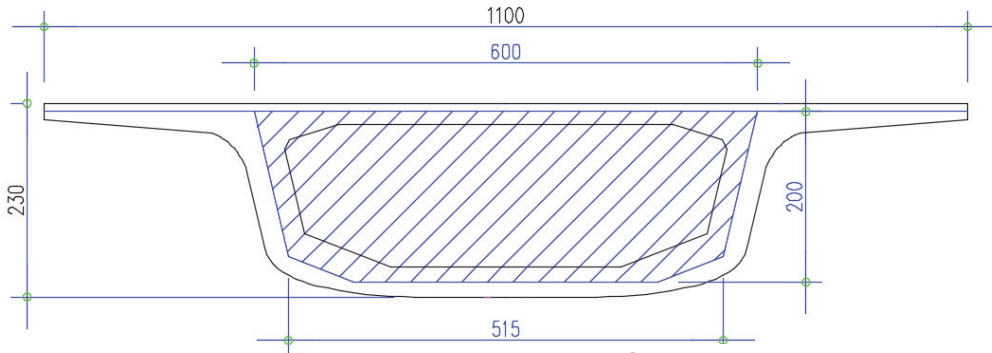


Figure VII.3. L'aire  $\Omega$ .

**VII.4.1. Calcule le ferrage**

$$\tau = \frac{M_t}{b\Omega} = \frac{345.27 \times 10^{-2}}{1 \times 10.96} = 0.32 \text{ MPa} < 4.5 \text{ MPa} \implies \tau_{\max} < \bar{\tau} \rightarrow \checkmark$$

$$- A_l = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega} \times \frac{U \cdot \gamma_s}{f_e} = 89.41 \text{ cm}^2;$$

$$- A_t = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega} \times \frac{St \cdot \gamma_s}{f_e} = 0.72 \text{ cm}^2.$$

Ces sections sont à diviser par deux, car le calcul se fait pour les deux âmes.  
 Alors on rajoute :  $44.71 \text{ cm}^2$  /âme longitudinalement soit **9HA25** par âme ;  
 $0.72 \text{ cm}^2$  /âme transversalement (négligeable).

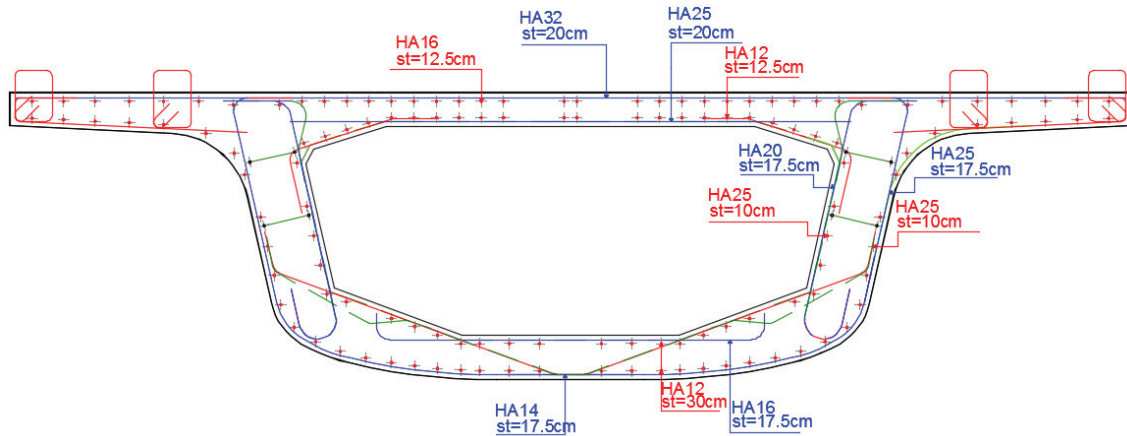


Figure VII.4. Schéma du ferrailage passif du voussoir courant.

### VII.5. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE

L'effort à l'ancrage introduit sur le voussoir une forte contrainte de compressions sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps du voussoir. Au bout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation, on admet que le principe de saint venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire. On distingue 4 cas de la diffusion de l'effort de précontrainte :

- Câble centré rectiligne ;
- Câble excentré rectiligne ;
- Câble multiple rectiligne ;
- Cas général : câbles multiples courbes inclinés.

Soit :

**Sa** = section d'about où sont ancrés les câbles

**Sr** = section de régularisation se trouvant à une distance de  $d$ =hauteur de la section  $S_a$

La mise en tension des câbles se fait après 4 jours de durcissement du béton :

$$f_{cj} = 0.68f_{c28} \log(j+1) = 21.39 \text{ MPa};$$

$$f_{ij} = 1.88 \text{ MPa}.$$

Les câbles vont subir après leurs mises en tension, des pertes instantanées :  
pour le câble 1 (débit de voussoir 12):

$$\sigma_p = 1488 \text{ MPa} \quad \text{Tension à l'état initial ;}$$

$$\sigma_p' = 1300.18 \text{ MPa} \quad \text{Tension après pertes instantanées.}$$

#### VII.5.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L

##### VII.5.1.1. Effet de surface

Au voisinage immédiat de prévoir un frettage de surface :

$$A_s = 0.04 \frac{P_{\max}}{\bar{\sigma}_s} \dots \dots \dots (VII.1)$$

Avec

$P_{\max}$  : la force de précontrainte maximale dans la section considérée,  $P_{\max} = 2.73 \text{ MN}$  ;

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} F_e.$$

Donc:

$$A_s = 0.04 \frac{2.76}{333.33} = 3.27 \text{ cm}^2 \text{ Soit 4HA10.}$$

**VII.5.1.2. Effet d'éclatement**

- Contrainte de traction du béton :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{\max}}{ed_j} \leq 1.25 f_{tj} \dots\dots\dots(VII.2)$$

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left( 1 - \frac{0.25}{0.29} \right) \frac{2.76}{1 \times 0.29} = 0.65 \text{ MPa} \leq 2.35 \text{ MPa} \rightarrow \quad \checkmark$$

Avec

**d<sub>j</sub> = min (2c, c') = min (1.4 ; 0.29) = 0.29m** : hauteur de prisme symétrique de niveau j ;  
**a<sub>j</sub> = 0.25m** : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j ;  
**e = 2 × 0.5 = 1m** : largeur de l'âme.

- Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{xj} = \frac{P_{\max}}{ed_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \Rightarrow \frac{2.76}{1 \times 0.29} = 9.52 \text{ Mpa} \leq 14.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots(VII.3)$$

- Frettage d'éclatement :

On calcul pour chaque encrage, de niveau j, l'acier nécessaire :

$$A_{ej} = \frac{0.25 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) P_{\max}}{K_j \frac{2}{3} f_e} = \frac{0.25 \left( 1 - \frac{0.25}{0.29} \right) 2.76}{1.5 \times \frac{2}{3} \times 500} = 1.9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(VII.4)$$

**N.B :** K<sub>j</sub> vaut 1.5 pour un encrage intermédiaire.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max} \left( A_{ej}; 0.15 \frac{P_{\max}}{\frac{2}{3} f_e} \right) = 1.9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(VII.5)$$

**N.B :** Ces aciers sont à répartir sur une longueur d<sub>j</sub>.

**VII.5.2. Etude de bossage**

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans de prisme spéciales dites « bossages ».

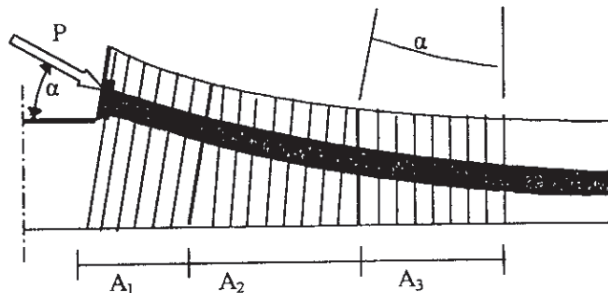


Figure VII.5. Aciers de bossage.

Sous l'effet de précontrainte P des câbles de continuité, les fibres transversales du hourdis se déforment : c'est l'effort d'entraînement derrière les bossages.

Pour éviter cet effet, on utilise un ferrailage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passives.

Pour le câble C<sub>C1</sub>(fin de voussoir 1)

- Aciers d'éclatement A1

Ils se situent sur une distance de 1.2C en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

$$A_1 = \frac{0.15P}{f_{yd}} = \frac{0.15 \times 3.12}{434.78} = 10.76 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(VII.6)$$

Avec

**P** : force précontrainte à l'ancrage ;

$$f_{yd} = \frac{f_e}{1.15} = 434.78 \text{ MPa.}$$

- Aciers intermédiaire de couture

Les Aciers intermédiaires de couture sont repartis entre la tête de bossage et le début de la courbure du câble.

$$A_2 = \frac{0.4P}{f_{yd}} = 28.70 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(VII.7)$$

- Acier de reprise de la poussée au vide

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{2}{3} \frac{P}{f_{yd}} \sin \alpha = 11.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(VII.8)$$

Avec

**α=0.25 rad** : l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

- **A<sub>1</sub>+A<sub>2</sub>=39.46 cm<sup>2</sup> soit 14HA20 ;**
- **A<sub>3</sub>=11.48 cm<sup>2</sup> soit 10HA12.**

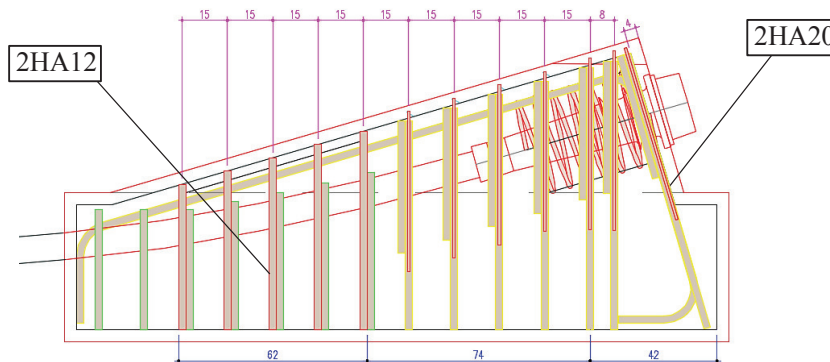
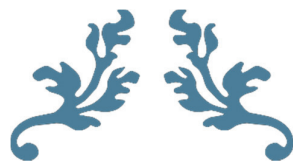


Figure VII.6. Schéma du ferrailage de bossage.

### VII.6. CONCLUSION

La modélisation du voussoir à l'aide du logiciel , m'a permis de déterminer les différents efforts sous différentes combinaisons. Ce qui m'a permis, par la suite, de procéder au calcul du ferrailage passif des éléments constructifs du voussoir.



---

# CHAPITRE VIII

# EQUIPEMENT DU

# TABLIER

---



**VIII.1. INTRODUCTION**

On désigne par équipements l'ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Parmi ces équipements, citons : Appareils d'appui ; dé d'appui et joints de chaussée.

**VIII.2. APPAREIL D'APPUI**

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, conçu pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Pour mon pont on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre ;
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle ;
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

**VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis**

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

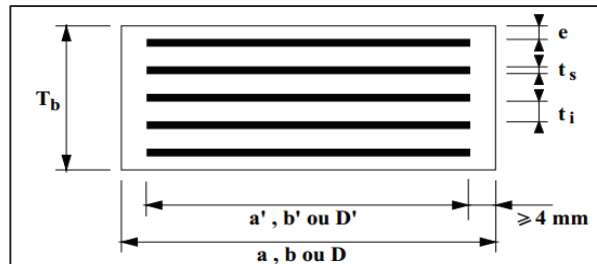
**Tableau VIII.1. Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.**

Combinaisons	R culée max (MN)	R pile max (MN)
G	2.27	10.35
1.35G + 1.6A(l) + 1.6St	4.15	19.72
1.35G + 1.6Bc + 1.6St	5.49	19.72
1.35G + 1.6Bt + 1.6St	5.08	18.80
1.35G + 1.35Mc120	5.57	19.19
1.35G + 1.35D240	<b>6.00</b>	<b>20.50</b>

**VIII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui**

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure suivante dans avec :

- ✓ a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire ;
- ✓ D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire ;
- ✓ a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.



**Figure VIII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.**

**VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui :**

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{\max}}{a \times b'} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa} ; \text{avec } N_{\max} = \frac{R_{\max}}{2} \dots\dots\dots(\text{VIII.1})$$

**VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :**

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{15} \dots\dots\dots(\text{VIII.2})$$

Avec

a : est le grand côté de l'élastomère.

**VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases} \dots\dots\dots(\text{VIII.3})$$

Tel que

$$\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b'} \dots\dots\dots(\text{VIII.4})$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} \dots\dots\dots(\text{VIII.5})$$

Les résultats et le choix sont présentés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau VIII.2. Les dimensions de l'appareil d'appui.**

	Cas de la pile	Cas de la culée
<b>R<sub>max</sub></b>	20.50 MN	6 MN
<b>N<sub>max</sub></b>	10.25 MN	3 MN
<b>a×b</b>	≤5125 cm <sup>2</sup> → (a×b) = (700×750) mm <sup>2</sup>	≤1500 cm <sup>2</sup> → (a×b) = (400×400) mm <sup>2</sup> .
<b>T</b>	75 ≤ T ≤ 150	40 ≤ T ≤ 80
<b>Ts</b>	> 3.10 mm	> 2.87 mm
<b>On prendra</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 6 Feuilles d'élastomère : ti = 12 mm.</li> <li>• 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 6 mm.</li> <li>• 7 Frettes métalliques de : ts = 6 mm.</li> <li>• Enrobage des chants : 10 mm.</li> <li>• Enrobage extérieur ; 3 mm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 5 Feuilles d'élastomère : ti = 10 mm.</li> <li>• 2 Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : e = ti/2 = 5 mm.</li> <li>• 6 Frettes métalliques de : ts = 4 mm.</li> <li>• Enrobage des chants : 10 mm</li> <li>• Enrobage extérieur ; 3 mm</li> </ul>
<b>(a×b×t)</b>	(700×750×120) mm <sup>3</sup>	(400×400×80) mm <sup>3</sup>

**VIII.2.3. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux**

**VIII.2.3.1. Actions statiques :**

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_s = |X_i| \times K_i \times \epsilon \dots \dots \dots (VIII.6)$$

Avec

- $X_i$  : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité ;
- $K_i$  : la rigidité des appuis (*Voir chapitre IX*) ;
- $\epsilon_T$  : coefficient de la température.  $\epsilon_T = \lambda \times \Delta T$  ; avec  $\Delta T = 12^\circ C$  et  $\lambda = 10^{-5}$  ;
- $\epsilon_f$  : coefficient du fluage  $\epsilon_f = K_{fl} \times 10^{-4}$  ;
- $K_{fl}$  : vaut à  $t = 0$  au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$  est de 2 à 3 donc  $K_{fl} = 2.5$  ;
- $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$  : coefficient de retrait.

**VIII.2.3.2. Actions dynamiques :**

Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal dû à un camion Bc :  $F_{fr} = 0.30 \text{ MN}$  ; (*Voir chapitre IV*).

**VIII.2.3.3. Déplacement horizontale :**

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr} \dots \dots \dots (VIII.7)$$

Avec

- $V_{xT}$  : déplacement dû à la température, donnée par :  $V_{xT} = L \times \epsilon_T$  ;
- $V_{xf}$  : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation :  $V_{xf} = L \times \epsilon_f$  ;
- $V_{xr}$  : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation :  $V_{xr} = L \times \epsilon_r$  ;
- $L$  : longueur de délitation (entre les joints de chaussée) qui vaut 281.2 m ;
- $V_{xfr}$  : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$v_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1$$

- $G$  : module de cisaillement de l'appareil d'appui  $G = 0,9 \text{ MPa}$  ;
- $T_q$  : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

**Tableau VIII.3. Déplacement horizontal du tablier.**

	$ X_i $ (m)	$K_i$ (MN/m)	$K_i / \sum K_i$	$H_T$ (MN)	$H_{flu}$ (MN)	$H_r$ (MN)	$H_{fr}$ (MN)	$V_{xT}$ (m)	$V_{xr}$ (m)	$V_{xf}$ (m)	$V_{xfr}$ (m)
<b>C<sub>1</sub></b>	139.75	4.80	0.13	0.080	0.168	0.101	0.023	0.017	0.035	0.028	0.006
<b>P<sub>1</sub></b>	109.55	10.42	0.22	0.137	0.285	0.171	0.051	<b>0.013</b>	<b>0.027</b>	<b>0.022</b>	<b>0.006</b>
<b>P<sub>2</sub></b>	54.55	10.37	0.11	0.068	0.141	0.085	0.050	0.007	0.014	0.011	0.006
<b>P<sub>3</sub></b>	1.25	10.37	0.00	0.002	0.003	0.002	0.050	0.000	0.000	0.000	0.006
<b>P<sub>4</sub></b>	56.25	10.43	0.11	0.070	0.147	0.088	0.051	0.007	0.014	0.011	0.006
<b>P<sub>5</sub></b>	111.25	10.49	0.23	0.140	0.292	0.175	0.051	0.013	0.028	0.022	0.006
<b>C<sub>2</sub></b>	141.45	4.80	0.13	0.081	0.170	0.102	0.023	<b>0.017</b>	<b>0.035</b>	<b>0.028</b>	<b>0.006</b>

Avec

$$X_{CR}: \text{centre de rigidité ; } X_{CR} = \frac{\sum X_i R_i}{\sum R_i} = 149.04 \text{ m ;}$$

$|X_i|$ : la distance entre l'appui et le centre de rigidité ;

$K_i$  : raideur d'appui ; (voire chapitre IX).

Donc

$$V_{x \text{ pile max}} = 0.069 \text{ m.}$$

$$V_{x \text{ culée max}} = 0.085 \text{ m.}$$

Et d'après l'étude sismique (voire chapitre IX)

$$V_{x \text{ pile dynamique}} = V_{x \text{ culée dynamique}} = 0.09 \text{ m.}$$

Donc

$$V_{x \text{ pile max}} = 0.159 \text{ m.}$$

$$V_{x \text{ culée max}} = 0.175 \text{ m.}$$

#### VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification à l'ELA doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

##### VIII.2.4.1. Résistance à la compression :

Cas de la pile :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{10.25}{0.75 \times 0.7} = 19.52 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.....(VIII.7)}$$

Cas de la culée :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{3}{0.4 \times 0.4} = 18.75 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

##### VIII.2.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc \text{ .....(VIII.8)}$$

Avec

$\gamma_s = 3$  : le coefficient de sécurité ;

$Pu$  : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;

$Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$  : la charge critique de flambement ;

$B$  : l'aire nominale de l'appui ;

$d$  : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;

$h$  : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;

$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$  : le facteur de forme.

**Application Numérique :**

**Cas de la pile**

S = 15.09 ; d = 0.02 m ;  
 h = 0.12 m ;  
 B = 0.53 m<sup>2</sup> ;  
 Pc = 57.35 MN ;  
 Pu = 10.25 MN ;  
 $\gamma_s \times Pu = 30.75 \text{ MN} \leq Pc = 57.35 \text{ MN}$   
 → Vérifiée.

**Cas de la culée**

S = 10 ; d = 0.022 m ;  
 h = 0.08 m ;  
 B = 0.16 m<sup>2</sup> ;  
 Pc = 15.84 MN ;  
 Pu = 3 MN ;  
 $\gamma_s \times Pu = 9 \text{ MN} \leq Pc = 15.84 \text{ MN}$   
 → Vérifiée.

**VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion :**

On doit vérifier :

$$\delta = V_x / T < \delta_c \dots \dots \dots (VIII.9)$$

Pour  $p = Pu/Pc = 0.179 \text{ MN} < 0.25 \text{ MPA}$  ; on trouve :  $\delta_c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) (0.25 - p)$ .

Tel que :  $\delta_0 = b/T$ , borné par  $[0.7 < \delta_0 < 2]$ .

**b** : petit côté de l'appui ;

**T** : épaisseur totale d'élastomère.

**Application Numérique :**

**Cas de la pile**

b = 700 mm ; T = 120 mm ;  
 $\delta_0 = 5.83$  ;  
 On prend :  $\delta_0 = 2$  ;  
 $\delta_c = 1.07$  ;  
 $V_x = 0.159 \text{ m}$  ;  
 $\delta = 1.042$  ;  
 $\delta \leq \delta_c \rightarrow$  Vérifiée.

**Cas de la culée**

b = 400 mm ; T = 80 mm ;  
 $\delta_0 = 5$  ;  
 On prend :  $\delta_0 = 2$  ;  
 $\delta_c = 1.35$  ;  
 $V_x = 0.175 \text{ m}$  ;  
 $\delta = 1.68$  ;  
 $\delta \leq \delta_c \rightarrow$  Non Vérifiée

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau de la culée.

**VIII.2.4.4. Condition de non glissement :**

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{\max} \text{ et } f = 0.1 + \left( \frac{0.6}{\sigma_m} \right) \dots \dots \dots (VIII.10)$$

Avec

**N** est l'effort de compression vertical ;

**f** est le coefficient de frottement.

**Application Numérique :**

**Cas de la pile**

$N = (10.35 + 1.62 + 0.2 \times 20.5) / 2 = 8.04 \text{ MN}$  ;  
 $\sigma_m = 15.3 \text{ MPa}$  ;  $f = 0.14$  ;  
 $H = (3.03 + 0.4 \times 0.14 + 0.48 + 0.2 \times 0.05) / 2 = 0.53 \text{ m}^2$  ;  
 $0.53 \text{ MN} < 8.04 \times 0.14 = 1.12 \text{ MN}$   
 → Non vérifiée.

**Cas de la culée**

$N = (2.27 + 0.74 + 0.2 \times 6) / 2 = 2.11 \text{ MN}$  ;  
 $\sigma_m = 13.16 \text{ MPa}$  ;  $f = 0.15$  ;  
 $H = (1.39 + 0.4 \times 0.08 + 0.27 + 0.2 \times 0.02) / 2 = 0.85 \text{ m}^2$  ;  
 $0.85 \text{ MN} < 2.11 \times 0.15 = 0.31 \text{ MN}$   
 → Non vérifiée.

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile et la culée.

**VIII.3. DES D'APPUIS**

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

**VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile**

$$A = b + 200 \rightarrow A = 750 + 200 \rightarrow A = 950 \text{ mm ;}$$

$$B = a + 200 \rightarrow B = 700 + 200 \rightarrow B = 900 \text{ mm ;}$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0 \rightarrow h \geq 0.478 \text{ m. On prend } h = 0.5 \text{ m.}$$

Avec

$$B_0 = A \times B = 0.885 \text{ m}^2 ;$$

$$P_0 = 2 ( A + B ) = 3.7 \text{ m.}$$

**VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile**

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

❖ **Armatures de chaînage**

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 10.25}{434.78} = 58.94 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 30\text{HA16} \dots\dots\dots(\text{VIII.11})$$

❖ **Armatures horizontale**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 10.25}{434.78} = 29.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 16\text{HA16} \dots\dots\dots(\text{VIII.12})$$

❖ **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 10.25}{434.78} = 9.43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 10\text{HA12} \dots\dots\dots(\text{VIII.13})$$

❖ **Frette inférieure**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 10.25}{434.78} = 23.57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 12\text{HA16} \dots\dots\dots(\text{VIII.14})$$

Le ferrailage de dé d'appui est montré dans le schéma de la figure VIII.2

**VIII.3.3. dimensionnement et ferrailage des dés d'appuis au niveau de la culée**

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile. On trouve :

$$(A \times B \times h) = (600 \times 600 \times 300) \text{ mm}^3.$$

Le ferrailage de dé d'appui est montré dans le schéma de la figure VIII.3.

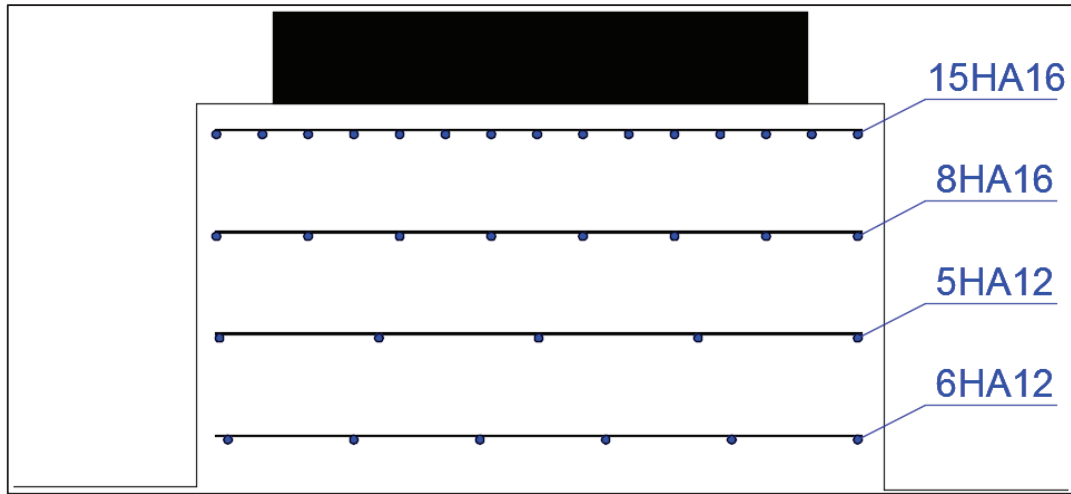


Figure VIII.2. Ferrailage du dé d'appui au niveau de la pile.

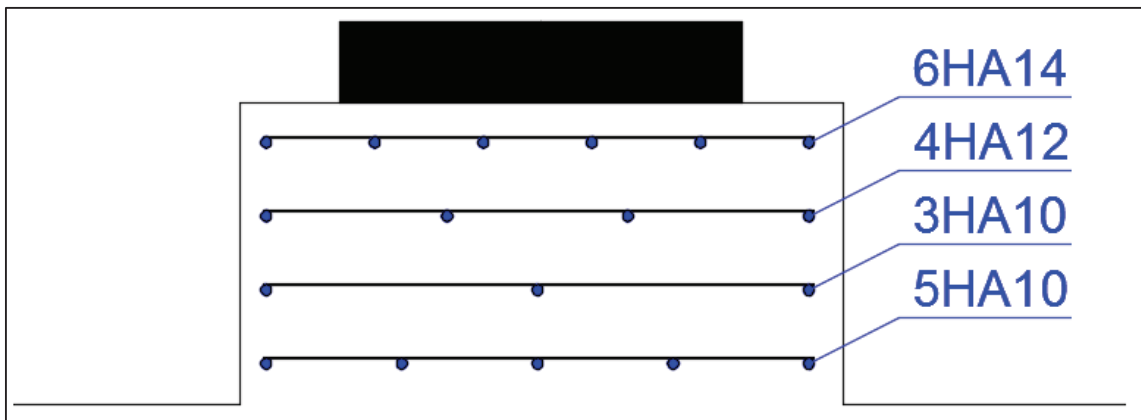


Figure VIII.3. Ferrailage du dé d'appui au niveau de la culée.

#### VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

##### VIII.4.1. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_s}{3} \dots\dots\dots(VIII.9)$$

Avec

- W** : souffle total du joint ;
- W<sub>D</sub>** : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
- W<sub>T</sub>** : souffle thermique ;
- W<sub>s</sub>** : souffle sismique.

Les souffles W<sub>T</sub>, W<sub>D</sub> sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques (W<sub>s</sub> = 9.2 cm).

Donc : W = **10.97 cm**.

**VIII.4.2. Type de joint**

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 10.97 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

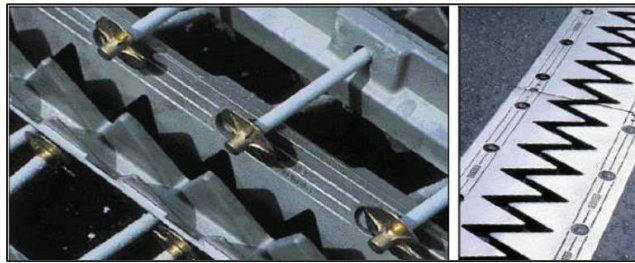


Figure VIII.4. Joint du type Wd.

Tableau VIII.4. Modèles des joints Wd.

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	<b>110</b>	<b>116</b>	<b>104</b>	<b>92</b>	<b>90</b>
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

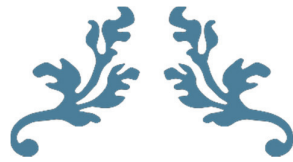
Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

**V.III.5. CONCLUSION**

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.



---

**CHAPITRE IX**  
**ETUDE DE**  
**L'INFRASTRUCTURE**

---



**IX.1. INTRODUCTION**

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

**IX.2. ETUDE DE LA PILE**

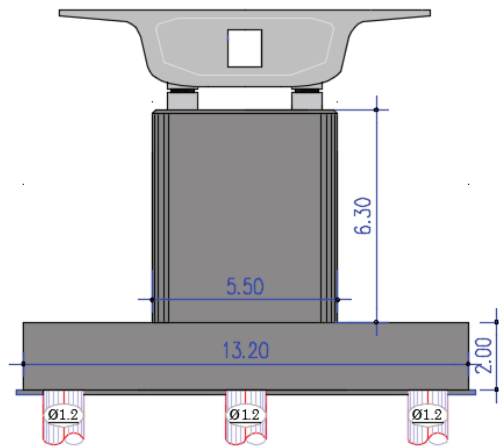
Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier.

Un appui comporte deux parties :

- **Le voile** : Son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations ;
- **La fondation** : C'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente des charges et les transmet au sol.

**Tableau IX.1. Hauteurs des piles.**

Piles	P1	P2	P3	P4	P5
Hauteur (m)	5.4	6.3	6.3	5	3



**Figure IX.1. Dimensions de la pile la plus haute.**

**IX.2.1. Evaluation de la raideur totale K**

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

$$k_{A - App} = G \times \frac{a \times b}{T}, \quad k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{k_{A - App}}} \dots\dots\dots(IX.1)$$

Avec

- a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
- G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique ;
- f<sub>cj</sub>** : la résistance caractéristique du béton, vaut : f<sub>c28</sub> = 27 MPa.

**Tableau IX.2. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.**

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis longitudinale	
		K <sub>s</sub> (MN/m)	K <sub>d</sub> (MN/m)		K <sub>s</sub> (MN/m)	K <sub>d</sub> (MN/m)
C <sub>0</sub>	3.7	1.60	2.40	infinie	3.20	4.8
P <sub>1</sub>	5.4	3.5	5.25	1286.95	6.96	10.42
P <sub>2</sub>	6.3	3.5	5.25	810.44	6.94	10.37
P <sub>3</sub>	6.3	3.5	5.25	810.44	6.94	10.37
P <sub>4</sub>	5	3.5	5.25	1621.19	6.97	10.43
P <sub>5</sub>	3	3.5	5.25	7505.52	6.99	10.49
C <sub>1</sub>	1	1.60	2.40	infinie	3.20	4.8

**Tableau IX.3. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.**

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis transversale	
		K <sub>s</sub> (MN/m)	K <sub>d</sub> (MN/m)		K <sub>s</sub> (MN/m)	K <sub>d</sub> (MN/m)
C <sub>0</sub>	3.7	1.60	2.40	infinie	3.20	4.8
P <sub>1</sub>	5.4	3.5	5.25	15207.18	7.00	10.49
P <sub>2</sub>	6.3	3.5	5.25	9576.53	6.99	10.49
P <sub>3</sub>	6.3	3.5	5.25	9576.53	6.99	10.49
P <sub>4</sub>	5	3.5	5.25	19156.67	7.00	10.49
P <sub>5</sub>	3	3.5	5.25	88688.29	7.00	10.50
C <sub>1</sub>	1	1.60	2.40	infinie	3.20	4.8

## IX.2.2. Etude sismique

### IX.2.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- ✓ Le présent pont est de 2<sup>ème</sup> groupe ;
- ✓ Le sol est de catégorie S3 (site meuble) ;
- ✓ l'ouvrage est classé en zone IIa ;
- ✓ L'accélération de zone A= 0.2 .

### IX.2.2.2. Méthode de calcul

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire des conditions, permis ces conditions il y a :

La courbure (Angle balaye en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades.

Dans mon pont il y a un arc avec  $L=76.41$  m et  $R= 120$  m  $\rightarrow \alpha=L/R=0.64$  rad= 40.7 grades.

Donc 40.7 grades > 30 grades  $\rightarrow$  **Condition non vérifiée.**

Alors on utilise « la méthode du spectre de réponse ».

### IX.2.2.3. Spectre de réponse :

On réutilisera le modèle longitudinal pour faire notre calcul multimodal en utilisant un logiciel de calcul.

On a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

#### ❖ Spectre de réponse horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale on utilise le spectre montré dans la **figure IX.2.**

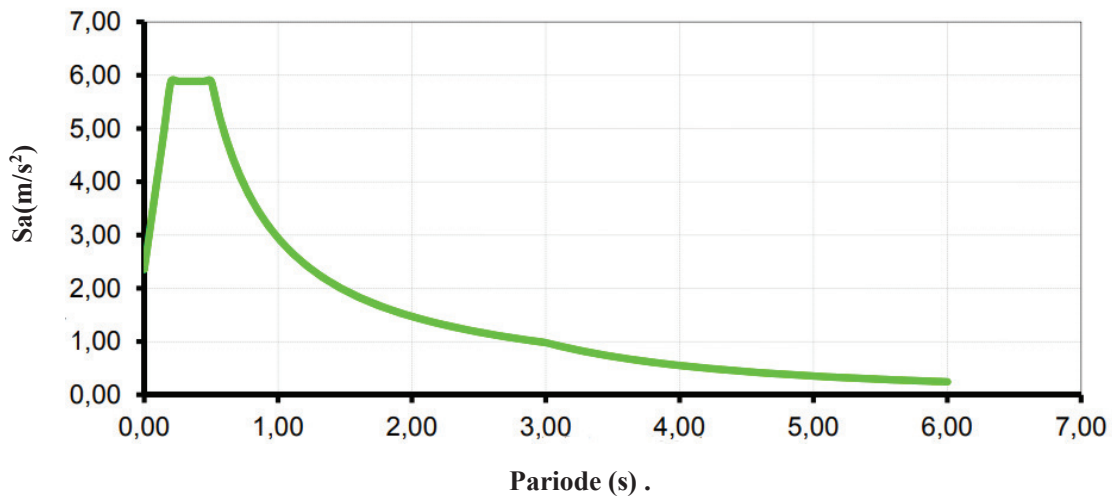


Figure IX.2. Spectre de réponse horizontale.

#### ❖ Spectre de réponse verticale

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) ou (IIa) selon le R.P.O.A, est négligeable ; donc on n'a pas besoin d'un spectre de réponse verticale.

### IX.2.2.4. Période propre :

Après le calcul des modes propres (voir **Annexe C**) :

- $T=1.20s$  pour le sens longitudinal ;
- $T=1.58s$  pour le sens transversal.

**IX.2.2.5. Evaluation de l'effort sismique longitudinal**

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a(T) \dots\dots\dots(IX.2)$$

Avec

$M_T$  : est la masse effective totale de la structure :  $M_T = 4979.04 \text{ t}$  ;

$S_a(T)$  : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_a(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$(T_1, T_2) = f(S_3) \Rightarrow (T_1, T_2) = (0.2 ; 0.50)$  et  $S = 1.2$  ;

$g$  : accélération de la pesanteur =  $9,81 \text{ m/s}^2$  ;

$\xi$  : taux d'amortissement 5 % ;

$\eta$  : facteur de correction de l'amortissement :  $\eta=1$  ;

$S$  : coefficient du site ;

$T=1.20s$  : période fondamentale de l'ouvrage ;

$A$  : coefficient d'accélération.

**Application Numérique :**

$$\left| \begin{array}{l} T_2 < T < 3.00 \text{ s} \Rightarrow S_a(T ; \xi) = 2.5 \eta A g S (T_2/T) \Rightarrow S_a = 2.45 \text{ m/s}^2 ; \\ F_L = M_T \times S_a(T) \Rightarrow F_L = 2.39 \times 4979.04 \Rightarrow F_L = 12211.10 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F \quad , \quad d_{L(\text{tablier})} = (\frac{T}{2\pi})^2 S_a \dots\dots\dots(IX.3)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

**Tableau IX.4. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.**

Appuis	C <sub>0</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	C <sub>1</sub>
F <sub>L</sub> (KN)	950.52	2062.44	2052.68	2052.68	2065.89	2076.37	950.52
Déplacement du tablier (cm)	9	9	9	9	9	9	9

**IX.2.2.6. Evaluation de l'effort sismique transversal**

C'est la même étude comme dans le sens longitudinal et on trouve :

$$\left| \begin{array}{l} T=1.58s \Rightarrow T_2 < T < 3.00 \text{ s} \Rightarrow S_a(T ; \xi) = 2.5 \eta A g S (T_2/T) \Rightarrow S_a = 1.86 \text{ m/s}^2 ; \\ F_T = M_T \times S_a(T) \Rightarrow F_T = 1.86 \times 4979.04 \Rightarrow F_T = 9274.25 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

**Tableau IX.5. Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.**

Appuis	C <sub>0</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	C <sub>1</sub>
F <sub>T</sub> (KN)	682.13	1491.15	1490.54	1490.54	1491.36	1492.03	682.13
Déplacement du tablier (cm)	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8	11.8

**IX.2.2.7. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)**

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 4 (détail de calcul voir Annexe C).

**Tableau IX.6. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.**

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort sismique (pile4) KN
Ex (Longitudinal)	1	0,3	0,3	2 513.30
Ey (Transversal)	0,3	1	0,3	2 111.13

**IX.2.3. Descend des charges**

**IX.2.3.1. Efforts dus à la pile et au tablier**

Les résultats des efforts sont résumés dans le tableau IX.7 :

**Tableau IX.7. Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée.**

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
Voile	1386.00	-	-
Dé d'appui	10.69	-	-
G <sub>max</sub> Tablier	12663.07	-	-
A(I) 2 Voies	1402.50	-	-
Bc 2 Voies	1401.34	-	-
Bt 2 Voies	824.19	-	-
Mc 120	1553.87	-	-
D240	2524.39	-	-
St	255.41	-	-
Freinage A(I) 2 Vs	-	33.15	225.42
Freinage Bc 2 Vs	-	25.36	344.96
H <sub>r</sub>	-	70	476.00
H <sub>flv</sub> (Ret + flu)	-	264	1795.20
Séisme longitudinal	-	2 513.30	17090.44
Séisme transversal	-	2 111.13	14355.68

**NB1** : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas de la pile ;
- Centre de la pile.

**NB2** : Les forces horizontales sont appliquées au niveau de l'extrémité inférieure de l'appareil d'appui, Alors, le bras de levier est égale à :  $H = H_{dé d'appui} + H_{pile} = 6.8m$ .

**IX.2.3.2. Combinaison des efforts**

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre IV.

**Tableau IX.8. Combinaison des efforts.**

Cas	Combinaisons	Cas	Combinaisons
ELS	$G + 1.2 A(l)2V_s + St + 0.6H_T + F_{flv}$	ELA longitudinal	$G + E_x + 0.2A(l)2V_s + 0.4 H_T + H_{flv}$
	$G + D240 + 0.6 H_T + H_{flv}$		$G + E_x + 0.2 D240 + 0.4 H_T + H_{flv}$
	$G + 1.2 Bc 2V_s + St + 0.6T + H_{flv}$		$G + E_x + 0.2 Bc 2V_s + 0.4 H_T + H_{flv}$
	$G + Mc 120 + 0.6 H_T + H_{flv}$		$G + E_x + 0.2 Mc 120 + 0.4 H_T + H_{flv}$
ELU	$1.35G + 1.6A(l)2V_s + 1.6St + 0.9H_T + H_{flv}$	ELA transversal	$G + E_y + 0.2A(l)2V_s + 0.4 H_T + H_{flv}$
	$1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + H_{flv}$		$G + E_y + 0.2 D240 + 0.4 H_T + H_{flv}$
	$1.35 G + 1.6 Bc V_s + 1.6St + 0.9 H_T + H_{flv}$		$G + E_y + 0.2 Bc 2V_s + 0.4 H_T + H_{flv}$
	$1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H_T + H_{flv}$		$G + E_y + 0.2 Mc 120 + 0.4 H_T + H_{flv}$

**IX.2.4. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement**

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus sollicité « Pile 4 » :

$I_x = 1.87 \text{ m}^2 ; I_y = 22.12 \text{ m}^2 ; S = 8.8 \text{ m}^2 ; h = 6.3 \text{ m}$

L'élanement  $\lambda$  doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$\lambda = l_f / i \leq 70 \dots\dots\dots (IX.4)$

Avec

$l_f$  : la longueur du flambement de la pile la plus haute :  $l_f = 2 \times h = 12.6m$  ;

$i$  : rayon de giration.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 1.58 \text{ m} \rightarrow \lambda = 7.97 < 70 .$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 0.46 \text{ m} \rightarrow \lambda = 27.39 < 70 .$$

**IX.2.5. Ferrailage de la pile**

**IX.2.5.1. Sollicitations les plus défavorables**

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le tableau IX.8 (détail de calcul voir Annexe C).

Tableau IX.9. Sollicitation les plus défavorables pour la pile-4-

Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELU	21605.93	495.49	3403.86	<b>3928.35</b>	<b>618.88</b>
ELS	15996.78	366.88	2494.75	<b>2908.51</b>	<b>453.59</b>
ELA	14589.78	2170.38	21520.93	<b>2652.69</b>	<b>3912.90</b>

**IX.2.5.2. La section d'acier**

Avec un logiciel qui calcule la section d'acier et fait la vérification (détail de calcul voir Annexe C) on obtient :

$A_s = 28.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \mathbf{6HA25/\text{ml}}$  avec  $St = 17.5 \text{ cm}$  dans les deux sens. Voir Figure IX.4.

**IX.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant :**

$V_u = P_{\text{horizontal}} \text{ (ELU)} = 90.08 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.09}{1.95} = 0.04 \text{ MPa.}$

$\tau_u' = \inf\{4\text{MPa}; 0.1f_{c28}\} = 2.7 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable).}$

$\tau_u' \geq \tau_u \rightarrow \mathbf{vérifiée}$

On opte pour des cadres horizontales de **HA12** avec  $St = 20 \text{ cm}$ .

**IX.3. ETUDE DE LA CULEE**

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

**IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée**

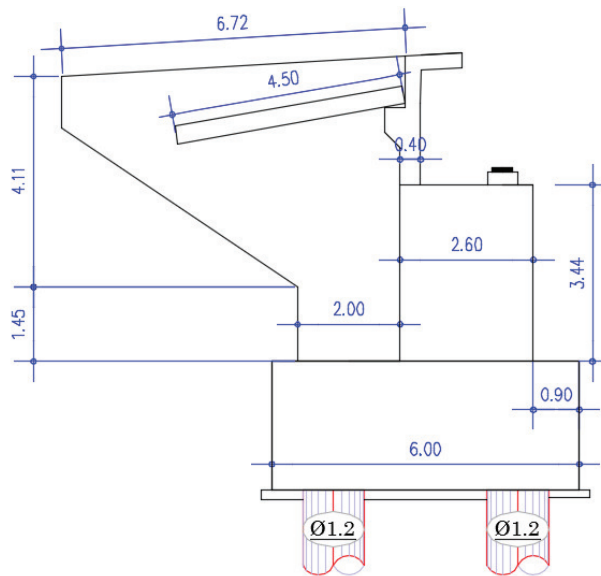


Figure IX.3. Les dimensions des éléments de la culée.

Tableau IX.10. Les dimensions des éléments de la culée.

Mur frontale	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	La semelle
Longueur : 11 m Epaisseur : 2.6 m Hauteur : 3.44 m	Longueur : 9.6 m Epaisseur : 0.4 m Hauteur : 2.59 m	Surface : 27.23 m <sup>2</sup> Epaisseur : 0.7 m	Longueur : 4.5 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 11.7 m	Longueur : 6 m Epaisseur : 2.5 m Largeur : 13.2 m

**IX.3.2. Efforts dus à la culée**

❖ **Calcul du coefficient de poussée**

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $k_h$  ;  $k_v$  :

$$k_h = 0.2 \quad ; \quad k_v = 0.3 \times k_h = 0.06$$

$k_h$  : Coefficient sismique horizontal ;

$k_v$  : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_{ad} \times H^2 \dots \dots \dots (IX.5)$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \beta \cdot \cos \theta}} \right]} \dots \dots \dots (IX.6)$$

Avec :

$H$  : est la hauteur du mur ;

$\gamma$  : est le poids des terres ;

$\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \arctg \left( \frac{k_H}{1 \pm k_v} \right).$$

Les coefficients de poussée sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.11. Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$

Action du séisme	$k_H$	$k_v$	$\theta$ (°)	$K_{ad}$
Condition normale	0	0	-	0,333
séisme «horizontal ; 1+ $k_v$ »	0.2	0.06	10.68	0.464
séisme «horizontal ; 1- $k_v$ »	0.2	-0.06	12.01	0.484

Tableau IX.12. Evaluations des efforts du mur frontale.

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux Fv (KN)	Efforts horizontaux FH (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
Mur garde grève	321.48	/	0.228	4.84	73.20	/
Mur frontal	2459.90	/	0.801	1.72		1969.89
Mur en retour	953.01	/	2.598	3.71	2476.01	/
Dalle de transition	351.00	/	2.64	7.31	929.07	/
Poussée des terres	/	1378.57	/	2.76	/	3814.05
Poids des surcharges	240.00	/	1.75	0.00	420.00	0.00
Poussée des surcharges	/	233.79	/	4.97	/	1163.15

Somme	4085.39	1612.37	/	/	3898.25	6947.09
-------	---------	---------	---	---	---------	---------

Gmax tablier	12663.07	0.00	0.00	1.19	0.00	/
A(l) 2V	265.09	0.00	0.00	1.19	0.00	/
BC 2V	1101.54	0.00	0.00	1.19	0.00	/
MC 120	1417.74	0.00	0.00	1.19	0.00	/
D240	1743.21	0.00	0.00	1.19	0.00	/
St	48.28	0.00	0.00	1.19	0.00	/
Fflv ( Retrait + fluage)	/	269.00	/	1.19	/	320.11
F température		80.00	/	1.19		95.20
Freinage A(l)	/	15.26	/	1.19	/	18.15
Freinage Bc	/	23.35	/	1.19	/	27.78

**NB1** : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- Bas du mur frontale ;
- Centre du mur frontale.

Les cominaison et les sollicitations sont montrés dans *l'Annexe C.*

### IX.3.3. Ferrailage des éléments de la culée

#### IX.3.3.1. Ferrailage du mur garde grève

##### ❖ Evaluation des efforts

##### ➤ Moment des poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \text{ et } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L \dots \dots \dots (IX.7)$$

Avec

- H** : hauteur des remblais, **H = 2.54 m** ;
- K<sub>a</sub>** : coefficient de poussée des terres, **K<sub>a</sub> = 0.33** ;

L : longueur des remblais, L = 1m.

→  $M_{P-ELS} = 18.03 \text{ KN.m/ml}$ .

→  $M_{P-ELU} = 24.33 \text{ KN.m/ml}$ .

➤ **Moment due à la force de freinage  $M_{fBc}$ :**

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2 \mu \times P \times h}{0.25 \times 2h} \dots\dots\dots (IX.8)$$

Avec

$\mu$  : coefficient de pondération,  $\mu = 1.6$  à l'E.L.U et  $\mu = 1.2$  à l'E.L.S ;

$P = 60 \text{ KN}$ .

→  $M_{f-ELS} = 68.62 \text{ KN.m/ml}$ .

→  $M_{f-ELU} = 91.50 \text{ KN.m/ml}$ .

➤ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma \dots\dots\dots (IX.8)$$

Avec

$\gamma$  : coefficient de pondération.  $\gamma = 1,6$  à ELU et  $1,2$  à ELS ;

$B_c$  : coefficient de pondération du système  $B_c$  ;

$\delta$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

$h$  : hauteur de mur garde grève.

→  $M_{P-ELS} = 39.15 \text{ KN.m/ml}$ .

→  $M_{P-ELU} = 52.20 \text{ KN.m/ml}$ .

❖ **Combinaison d'actions sur le MGG**

→  $M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 125.80 \text{ KN.m/ml}$ .

→  $M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 168.03 \text{ KN.m/ml}$ .

❖ **Ferrailage de mur garde-grève (Voir Figure IX.5)**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec logiciel de calcul on trouve  $A_s = 21.7 \text{ cm}^2$ , On prend **6HA25/ml** avec  $St=17.5\text{cm}$  ;

Armatures horizontales :  $A_{st} = A_s/4$  ; Soit : **6HA12/ml** avec  $St= 17.5\text{cm}$  ;

Armature de construction :  $A's = A_s/3$  ; Soit : **6HA12/ml** avec  $St= 17.5\text{cm}$  ;

**IX.3.3.2. Dalle de transition**

❖ **Evaluation des efforts**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bande de 1 m

- Remblais :  $G_{\text{remblais}} = 20 \times 0.84$  →  $G_{\text{remblais}} = 16.8 \text{ KN/ml}$  ;
- Poids propre de la dalle :  $G_{\text{P.Dalle}} = 25 \times 0.3$  →  $G_{\text{P.dalle}} = 7.5 \text{ KN/ml}$  ;
- Revêtement :  $G_{\text{Revêtement}} = 24 \times 0.08$  →  $G_{\text{Revêtement}} = 1.92 \text{ KN/ml}$  ;
- Surcharge d'exploitation : →  $Q = 10 \text{ KN/ml}$ .

❖ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition**

**Tableau IX.13. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.**

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35G+1.6Q	100.79	100.79
ELS	G+1.2Q	76.44	76.44

❖ **Ferrailage de la dalle de transition**(Voir Figure IX.5)

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :  $A_s = 11.3 \text{ cm}^2$  On prend **6HA16/ml** avec  $St = 17.5 \text{ cm}$  ;

Armatures longitudinales : barres de **HA12** avec  $St = 20\text{cm}$ (nappe supérieur et nappe inférieur) ;

Armature de construction :  $A's = A_s/3$  ; Soit : **6HA12/ml** avec  $St = 17.5 \text{ cm}$ .

**IX.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition**

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

❖ **Evaluation des efforts**

**Réaction due au poids des remblais :**

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Rem}} = \frac{ql}{2} \dots\dots\dots(\text{IX.9})$$

Avec

**L** : longueur de la dalle de transition ;

**q** : charges des remblais ;  $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{\text{p dalle}}$ .

$$\rightarrow R_{\text{Rem}} = \frac{26.22 \times 4}{2} = 52.44 \text{ KN/ml}$$

**Réaction des surcharges sur remblais :**

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{\text{Dal-T}} = \frac{ql}{2} \dots\dots\dots(\text{IX.10})$$

Avec

$q$  : charge due au poids de la dalle de transition.

$$\rightarrow R_{\text{Dal-T}} = \frac{10 \times 4}{2} = 20 \text{ KN/ml}$$

**Réaction due au poids du corbeau :**

$$R_{\text{Cor}} = V \times \gamma \dots \dots \dots (IX.11)$$

Avec

$V$  : volume du corbeau ;

$\gamma$  : densité du béton.

$$\rightarrow R_{\text{Cor}} = 0.19 \times 25 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

❖ **Combinaison d'actions sur le corbeau**

$$R_{\text{ELU}} = 1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q = 109.21 \text{ kN/ml .}$$

$$R_{\text{ELS}} = M_G + 1,2 \times M_Q = 81.19 \text{ KN/ml .}$$

❖ **Ferraillage du corbeau**(Voir Figure IX.5)

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considéré préjudiciable.

Section d'acier :  $A_s = 5.5 \text{ cm}^2$  On prend 6HA12/ml avec  $St = 17.5 \text{ cm}$  ;

Armature de construction :  $A's = A_s/3$  ; Soit : 4HA10/ml avec  $St = 30 \text{ cm}$ .

**IX.3.3.4. Mur en retour**

❖ **Evaluation des efforts**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastrier sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres :  $P_{\text{terres}} = 0.5 \times (0.333 \times 20 \times 5.95^2 \times 1) = 116.83 \text{ KN/ml}$  ;
- Poussée des surcharges de remblais :  $P_{\text{sr}} = 3,33 \text{ KN/m}^2$  ;
- Poids de CCP :  $P_{\text{eq}} = 12.14 \text{ KN/ml}$  ;
- Poids propre du mur (calcul automatiquement).

❖ **Combinaisons des efforts**

**E.L.S :**  $M_u = (M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1,2 (M_{sr})$ .

**E.L.U :**  $M_u = 1,35(M_t + M_{pp} + M_{CCP}) + 1,6 (M_{sr})$ .

❖ **Résultat et ferraillage**(Voir Figure IX.5)

Tableau IX.14. Résultats et ferraillage du mur en retour.

		Max ELU	Max ELS	As	Armatures
Sens verticale	côté remblais	280	270	10.1	6HA16
	côté extérieure	140	90	6.5	6HA16
Sens horizontale	côté remblais	246	169.5	8.9	5HA16
	côté extérieure	82	56.5	6.5	5HA16

### IX.3.3.5. Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations).

#### ❖ Combinaison d'actions

Le résultat de les combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul voir annexe C).

**Tableau VI IX.15. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.**

Cas	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELS max	21056.07	1415.71	19024.92	1914.19	1729.54
ELU max	28749.70	1918.41	24795.03	2613.61	2254.09
ELA max	19781.20	6082.01	9403.757	1798.29	854.89

#### ❖ Ferrailage mur frontal(Voir Figure IX.5)

Ferrailage vertical : Avec logiciel de calcul on trouve  $A_s = 25.5 \text{ cm}^2$  On prend **6HA25/ml** avec  $St=17.5 \text{ cm}$ .

Ferrailage horizontal :  $A_{st} = A_s/4$  ; Soit : **6HA12/ml** avec  $St=17.5 \text{ cm}$ .

Armature de construction :  $A's = A_s/3$  ; Soit : **8HA14/ml** avec  $St=17.5 \text{ cm}$ .

## IX.4. ETUDE DES FONDATION

### IX.4.1. Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

**Tableau IX.16. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile.**

Sous la pile		Sous la culée	
Longueur :	9.6	Longueur :	13.2
Largeur :	6	Largeur :	6
Epaisseur :	2	Epaisseur :	2.5

Les résultats des efforts agissant sur la semelle sont récapitulés dans l'annexe ()

#### IX.4.1.1. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul voir annexe C) :

**Tableau IX.17. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.**

Etat	Sous la pile			Sous la culée		
	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	26276.60	419.40	3690.72	35432.20	3425.98	31364.16
ELS	19464.15	306.00	2692.80	26006.07	2532.43	23877.61
ELA	17701.24	712.39	17701.24	23812.48	7969.71	21005.21

**IX.4.1.2. Nombre des pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p} \dots\dots\dots (IX.12)$$

Avec

$N_{max}$  : l'effort normal maximal à l'ELS ;

$Q_p$  : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

**Tableau IX.18. Nombre de pieux sous la semelle.**

Cas de la pile		Cas de la culée	
$N_{max}(KN)$	19464.15	$N_{max}$	26006.07
$Q_p(KN)$	4 644.8	$Q_p$	7545.2
$n_p$	4.19	$n_p$	3.45
On prend	<b>6 pieux de 27 m de profondeur</b>	On prend	<b>6 pieux de 30 m de profondeur</b>

**IX.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu**

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2} \dots\dots\dots (IX.13)$$

Avec

$n$  : nombres des pieux ;

$N$  : effort normal ;

$M_x, M_y$  : moments dans les sens x,y ;

$X = y = 1.8 \text{ m}$  : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

**Tableau IX.19. Les valeurs de  $N_{max}$  et de  $N_{min}$  pour les combinaisons les plus défavorables.**

Etat	Cas de la pile			Cas de la culée		
	$N_{Max}$ (KN)	$N_{min}(KN)$	$Q_p(KN)$	$N_{Max}$ (KN)	$N_{min}(KN)$	$Q_p(KN)$
ELU	4656.85	3841.11	7726.3	8809.45	3001.27	13873
ELS	3445.06	2847.19	5791.2	6545.23	2123.45	10539
ELA	5497.82	342.72	9014.02	5972.17	2082.32	16185.16

❖ Cas de la pile :

$$N_{\max-els} = 3445.06 \text{ KN} < 5791.2 \text{ KN} ;$$

$$N_{\max-ela} = 5\,497.82 \text{ KN} < 9014.02 \text{ KN.} \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

$$N_{\min} > 0. \rightarrow \text{pas de risque de soulèvement.}$$

❖ Cas de la culée:

$$N_{\max-els} = 6545.23 \text{ KN} < 10539 \text{ Kn} ;$$

$$N_{\max-ela} = 5972.17 \text{ KN} < 116185.16 \text{ KN.} \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

$$N_{\min} > 0 \rightarrow \text{pas de risque de soulèvement.}$$

**IX.4.1.4. Ferrailage de la semelle**

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \dots\dots\dots (IX.14)$$

Avec :

$$h = H - d' ;$$

L : entraxe entre les pieux ;

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

**Tableau IX.20. La vérification des conditions de la méthode des bielles.**

Cas de la pile		Cas de la culée	
L (m)	3.6	L (m)	3.6
b (m)	1.6	b (m)	2.6
H (m)	2.0	H (m)	2.5
d' (m)	0.1	d' (m)	0.1
h (m)	1.9	h (m)	2.4
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1.4	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1.2
$\alpha_1 = \alpha_2 = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)	53.6	$\alpha_1 = \alpha_2 = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)	64.5
Conditions	<b>vérifiées</b>	Conditions	<b>vérifiées</b>

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_S = \frac{N_{\max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \dots\dots\dots (IX.15)$$

**Application Numérique :**

**Cas de la pile**

$$N_{\text{Max-ELS}} = 3.4 \text{ MN ;}$$

$$N_{\text{Max-ELA}} = 5.5 \text{ MN ;}$$

$$\overline{\sigma_a(\text{els})} = \frac{2}{3} f_c = 333.33 \text{ MPa ;}$$

$$\overline{\sigma_a(\text{ela})} = f_c = 500 \text{ MPa ;}$$

$$A_{S\text{-ELS}} = 75.16 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{S\text{-ELA}} = 121.58 \text{ cm}^2 .$$

**Cas de la culée**

$$N_{\text{Max-ELS}} = 6.5 \text{ MN ;}$$

$$N_{\text{Max-ELA}} = 6.0 \text{ MN ;}$$

$$\overline{\sigma_a(\text{els})} = 333.33 \text{ MPa ;}$$

$$\overline{\sigma_a(\text{ela})} = 500 \text{ MPa ;}$$

$$A_{S\text{-ELS}} = 93.45 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_{S\text{-ELA}} = 86.25 \text{ cm}^2 .$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = H + \Phi_{\text{pieu}}$  .

➤ **Pour la semelle sous la pile**(Voir Figure IX.4)

Armatures transversales inférieure :

$$A_s = A_{S\text{-ELA}} / 3.2 = 37.99 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 8\text{HA}25, \text{ avec un espacement de } 12.5 \text{ cm.}$$

Armatures transversales supérieure :

$$A_{s2} = A_s / 4 = 9.50 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 8\text{HA}14, \text{ avec un espacement de } 12.5 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales inférieure :

$$A_{s1} = A_s / 3 = 12.67 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 5\text{HA}20, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales supérieure :

$$A_{s3} = A_s / 10 = 3.8 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 5\text{HA}12, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

Armatures latérales :

$$A_{s4} = A_s / 10 = 3.8 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 5\text{HA}10, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

➤ **Pour la semelle sous la culée**(Voir Figure IX.5)

Armatures transversales inférieure :

$$A_s = A_{S\text{-ELS}} / 3.7 = 25.26 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 6\text{HA}25, \text{ avec un espacement de } 17.5 \text{ cm.}$$

Armatures transversales supérieure :

$$A_{s2} = A_s / 4 = 6.3 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 6\text{HA}12, \text{ avec un espacement de } 17.5 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales inférieure :

$$A_{s1} = A_s / 3 = 8.42 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 6\text{HA}12, \text{ avec un espacement de } 17.5 \text{ cm.}$$

Armatures longitudinales supérieure :

$$A_{s3} = A_s / 10 = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 6\text{HA}12, \text{ avec un espacement de } 17.5 \text{ cm.}$$

Armatures latérales :

$$A_{s4} = A_s / 10 = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Soit : } 5\text{HA}10, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

**IX.4.2. Etude des pieux**

**IX.4.2.1. Actions sur les pieux**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{dx^4} + C_u b y = 0 \dots\dots\dots (IX.16)$$

Avec :

- b** : diamètre du pieu ;
- C<sub>u</sub>** : module de réaction du sol ;
- y** : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}} \dots\dots\dots (IX.17)$$

Avec

- α** : Longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

❖ **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} \dots\dots\dots (IX.18)$$

**Application Numérique :**

- C<sub>u</sub> = 35 MN/m<sup>3</sup> ;
- E = 33 000 MPa ;
- b = 1,20 m ;
- I = 0,102 m<sup>4</sup> ;
- λ = **0.236** ;
- D'où : λL = **6**.

D'où, en tire les valeurs de (X<sub>φ</sub><sup>H</sup>, X<sub>φ</sub><sup>M</sup>) à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 6 \rightarrow \begin{cases} X_{\phi}^H = 1.45 \\ X_{\phi}^M = 1.65 \end{cases}$$

❖ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} \dots\dots\dots (IX.19)$$

**Tableau IX.21. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.**

Etat	Cas de la pile			Cas de la culée		
	$H_{max}$ (KN)	$\bar{P}$ (KN/pieu)	$\bar{M}$ (KN.m)	$H_{max}$ (KN)	$\bar{P}$ (KN/pieu)	$\bar{M}$ (KN.m)
ELU	366.88	61.15	-227.23	2760.68	460.11	-1709.80
ELS	495.49	82.58	-306.88	3711.302	618.55	-2298.58
ELA	4339.096	723.18	-2687.40	7969.712	1328.29	-4936.02

**IX.4.2.2. Ferrailage des pieux**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

➤ **Cas de la pile**

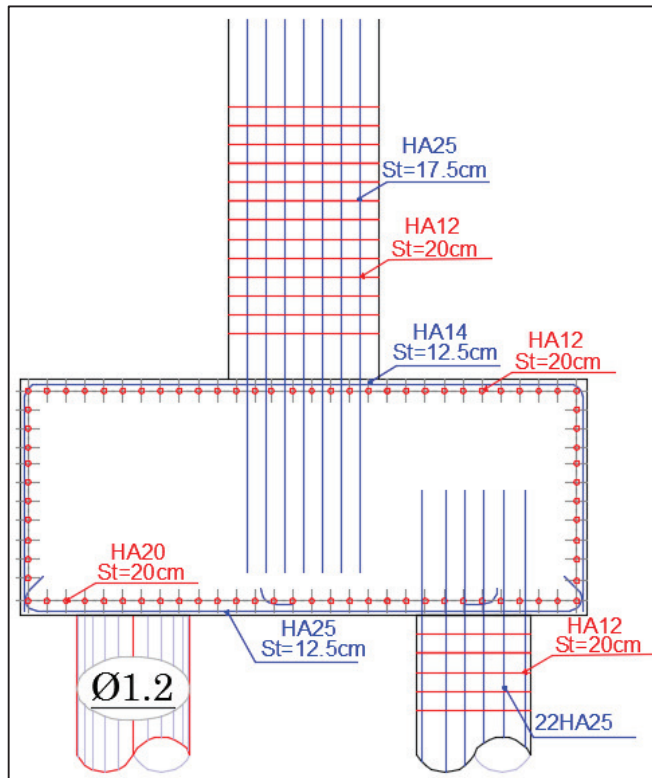
$A_s = 103 \text{ cm}^2$  Donc : on prend **22HA25**. Voir Figure IX.4.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA16** avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

➤ **Cas de la culée**

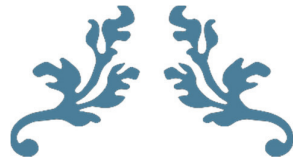
$A_s = 272.2 \text{ cm}^2$  Donc : on prend deux nappes de **16HA32**. Voir Figure IX.5.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles **HA16** avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.



**Figure IX.4. Ferrailage les éléments de la pile.**





---

# CONCLUSION GENERALE

---



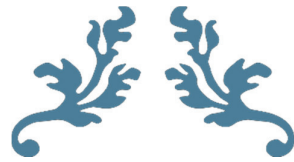
## CONCLUSION GENERALE

**L**e projet de fin d'étude que j'ai établi m'a permis de mettre en application mes connaissances théoriques acquises pendant mes trois années à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

**C**e travail m'a permis d'acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques, l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

**E**n générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

**E**nfin, ce mémoire est une première expérience pour nous en tant qu'élève ingénieur, qui s'est avérée très enrichissante, tant du point de vue informations et connaissances acquises que sur l'aspect organisation et gestion du temps.



---

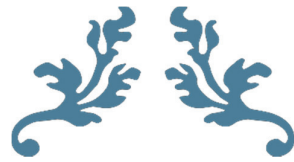
# **BIBLIOGRAPHIE**

---



## BIBLIOGRAPHIE

- [1] BROUKI.A, Déversement des Poutres à Parois Minces et à Section Ouvertes, Thèse d'obtention du grade de doctorat de l'université de Menz, 1998.
- [2] CREMONA.C & FOUCRIAT.J, *Comportement au Vent des Ponts*, École nationale des ponts et chaussées, 2002.
- [3] CREMONA.C, Les outils de la Conception Dynamique des Ponts, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées,2000
- [4] LAROZE.S, *Mécanique des structures*, Toulouse, France : Cépéduès-éditions, tome 2, Septembre 2005.
- [5] LAROZE.S & LORRAIN.S, *Mécanique des structures*, Toulouse, France : Cépéduès-éditions, Tome 5, Septembre 2005.
- [6] MESSAOUDI-MEZOUAR.A, Cours de Mécanique Des Structures, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2018
- [7] ORIBASIA, Cours de Structures En Béton, Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg,2003
- [8] VIRLOGEUX.M, Chutte du Pont TACOMA NARROWS, Centre d'ingénierie et de sécurité de la NASA, 2009



---

# BIBLIOGRAPHIE

---



## BIBLIOGRAPHIE

BENREDHOUANE Mustapha, *Cours de Béton Armé*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2017)

Calgario, J.A & Virlogeux, M. *Projet et construction des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).

Calgario, J.A & Bernard-Gély, A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

CHAUSSIN, R., & FUENTES, A., & LACROIX, R., & PERCHAT, J. *La précontrainte*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1992)

CHAUSSIN, R. *Béton précontraint*. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), (1992)

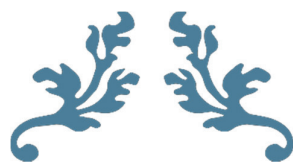
Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000)

Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003)

Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton*. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France), (septembre 2009)

KIBBOUA, A. *Cours des règles parasismiques applicables sur un pont*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2018)

THONIER, H. *Le béton précontraint aux états limites*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2<sup>ème</sup> édition, (France), (1992)



---

# ANNEXES A

---



ANNEXES A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

ANNEXES A

AU NIVEAU DU SP1 et SC1								
z [m]	qsl [kPa]	qpl [kPa]	QS [kN]	QP [kN]	Q-ELS-OP [kN]	Q-ELS-CARAC [kN]	Q-ELU-FOND [kN]	Q-ELU-ACC [kN]
0.0	48.39	716.0	0.0	809.78	290.71	355.49	582.23	640.53
-1.0	48.39	733.9	182.43	830.02	389.74	476.57	727.95	800.85
-2.0	48.39	751.8	364.85	850.27	488.77	597.65	873.67	961.16
-3.0	48.39	769.7	547.28	870.51	587.79	718.73	1019.4	1121.5
-4.0	48.39	787.6	729.7	890.75	686.82	839.81	1165.1	1281.8
-5.0	48.39	808.94	912.13	914.89	787.25	962.6	1313.6	1445.2
-6.0	48.39	840.84	1094.6	950.96	891.96	1090.6	1470.7	1618.0
-6.0	48.39	840.84	1094.6	950.96	891.96	1090.6	1470.7	1618.0
-6.0	62.37	810.85	1094.6	917.05	879.78	1075.7	1446.3	1591.2
-7.0	62.37	833.07	1329.7	942.18	1007.1	1231.4	1633.5	1797.0
-8.0	62.37	861.48	1564.8	974.31	1136.9	1390.1	1825.6	2008.5
-9.0	62.37	889.9	1799.9	1006.5	1266.7	1548.8	2017.8	2219.9
-10.0	62.37	918.32	2035.1	1038.6	1396.5	1707.5	2210.0	2431.3
-11.0	62.37	936.23	2270.2	1058.8	1522.0	1861.0	2393.6	2633.3
-12.0	62.37	921.97	2505.3	1042.7	1634.5	1998.5	2551.1	2806.5
-12.0	62.37	921.97	2505.3	1042.7	1634.5	1998.5	2551.1	2806.5
-12.0	49.54	954.26	2505.3	1079.2	1647.6	2014.6	2577.3	2835.4
-13.0	49.54	932.21	2692.1	1054.3	1732.6	2118.5	2693.7	2963.4
-13.9	49.54	929.27	2860.2	1051.0	1816.0	2220.4	2812.1	3093.7
-13.9	51.02	933.22	2860.2	1055.5	1817.6	2222.4	2815.3	3097.3
-14.9	51.02	957.82	3052.5	1083.3	1924.3	2352.9	2973.6	3271.4
-15.9	51.02	992.94	3244.9	1123.0	2035.3	2488.6	3140.5	3455.0
-16.9	51.02	1027.3	3437.2	1161.9	2146.0	2623.9	3306.7	3637.9

LTP-EST Filiale du groupe LCTP 11 Rue Attia Mohamed Annaba B.P 192  
 Site [www.ltp-est.com](http://www.ltp-est.com) e-mail [ltp.dra@ltp-est.com](mailto:ltp.dra@ltp-est.com) Tél : 038 84.89.21 fax : 038.84.89.27  
 Scanned 4/17/23/65 Etabli le 14.01.2018 par M. BELARIBI vérifié et approuvé par M.L BENCHAIR

ANNEXES A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

-17.5	51.02	1047.5	3552.6	1184.6	2212.2	2704.9	3406.1	3747.2
-17.5	51.93	1057.4	3552.6	1195.9	2216.3	2709.9	3414.2	3756.1
-18.5	51.93	1080.2	3748.4	1221.7	2324.0	2841.6	3573.5	3931.3
-19.5	51.93	1142.5	3944.1	1292.2	2447.8	2992.9	3764.9	4141.9
-20.5	51.93	1295.7	4139.9	1465.4	2608.5	3189.4	4030.3	4433.8
-20.5	51.93	1295.7	4139.9	1465.4	2608.5	3189.4	4030.3	4433.8
-20.5	58.22	1355.6	4139.9	1533.2	2632.8	3219.1	4079.0	4487.4
-21.5	58.22	1534.3	4359.4	1735.3	2815.7	3442.8	4382.1	4820.9
-22.5	58.22	1789.6	4578.9	2024.0	3029.8	3704.6	4747.5	5222.9
-23.5	58.22	2044.9	4798.4	2312.8	3243.9	3966.3	5112.9	5624.9
-24.5	58.22	2304.9	5017.9	2606.7	3459.8	4230.3	5482.1	6031.1
-25.5	58.22	2642.4	5237.3	2988.5	3707.3	4532.9	5914.4	6506.7
-26.0	58.22	2840.4	5347.1	3212.5	3842.9	4698.7	6154.3	6770.6
-26.0	200.0	3680.0	5347.1	4162.0	4183.7	5115.6	6837.0	7521.7
-27.0	200.0	4106.9	6101.1	4644.8	4736.3	5791.2	7726.3	8500.0
-28.0	200.0	4695.2	6855.0	5310.2	5354.4	6547.0	8746.8	9622.7
-29.0	200.0	5314.0	7609.0	6010.0	5984.9	7317.9	9792.1	10773.0
-30.0	200.0	5963.3	8363.0	6744.3	6627.8	8104.0	10862.0	11950.0
-31.0	200.0	6587.5	9117.0	7450.3	7260.5	8877.6	11912.0	13105.0
-32.0	200.0	6960.4	9871.0	7872.1	7791.2	9526.5	12757.0	14035.0
-32.0	200.0	6960.4	9871.0	7872.1	7791.2	9526.5	12757.0	14035.0
-32.0	200.0	7014.2	9871.0	7932.9	7813.0	9553.2	12801.0	14083.0
-33.0	200.0	7033.9	10625.0	7955.1	8200.2	10027.0	13359.0	14697.0
-34.0	200.0	7050.7	11379.0	7974.1	8586.3	10499.0	13915.0	15308.0
-35.0	200.0	7064.7	12133.0	7990.0	8971.3	10969.0	14468.0	15917.0

AU NIVEAU DU SP6 et SC2								
z [m]	qsl [kPa]	qpl [kPa]	QS [kN]	QP [kN]	Q-ELS-QP [kN]	Q-ELS-CARAC [kN]	Q-ELU-FOND [kN]	Q-ELU-ACC [kN]
-2.0	39.08	406.0	0.0	459.18	164.84	201.58	330.15	363.21
-3.0	39.08	416.15	147.33	470.65	243.07	297.22	444.33	488.82
-4.0	39.08	426.3	294.66	482.13	321.3	392.87	558.51	614.44
-5.0	39.08	436.45	441.98	493.61	399.53	488.52	672.69	740.06
-6.0	39.08	446.6	589.31	505.09	477.75	584.16	786.88	865.67
-7.0	39.08	490.73	736.64	555.0	569.77	696.68	928.69	1021.7
-8.0	39.08	638.9	883.97	722.58	704.04	860.85	1155.1	1270.8
-8.0	39.08	638.9	883.97	722.58	704.04	860.85	1155.1	1270.8
-8.0	62.03	696.24	883.97	787.42	727.32	889.32	1201.7	1322.1
-9.0	62.03	887.94	1117.8	1004.2	922.78	1128.3	1525.8	1678.5
-10.0	62.03	1162.5	1351.7	1314.7	1151.9	1408.4	1917.1	2109.1
-11.0	62.03	1443.4	1585.5	1632.4	1383.5	1691.7	2313.7	2545.4
-12.0	62.03	1730.6	1819.4	1957.3	1617.8	1978.2	2715.4	2987.3
-13.0	62.03	2024.3	2053.2	2289.4	1854.7	2267.8	3122.3	3435.0
-14.0	62.03	2324.3	2287.1	2628.7	2094.1	2560.5	3534.4	3888.4
-15.0	62.03	2620.5	2520.9	2963.7	2332.0	2851.4	3943.4	4338.3
-16.0	62.03	2923.1	2754.7	3305.9	2572.5	3145.5	4357.6	4794.0
-17.0	62.03	3232.1	2988.6	3655.4	2815.5	3442.7	4777.0	5255.4
-18.0	62.03	3529.4	3222.4	3991.7	3053.9	3734.2	5187.0	5706.4

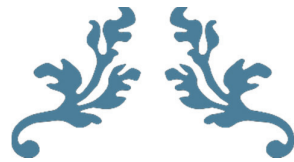
LTP-EST Filiale du groupe LCTP 11 Rue Attia Mohamed Annaba B.P 192  
 Site [www.ltp-est.com](http://www.ltp-est.com) e.mail [ltp.dra@ltp-est.com](mailto:ltp.dra@ltp-est.com) Tél. : 038.84.89.21 fax : 038.84.89.27  
 41/17/23/65 Etabli le 14.01.2018 par M. BELARIBI vérifié et approuvé par M.L BENCHAB



ANNEXES A. RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

-19.0	62.03	3761.5	3456.3	4254.2	3265.8	3993.2	5543.8	6099.0
-19.0	62.03	3761.5	3456.3	4254.2	3265.8	3993.2	5543.8	6099.0
-19.0	200.0	4809.6	3456.3	5439.6	3691.3	4511.6	6396.1	7742.0
-20.0	200.0	4931.4	4230.3	5577.3	4120.0	5037.8	7037.3	8494.1
-21.0	200.0	5105.4	4964.3	5774.1	4569.9	5587.9	7720.9	9246.1
-22.0	200.0	5279.4	5718.7	5970.9	5019.8	6137.9	8404.5	9998.2
-23.0	200.0	5453.4	6472.2	6167.7	5469.7	6688.0	9088.1	10750.0
-24.0	200.0	5627.4	7226.2	6364.5	5919.6	7238.1	9771.7	11502.0
-25.0	200.0	5801.4	7980.2	6561.3	6369.5	7788.2	10455.0	12254.0
-26.0	200.0	5975.4	8734.2	6758.1	6819.4	8338.3	11139.0	13006.0
-27.0	200.0	6149.4	9488.2	6954.9	7269.3	8888.4	11823.0	13758.0
-28.0	200.0	6323.4	10242.0	7151.7	7719.2	9438.5	12506.0	14511.0
-29.0	200.0	6497.4	10996.0	7348.4	8169.1	9988.6	13190.0	15263.0
-30.0	200.0	6671.4	11750.0	7545.2	8619.0	10539.0	13873.0	16015.0
-31.0	200.0	6845.4	12504.0	7742.0	9068.9	11089.0	14557.0	16767.0
-32.0	200.0	7019.4	13258.0	7938.8	9518.8	11639.0	15241.0	17519.0
-33.0	200.0	7193.4	14012.0	8135.6	9968.7	12189.0	15924.0	18209.0
-34.0	200.0	7297.8	14766.0	8253.7	10390.0	12704.0	16551.0	18883.0
-35.0	200.0	7384.9	15520.0	8352.1	10805.0	13211.0	17164.0	

ANNEXES A.1. Résultat des essais géotechniques

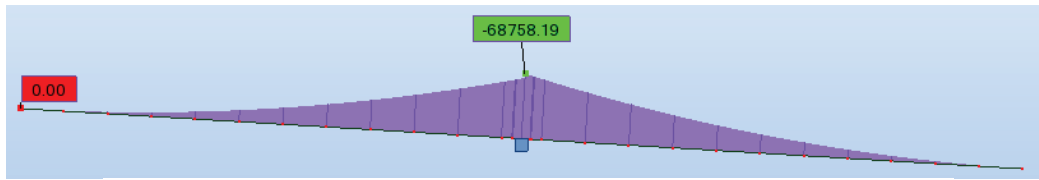


---

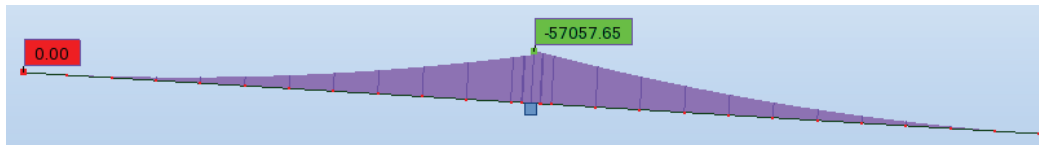
# ANNEXES B

---

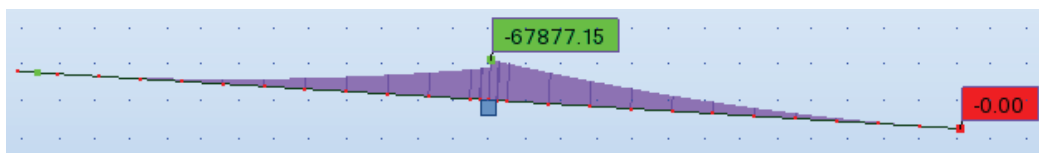




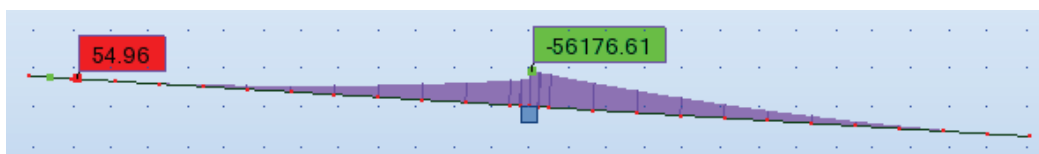
Annexe B.1. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.



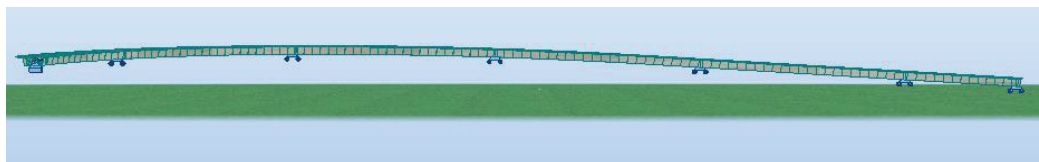
Annexe B.2. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2.



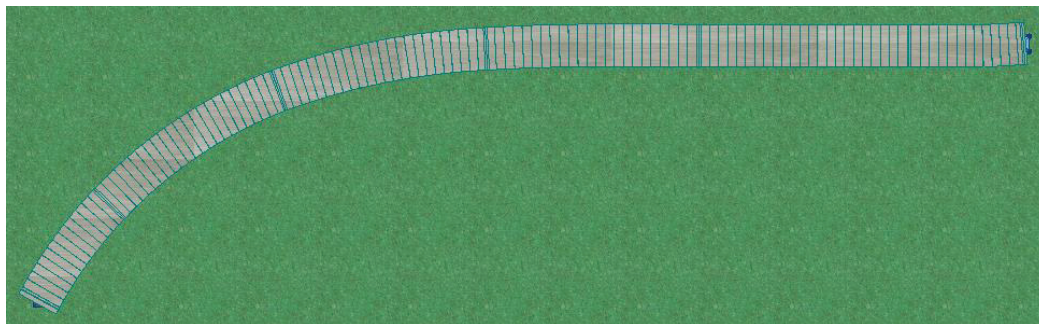
Annexe B.3. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1.



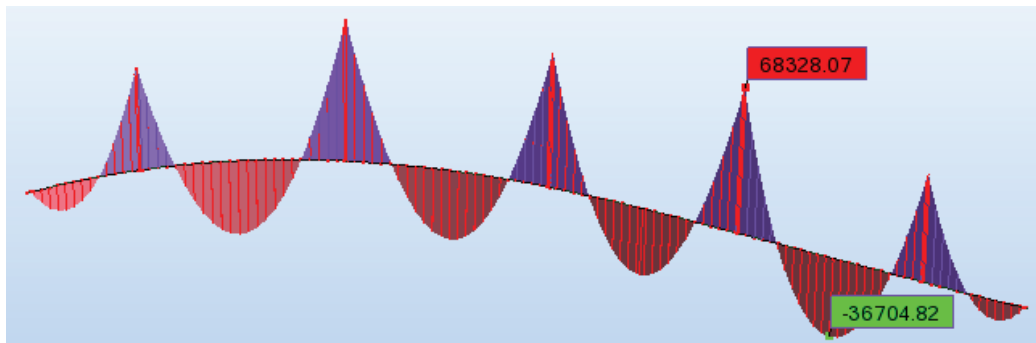
Annexe B.4. Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2.



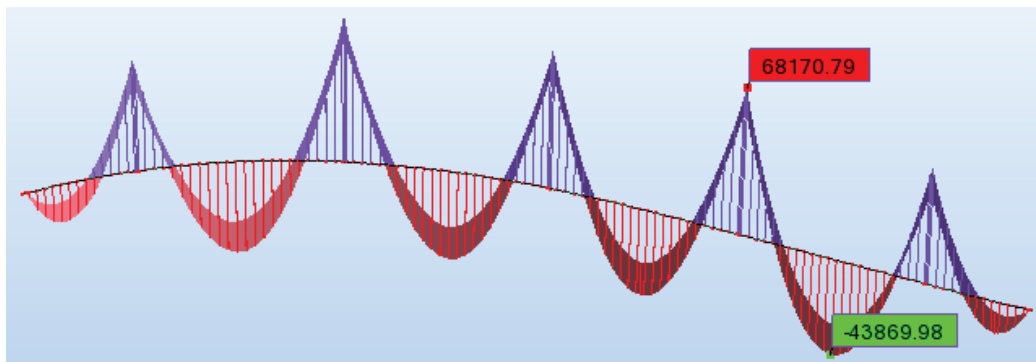
Annexe B.5. Vu en élévation.



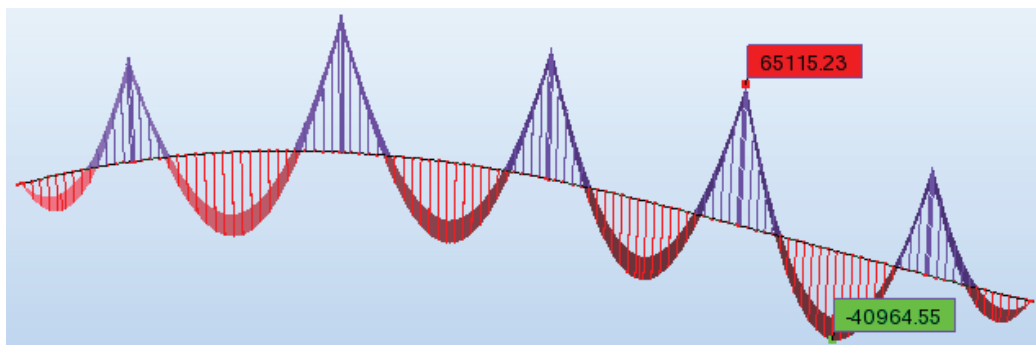
Annexe B.6. Vu en plan.



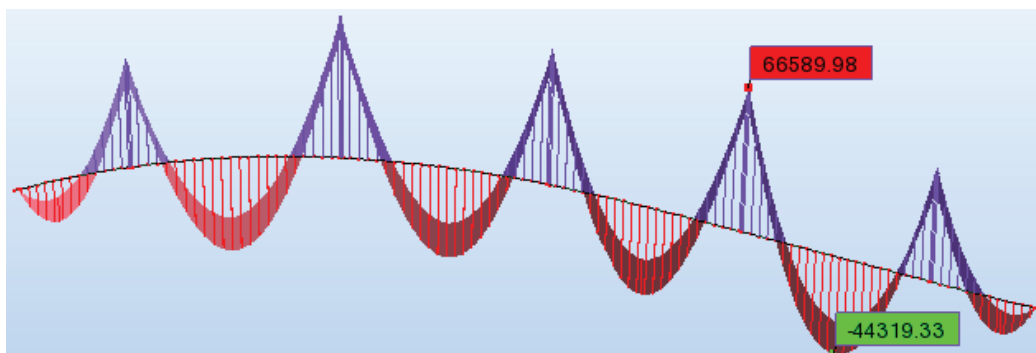
Annexe B.7. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $G+1.2Al+St$ .



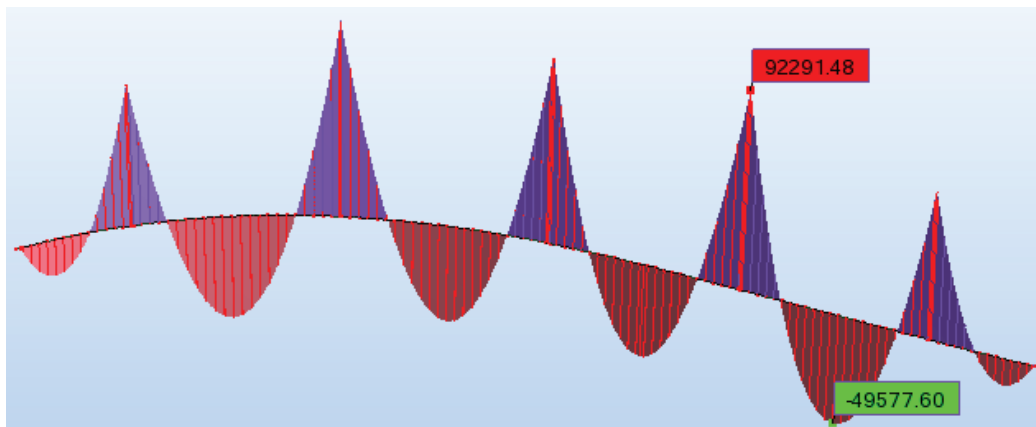
Annexe B.8. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $G+1.2Bc+St$ .



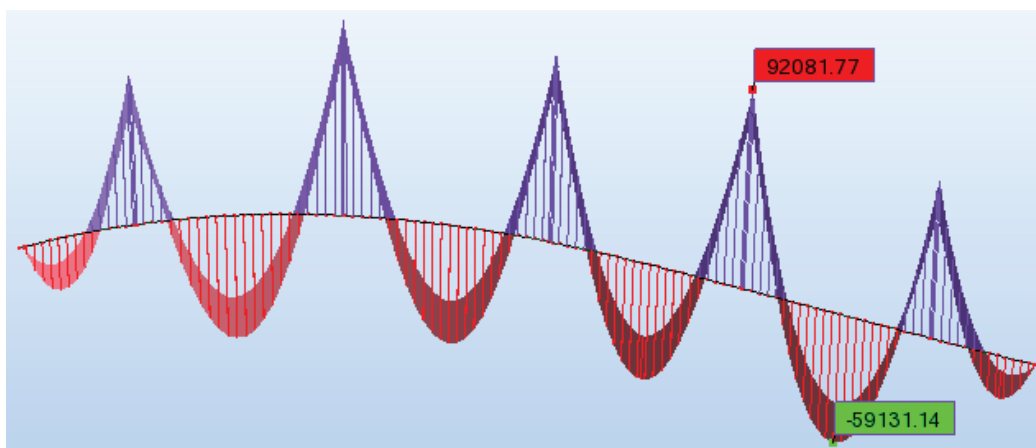
Annexe B.9. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $G+1.2Bt+St$ .



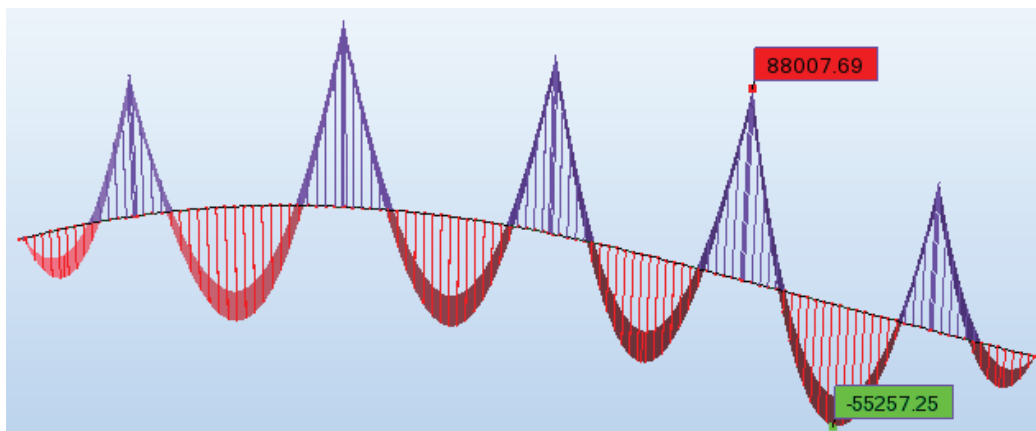
Annexe B.10. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $G+MC120$ .



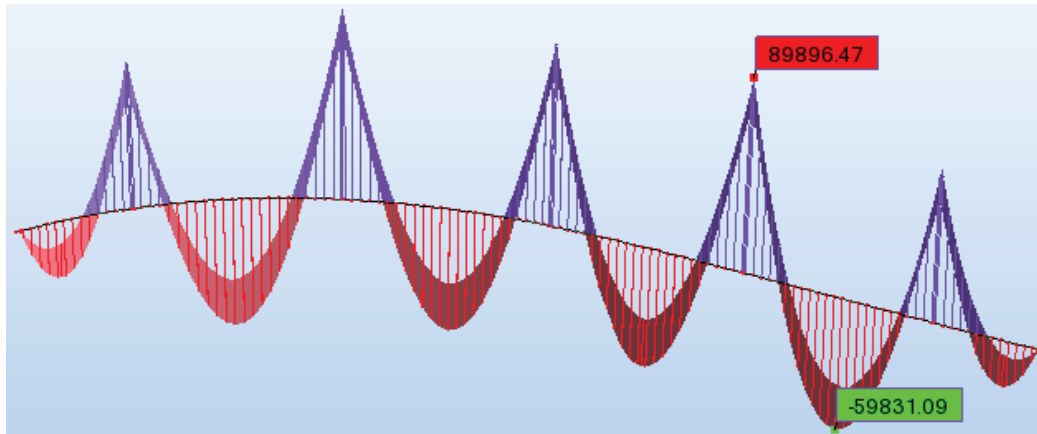
Annexe B.11. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35A1+1.6St.



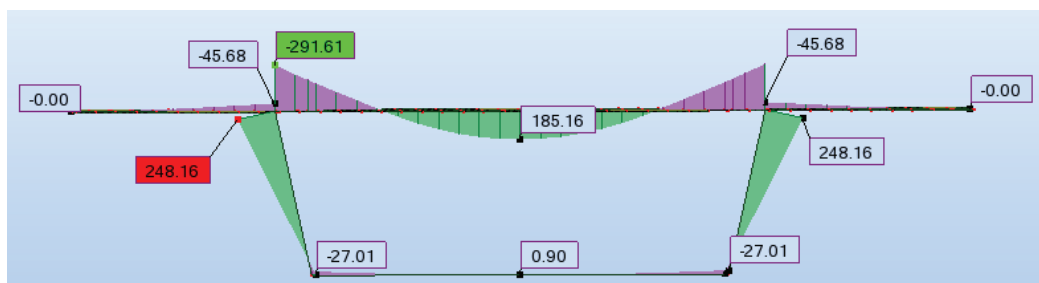
Annexe B.12. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Bc+1.6St.



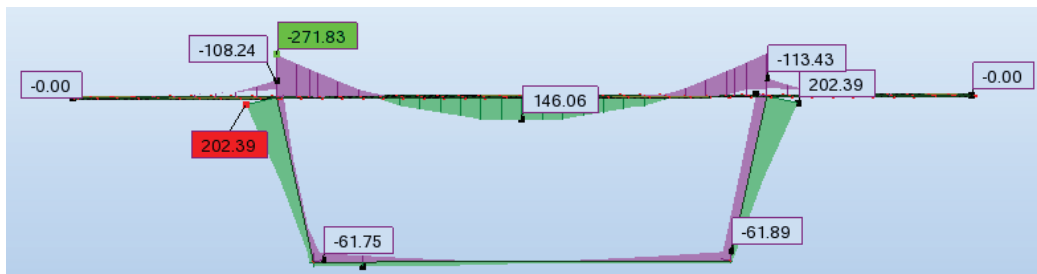
Annexe B.13. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Bt+1.6St.



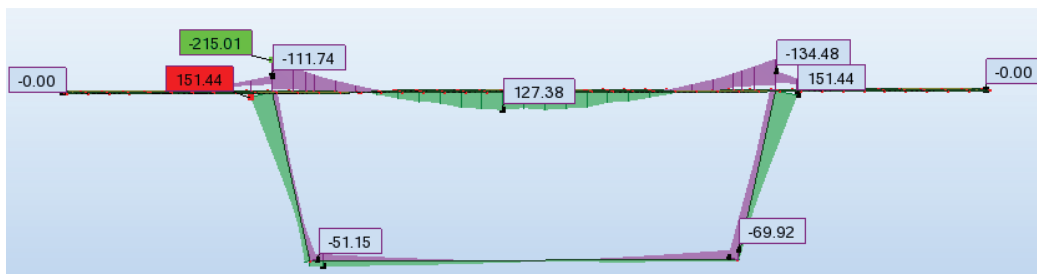
Annexe B.14. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120.



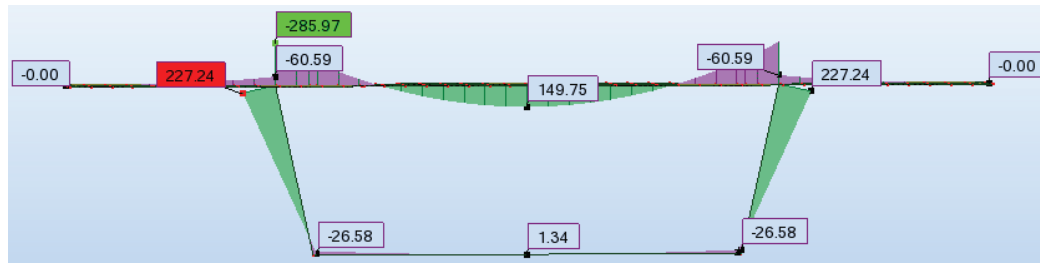
Annexe B.15. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D240.



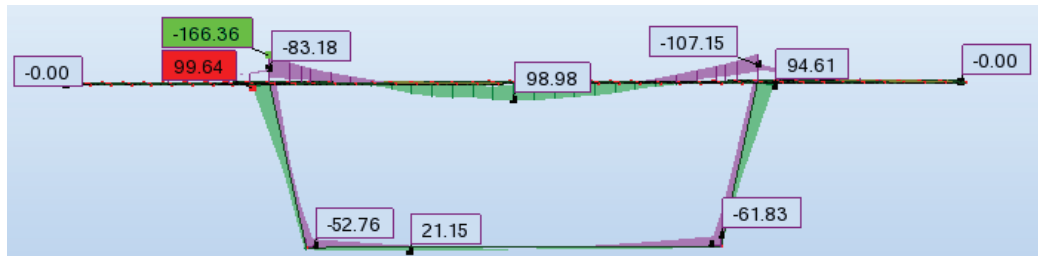
Annexe B.16. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bt+St.



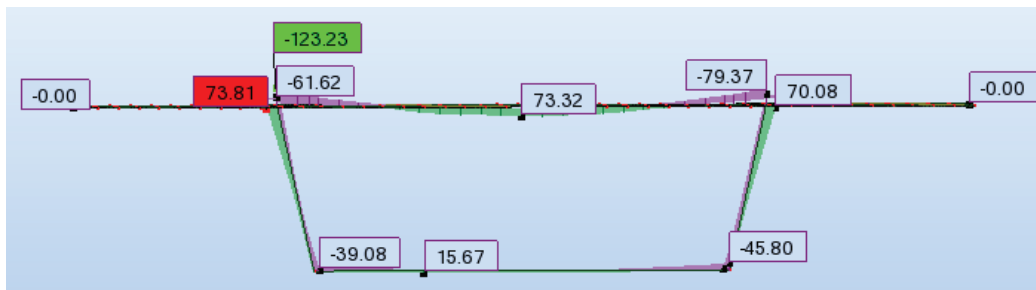
Annexe B.17. Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc+St.



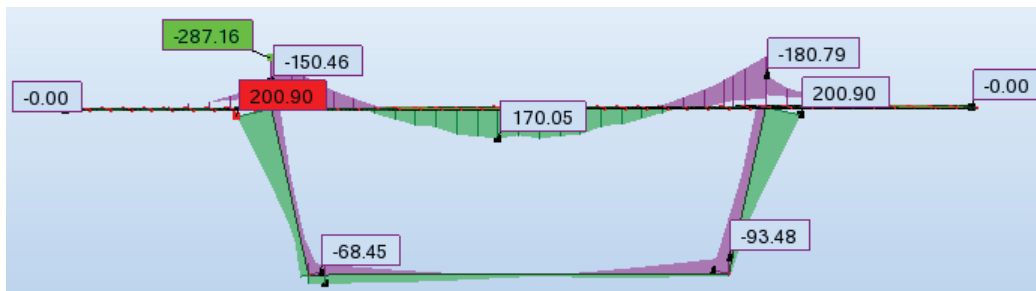
Annexe B.18. Moment fléchissant transversal sous la combinaison  $G+1.2AI+St$ .



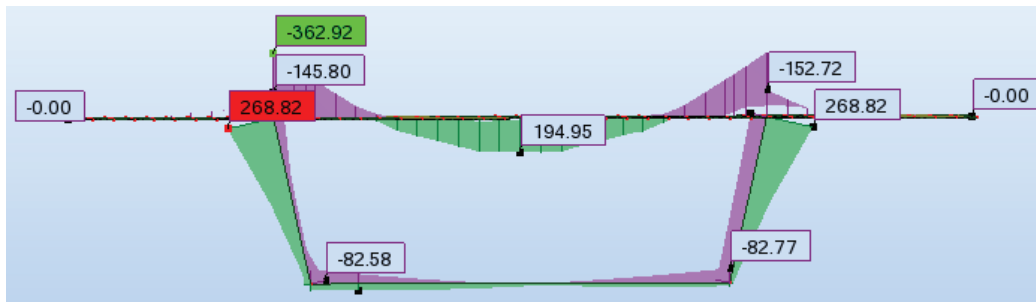
Annexe B.19. Moment fléchissant transversal sous la combinaison  $G+MC120$ .



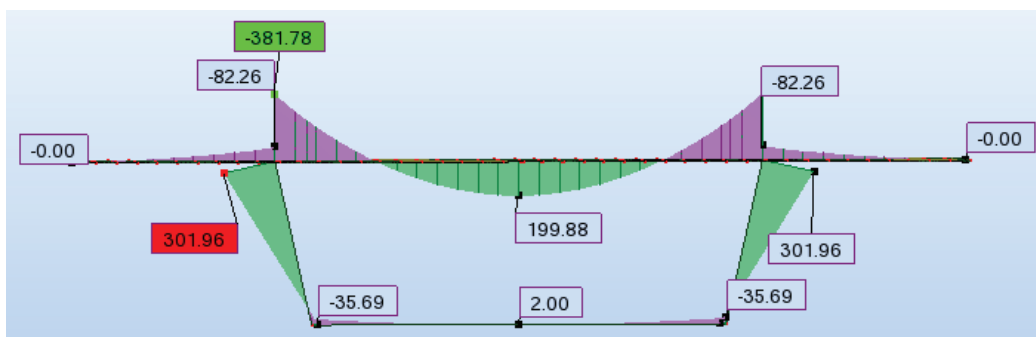
Annexe B.20. Moment fléchissant transversal sous la combinaison  $1.35G+1.6Bt+1.6St$ .



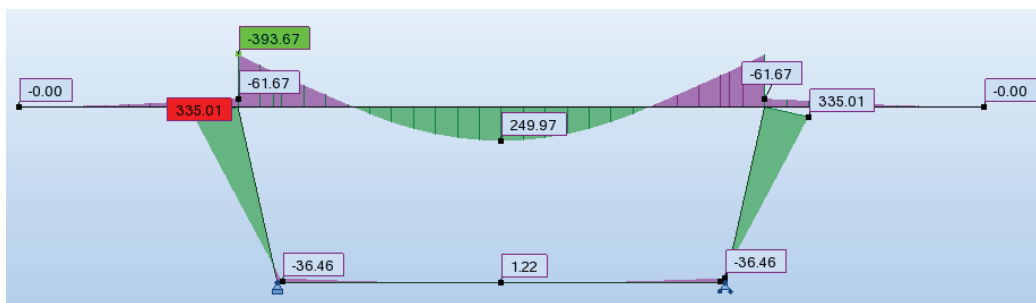
Annexe B.21. Moment fléchissant transversal sous la combinaison  $1.35G+1.6Bc+1.6St$ .



Annexe B.22. Moment fléchissant transversal sous la combinaison  $1.35G+1.35MC120$ .

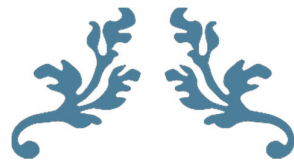


Annexe B.23. Moment fléchissant transversal sous la combinaison  $1.35G+1.6Al+1.6St$ .



Annexe B.24. Moment fléchissant transversal sous la combinaison  $1.35G+1.35D240$ .





---

# ANNEXES C

---



## ANNEXES C

## Annexes C.1. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc.

Cas de charge	L (m)	Gtot (KN)	δ en voies chargées	
			1 voie	2 voies
Cas 1	30	6858.0	38.05	76.09
Cas 2	55	11878.8	26.85	53.69
Cas 3	85	18736.8	21.04	42.07
Cas 4	60	13716.0	25.55	51.10
Cas 5	110	23757.6	18.38	36.75
Cas 6	140	30615.6	16.35	32.69
Cas 7	165	35636.4	15.16	30.31
Cas 8	115	25594.8	17.96	35.91
Cas 9	195	42494.4	14.14	28.28
Cas 10	170	37473.6	14.98	29.96
Cas 11	220	47515.2	13.48	26.95
Cas 12	225	49352.4	13.37	26.74
Cas 13	250	54373.2	12.85	25.69
Cas 14	280	61280.3	12.36	24.71

## Annexes C.2. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.

Cas de charge	L (m)	Gtot (KN)	δ en voies chargées	
			1 voie	2 voies
Cas 1	30	6858.0	1.065	1.073
Cas 2	55	11878.8	1.038	1.043
Cas 3	85	18736.8	1.025	1.028
Cas 4	60	13716.0	1.035	1.039
Cas 5	110	23757.6	1.020	1.022
Cas 6	140	30615.6	1.016	1.018
Cas 7	165	35636.4	1.013	1.015
Cas 8	115	25594.8	1.019	1.021
Cas 9	195	42494.4	1.011	1.013
Cas 10	170	37473.6	1.013	1.014
Cas 11	220	47515.2	1.010	1.011
Cas 12	225	49352.4	1.010	1.011
Cas 13	250	54373.2	1.009	1.010
Cas 14	280	61280.3	1.008	1.009

## Annexes C.3. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge MC210.

Cas de charge	L (m)	Gtot (KN)	δ
Cas 1	30	6858.0	1.080
Cas 2	55	11878.8	1.060
Cas 3	85	18736.8	1.048
Cas 4	60	13716.0	1.054
Cas 5	110	23757.6	1.038
Cas 6	140	30615.6	1.035
Cas 7	165	35636.4	1.034
Cas 8	115	25594.8	1.035
Cas 9	195	42494.4	1.032
Cas 10	170	37473.6	1.033
Cas 11	220	47515.2	1.029
Cas 12	225	49352.4	1.028
Cas 13	250	54373.2	1.028
Cas 14	280	61280.3	1.028

## Annexes C.4. Effort de freinage A(I).

Cas de charge	L (m)	A(L) (KN/m2 )	F1(KN)	F2(KN)
Cas 1	30	10.87	56.038	110.089
Cas 2	55	7.67	71.418	138.328
Cas 3	85	6.01	84.975	161.936
Cas 4	60	7.3	73.933	142.804
Cas 5	110	5.25	94.683	178.123
Cas 6	140	4.67	105.379	195.331
Cas 7	165	4.33	113.553	208.013
Cas 8	115	5.13	96.448	180.986
Cas 9	195	4.04	123.156	222.565
Cas 10	170	4.28	115.322	210.768
Cas 11	220	3.85	130.623	233.517
Cas 12	225	3.82	132.194	235.826
Cas 13	250	3.67	139.241	245.837
Cas 14	280	3.53	147.648	257.587

## Annexes C.5. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	e <sub>r</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	σ <sub>Sup</sub> (MPa)	σ <sub>Inf</sub> (MPa)	Obs
début VC 01	-	0.00	0	2	0.00	4859.34	13.74	6.59	0.99	1.30	-	0.82	-0.24	1.14	✓
début VC 02	1.65	-200.36	0	2	0.00	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	-	0.83	-0.05	1.72	✓
début VSC C01-P01	1.95	-1118.22	0	4	0.00	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	-	0.83	0.04	3.24	✓
début V 01	4.25	-3961.24	2	4	4859.34	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	2.13	2.10	✓
début V 02	6.55	-5882.39	4	6	9718.67	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	4.13	2.74	✓
début V 03	8.85	-6881.01	6	6	14578.01	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	5.85	2.08	✓
début V 04	11.15	-6956.75	8	6	19437.35	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	7.40	1.66	✓
début V 05	13.45	-6109.62	10	4	24296.69	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	8.68	-0.05	✓
début V 06	15.75	-4339.98	12	4	29156.02	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.85	0.83	9.80	0.10	✓
début V 07	18.05	-1648.54	14	2	34015.36	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.81	0.83	10.61	-0.98	✓
début V 08	20.35	1963.66	16	2	38874.70	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.80	0.83	11.31	-0.26	✓
début V 09	22.65	6495.23	18	0	43734.03	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.78	-	11.80	-0.92	✓
début V 10	24.95	11944.42	20	0	48593.37	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	11.99	0.48	✓
début V 11	27.25	18309.16	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	12.17	1.89	✓
début VSP P 01	29.55	25592.39	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.99	1.31	0.77	-	10.87	3.67	✓
AXE VSP P 01	30.60	33813.08	22	0	53452.71	0.00	13.74	6.59	0.98	1.30	0.77	-	4.98	2.44	✓
début V 12	31.65	31582.23	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	9.55	5.39	✓
début V 13	33.95	23955.69	20	0	48593.37	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	9.62	3.64	✓
début V 14	36.25	15049.35	18	0	43734.03	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.78	-	10.12	1.33	✓
début V 15	38.55	7059.49	16	0	38874.70	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.80	-	10.39	-0.69	✓
début V 16	40.85	-11.00	14	2	34015.36	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.81	0.83	10.29	-0.55	✓
début V 17	43.15	-6159.52	12	4	29156.02	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.85	0.83	10.16	-0.38	✓
début V 18	45.45	-11383.85	10	6	24296.69	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	9.63	0.33	✓
début V 19	47.75	-15682.13	8	8	19437.35	19437.35	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	8.86	1.36	✓
début V 20	50.05	-19052.84	6	10	14578.01	24296.69	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.80	8.05	2.45	✓
début V 21	52.35	-21494.81	4	12	9718.67	29156.02	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	7.11	3.70	✓
début V 22	54.65	-23007.20	2	14	4859.34	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.76	5.91	5.30	✓
début VSC P01-P02	56.95	-23597.65	0	14	0.00	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0.00	0.76	4.50	5.54	✓
début V 23	59.25	-23241.79	2	14	4859.34	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.76	5.96	5.24	✓
début V 24	61.55	-21964.08	4	12	9718.67	29156.02	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	7.20	3.58	✓
début V 25	63.85	-19757.05	6	10	14578.01	24296.69	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.80	8.19	2.26	✓
début V 26	66.15	-16621.62	8	8	19437.35	19437.35	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	9.04	1.12	✓
début V 27	68.45	-12559.09	10	6	24296.69	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	9.86	0.02	✓
début V 28	70.75	-7571.08	12	4	29156.02	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.85	0.83	10.44	-0.75	✓
début V 29	73.05	-1659.60	14	2	34015.36	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.81	0.83	10.62	-0.99	✓
début V 30	75.35	5173.01	16	0	38874.70	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.80	-	10.76	-1.18	✓

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	e <sub>r</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	σ <sub>Sup</sub> (MPa)	σ <sub>Inf</sub> (MPa)	Obs
début V 31	77.65	12924.13	18	0	43734.03	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.78	-	10.53	0.77	✓
début V 32	79.95	21590.61	20	0	48593.37	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	10.09	3.02	✓
début V 33	82.25	31146.46	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	9.64	5.27	✓
début VSP P 02	84.55	39350.74	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.77	-	8.13	7.29	✓
AXE VSP P 02	85.60	41668.24	22	0	53452.71	0.00	13.74	6.59	0.99	1.30	0.77	-	3.81	3.99	✓
début V 34	86.65	39349.49	22	-	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	8.02	7.43	✓
début V 35	88.95	3148.82	20	-	48593.37	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	<b>13.72</b>	<b>-1.84</b>	✓
début V 36	91.25	22124.30	18	-	43734.03	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.78	-	8.72	3.20	✓
début V 37	93.55	13710.51	16	-	38874.70	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.80	-	9.08	1.07	✓
début V 38	95.85	6198.69	14	2	34015.36	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.81	0.83	9.07	1.09	✓
début V 39	98.15	-410.02	12	4	29156.02	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.85	0.83	9.03	1.14	✓
début V 40	100.45	-6114.65	10	6	24296.69	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	8.59	1.72	✓
début V 41	102.75	-10914.37	8	8	19437.35	19437.35	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	7.92	2.62	✓
début V 42	105.05	-14808.52	6	10	14578.01	24296.69	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.80	7.21	3.57	✓
début V 43	107.35	-17796.55	4	12	9718.67	29156.02	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	6.38	4.67	✓
début V 44	109.65	-19878.08	2	14	4859.34	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.76	5.30	6.12	✓
début VSC P02-P03	111.95	-21337.78	-	14	0.00	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0	0.76	4.05	6.13	✓
début V 45	114.25	-20682.16	2	14	4859.34	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.76	5.46	5.91	✓
début V 46	116.55	-19136.89	4	12	9718.67	29156.02	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	6.65	4.32	✓
début V 47	118.85	-16685.44	6	10	14578.01	24296.69	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.80	7.58	3.07	✓
début V 48	121.15	-13328.31	8	8	19437.35	19437.35	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	8.39	1.98	✓
début V 49	123.45	-9066.19	10	6	24296.69	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	9.17	0.94	✓
début V 50	125.75	-3899.84	12	4	29156.02	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.85	0.83	9.72	0.22	✓
début V 51	128.05	-2169.79	14	2	34015.36	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.81	0.83	10.72	-1.12	✓
début V 52	130.35	9141.55	16	0	38874.70	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.80	-	9.98	-0.14	✓
début V 53	132.65	17014.26	18	0	43734.03	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.78	-	9.73	1.85	✓
début V 54	134.95	25786.47	20	0	48593.37	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	9.26	4.13	✓
début V 55	137.25	35455.58	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	8.79	6.41	✓
début VSP P 03	139.55	43645.28	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.77	-	7.28	8.42	✓
AXE VSP P 03	140.60	46049.93	22	0	53452.71	0.00	13.74	6.59	0.99	1.30	0.77	-	3.16	4.86	✓
début V 56	141.65	43713.43	22	-	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	7.16	8.58	✓
début V 57	143.95	35425.39	20	-	48593.37	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	7.36	6.67	✓
début V 58	146.25	25789.43	18	-	43734.03	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.78	-	8.00	4.16	✓
début V 59	148.55	17129.87	16	-	38874.70	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.80	-	8.41	1.97	✓
début V 60	150.85	9419.75	14	2	34015.36	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.81	0.83	8.43	1.93	✓
début V 61	153.15	2686.11	12	4	29156.02	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.85	0.83	8.42	1.95	✓
début V 62	155.45	-3080.05	10	6	24296.69	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	7.99	2.52	✓
début V 63	157.75	-7878.74	8	8	19437.35	19437.35	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	7.32	3.42	✓
début V 64	160.05	-11709.96	6	10	14578.01	24296.69	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.80	6.60	4.38	✓
début V 65	162.35	-14573.80	4	12	9718.67	29156.02	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	5.75	5.52	✓
début V 66	164.65	-16470.36	2	14	4859.34	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.76	4.62	7.02	✓
début VSC P03-P04	166.95	-17502.23	-	14	0.00	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0	0.76	3.30	7.14	✓
début V 67	169.25	-17362.03	2	14	4859.34	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.76	4.60	7.05	✓
début V 68	171.55	-16357.45	4	12	9718.67	29156.02	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	5.71	5.57	✓
début V 69	173.85	-14386.15	6	10	14578.01	24296.69	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.80	6.55	4.45	✓
début V 70	176.15	-11448.73	8	8	19437.35	19437.35	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	7.25	3.52	✓
début V 71	178.45	-7516.43	10	6	24296.69	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	7.90	2.65	✓
début V 72	180.75	-2604.69	12	4	29156.02	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.85	0.83	8.30	2.11	✓
début V 73	183.05	3286.34	14	2	34015.36	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.81	0.83	8.29	2.13	✓
début V 74	185.35	10156.67	16	0	38874.70	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.80	-	8.23	2.20	✓
début V 75	187.65	18006.28	18	0	43734.03	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.78	-	7.79	4.44	✓
début V 76	189.95	26835.18	20	0	48593.37	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	9.05	4.40	✓
début V 77	192.25	36643.83	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	8.55	6.72	✓
début VSP P 04	194.55	47430.86	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.77	-	6.53	9.42	✓
AXE VSP P 04	195.60	49834.63	22	0	53452.71	0.00	13.74	6.59	0.99	1.30	0.77	-	2.59	5.60	✓

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	e <sub>r</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	σ <sub>Sup</sub> (MPa)	σ <sub>Inf</sub> (MPa)	Obs
début V 78	196.65	47439.51	22	-	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	6.43	9.57	✓
début V 79	198.95	36867.31	20	-	48593.37	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	7.08	7.05	✓
début V 80	201.25	27241.49	18	-	43734.03	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.78	-	7.71	4.55	✓
début V 81	203.55	18562.05	16	-	38874.70	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.80	-	8.12	2.35	✓
début V 82	205.85	10828.98	14	2	34015.36	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.81	0.83	8.15	2.31	✓
début V 83	208.15	4042.28	12	4	29156.02	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.85	0.83	8.15	2.31	✓
début V 84	210.45	-1798.04	10	6	24296.69	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	7.74	2.86	✓
début V 85	212.75	-6691.99	8	8	19437.35	19437.35	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	7.08	3.73	✓
début V 86	215.05	-10639.57	6	10	14578.01	24296.69	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.80	6.39	4.66	✓
début V 87	217.35	-13640.77	4	12	9718.67	29156.02	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	5.56	5.77	✓
début V 88	219.65	-15695.60	2	14	4859.34	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.76	4.47	7.23	✓
début VSC P04-P05	221.95	-16804.05	-	14	0.00	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0	0.76	3.16	7.33	✓
début V 89	224.25	16966.13	2	14	4859.34	34015.36	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.76	4.57	7.10	✓
début V 90	226.55	-16181.83	4	12	9718.67	29156.02	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	5.72	5.56	✓
début V 91	228.85	-14451.16	6	10	14578.01	24296.69	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.80	6.61	4.37	✓
début V 92	231.15	-11774.12	8	8	19437.35	19437.35	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	7.37	3.35	✓
début V 93	233.45	-8150.70	10	6	24296.69	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	8.09	2.39	✓
début V 94	235.75	-3580.91	12	4	29156.02	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.85	0.83	8.56	1.75	✓
début V 95	238.05	1935.26	14	2	34015.36	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.81	0.83	8.63	1.66	✓
début V 96	240.35	8397.80	16	0	38874.70	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.80	-	8.67	1.62	✓
début V 97	242.65	15806.71	18	0	43734.03	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.78	-	8.32	3.73	✓
début V 98	244.95	24162.00	20	0	48593.37	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	7.75	6.15	✓
début V 99	247.25	33463.66	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	7.16	8.58	✓
début VSP P 05	249.55	43711.70	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.77	-	7.27	8.44	✓
AXE VSP P 05	250.60	46037.79	22	0	53452.71	0.00	13.74	6.59	0.99	1.30	0.77	-	3.16	4.85	✓
début V 100	251.65	43983.41	22	0	53452.71	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	7.11	8.65	✓
début V 101	253.95	34786.48	20	0	48593.37	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.76	-	7.49	6.50	✓
début V 102	256.25	26586.72	18	0	43734.03	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.78	-	7.84	4.37	✓
début V 103	258.55	19384.11	16	0	38874.70	0.00	6.88	4.97	0.98	1.31	0.80	-	7.96	2.56	✓
début V 104	260.85	13178.66	14	2	34015.36	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.81	0.83	7.69	2.92	✓
début V 105	263.15	7970.07	12	2	29156.02	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0.85	0.83	7.46	1.58	✓
début V 106	265.45	3989.60	10	4	24296.69	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	6.69	2.61	✓
début V 107	267.75	886.35	8	4	19437.35	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.83	5.77	2.19	✓
début V 108	270.05	-1339.32	6	6	14578.01	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	4.76	3.54	✓
début V 109	272.35	-2687.19	4	6	9718.67	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	3.50	3.58	✓
début V 110	274.65	-3157.68	2	6	4859.34	14578.01	6.88	4.97	0.98	1.31	0.86	0.77	2.06	3.85	✓
début VSC P05-C02	276.95	-2749.20	-	4	0.00	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0	0.83	0.36	2.81	✓
début VC 03	279.25	-1463.33	-	4	0.00	9718.67	6.88	4.97	0.98	1.31	0	0.83	0.11	3.15	✓
début VC 04	279.55	462.21	-	2	0.00	4859.34	6.88	4.97	0.98	1.31	0	0.83	-0.18	1.89	✓
FIN VC 04	281.20	0.00	-	2	0.00	4859.34	13.74	6.59	0.99	1.30	0	0.82	-0.24	1.14	✓

## Annexes C.6. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Voussoirs	X (m)	M <sub>1</sub> (MN.m)	M <sub>2</sub> (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	e <sub>r</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	σ <sub>Sup-1</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-1</sub> (MPa)	σ <sub>Sup-2</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-2</sub> (MPa)	Obs
début VC 01	0.00	0.00	0.00	0	2	0.00	4859.34	0.00	0.82	-0.24	1.14	-0.24	1.14	✓
début VC 02	1.65	-242.52	-1064.21	0	2	0.00	4859.34	0.00	0.83	-0.04	1.71	0.12	1.49	✓
début VSC C01-P01	1.95	-1371.50	-9803.61	0	4	0.00	9718.67	0.00	0.83	0.09	3.18	1.76	0.95	✓
début V 01	4.25	-4891.44	-15177.07	2	4	4859.34	9718.67	0.86	0.83	2.32	1.85	4.35	-0.86	✓
début V 02	6.55	-7270.52	-18748.87	4	6	9718.67	14578.01	0.86	0.77	4.40	2.37	6.66	-0.65	✓
début V 03	8.85	-8507.90	-20493.04	6	6	14578.01	14578.01	0.86	0.77	6.17	1.65	8.54	-1.51	✓
début V 04	11.15	-7569.13	-20430.52	8	6	19437.35	14578.01	0.86	0.77	7.52	1.50	10.06	-1.89	✓
début V 05	13.45	-5383.01	-18583.66	10	4	24296.69	9718.67	0.86	0.83	8.54	0.14	11.14	-1.57	✓
début V 06	15.75	-2055.07	-14968.33	12	4	29156.02	9718.67	0.85	0.83	9.35	0.70	11.90	-1.61	✓

Voussoirs	X (m)	M <sub>1</sub> (MN.m)	M <sub>2</sub> (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	e <sub>r</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	σ <sub>Sup-1</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-1</sub> (MPa)	σ <sub>Sup-2</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-2</sub> (MPa)	Obs
début V 07	18.05	2413.81	-9604.07	14	2	34015.36	4859.34	0.81	0.83	9.81	0.09	12.18	-1.31	✓
début V 08	20.35	8022.35	2037.95	16	2	38874.70	4859.34	0.80	0.83	10.11	1.34	11.29	-0.24	✓
début V 09	22.65	14768.81	13642.78	18	0	43734.03	0.00	0.78	-	10.17	1.26	10.39	0.96	✓
début V 10	24.95	24296.48	22653.80	20	0	48593.37	0.00	0.76	-	9.55	3.73	9.88	3.30	✓
début V 11	27.25	36626.41	31659.02	22	0	53452.71	0.00	0.76	-	8.56	6.72	9.54	5.41	✓
début VSP P 01	29.55	47443.42	39522.07	22	0	53452.71	0.00	0.77	-	6.52	9.43	8.10	7.34	✓
AXE VSP P 01	30.60	50620.03	39522.07	22	0	53452.71	0.00	0.77	-	2.48	5.76	4.13	3.57	✓
début V 12	31.65	47716.34	39077.11	22	0	53452.71	0.00	0.76	-	6.37	9.64	8.07	7.36	✓
début V 13	33.95	37705.73	29672.90	20	0	48593.37	0.00	0.76	-	6.91	7.27	8.49	5.15	✓
début V 14	36.25	25968.73	18660.32	18	0	43734.03	0.00	0.78	-	7.96	4.21	9.40	2.28	✓
début V 15	38.55	15387.38	8778.06	16	0	38874.70	0.00	0.80	-	8.75	1.51	10.05	-0.23	✓
début V 16	40.85	5965.54	30.14	14	2	34015.36	4859.34	0.81	0.83	9.11	1.02	10.28	-0.54	✓
début V 17	43.15	-2293.33	-7579.84	12	4	29156.02	9718.67	0.85	0.83	9.40	0.64	10.44	-0.75	✓
début V 18	45.45	-9386.25	-14048.70	10	6	24296.69	14578.01	0.86	0.83	9.24	0.86	10.15	-0.37	✓
début V 19	47.75	-15310.69	-19373.80	8	8	19437.35	19437.35	0.86	0.83	8.78	1.46	9.59	0.39	✓
début V 20	50.05	-20064.52	-23552.73	6	10	14578.01	24296.69	0.86	0.80	8.25	2.18	8.93	1.26	✓
début V 21	52.35	-23646.10	-26583.60	4	12	9718.67	29156.02	0.86	0.77	7.53	3.13	8.11	2.36	✓
début V 22	54.65	-27054.81	-28764.38	2	14	4859.34	34015.36	0.86	0.76	6.71	4.23	7.05	3.78	✓
début VSC P01-P02	56.95	-27124.34	-29001.42	-	14	0.00	34015.36	0.00	0.76	5.20	4.61	5.57	4.11	✓
début V 23	59.25	-27288.00	-29197.32	2	14	4859.34	34015.36	0.86	0.76	6.76	4.17	7.13	3.67	✓
début V 24	61.55	-26257.41	-27182.60	4	12	9718.67	29156.02	0.86	0.77	8.05	2.44	8.23	2.20	✓
début V 25	63.85	-23967.51	-24450.72	6	10	14578.01	24296.69	0.86	0.80	9.02	1.15	9.11	1.02	✓
début V 26	66.15	-20513.61	-20569.87	8	8	19437.35	19437.35	0.86	0.83	9.81	0.09	9.82	0.07	✓
début V 27	68.45	-15586.67	-15846.99	10	6	24296.69	14578.01	0.86	0.83	10.46	-0.78	10.51	-0.84	✓
début V 28	70.75	-9417.63	-10043.73	12	4	29156.02	9718.67	0.85	0.83	<b>10.80</b>	<b>-1.24</b>	10.93	-1.40	✓
début V 29	73.05	-2103.23	-3073.20	14	2	34015.36	4859.34	0.81	0.83	10.70	-1.10	10.89	-1.36	✓
début V 30	75.35	6354.02	5061.83	16	0	38874.70	0.00	0.80	-	10.53	-0.87	10.78	-1.21	✓
début V 31	77.65	15951.35	14358.25	18	0	43734.03	0.00	0.78	-	9.94	1.57	10.25	1.15	✓
début V 32	79.95	26685.29	24812.26	20	0	48593.37	0.00	0.76	-	9.08	4.36	9.45	3.87	✓
début V 33	82.25	38552.13	36419.87	22	0	53452.71	0.00	0.76	-	8.18	7.22	8.60	6.66	✓
début VSP P 02	84.55	48650.30	46315.92	22	0	53452.71	0.00	0.77	-	6.29	9.74	6.75	9.13	✓
AXE VSP P 02	85.60	51576.36	51569.10	22	0	53452.71	0.00	0.77	-	2.33	5.95	2.33	5.94	✓
début V 34	86.65	48704.35	46321.37	22	-	53452.71	0.00	0.76	-	6.18	9.90	6.65	9.27	✓
début V 35	88.95	38913.55	36555.02	20	-	48593.37	0.00	0.76	-	6.67	7.59	7.14	6.96	✓
début V 36	91.25	27385.16	25068.80	18	-	43734.03	0.00	0.78	-	7.68	4.58	8.14	3.97	✓
début V 37	93.55	16971.50	14719.59	16	-	38874.70	0.00	0.80	-	8.44	1.93	8.88	1.33	✓
début V 38	95.85	7674.07	5509.09	14	2	34015.36	4859.34	0.81	0.83	8.77	1.47	9.20	0.90	✓
début V 39	98.15	-505.23	-2561.13	12	4	29156.02	9718.67	0.85	0.83	9.05	1.11	9.45	0.57	✓
début V 40	100.45	3018.96	-16502.73	10	6	24296.69	14578.01	0.86	0.83	6.79	4.13	10.64	-1.02	✓
début V 41	102.75	-7565.61	-9489.71	8	8	19437.35	19437.35	0.86	0.83	7.26	3.50	7.64	3.00	✓
début V 42	105.05	-13506.10	-15275.46	6	10	14578.01	24296.69	0.86	0.80	6.95	3.91	7.30	3.44	✓
début V 43	107.35	-18325.89	-19917.42	4	12	9718.67	29156.02	0.86	0.77	6.49	4.53	6.80	4.11	✓
début V 44	109.65	-22024.29	-23414.75	2	14	4859.34	34015.36	0.86	0.76	5.72	5.56	5.99	5.19	✓
début VSC P02-P03	111.95	-24600.86	-25766.87	-	14	0.00	34015.36	0.00	0.76	4.70	5.27	4.93	4.97	✓
début V 45	114.25	-26192.12	-27150.09	2	14	4859.34	34015.36	0.86	0.76	6.54	4.46	6.73	4.21	✓
début V 46	116.55	-22984.34	-23709.99	4	12	9718.67	29156.02	0.86	0.77	7.40	3.31	7.55	3.12	✓
début V 47	118.85	-19701.23	-20657.99	6	10	14578.01	24296.69	0.86	0.80	8.17	2.28	8.36	2.02	✓
début V 48	121.15	-15818.89	-16504.36	8	8	19437.35	19437.35	0.86	0.83	8.88	1.33	9.02	1.15	✓
début V 49	123.45	-10152.92	-11230.72	10	6	24296.69	14578.01	0.86	0.83	9.39	0.66	9.60	0.37	✓
début V 50	125.75	-3343.49	-4838.04	12	4	29156.02	9718.67	0.85	0.83	9.61	0.36	9.90	-0.03	✓

Voussoirs	X (m)	M <sub>1</sub> (MN.m)	M <sub>2</sub> (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	e <sub>r</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	σ <sub>Sup-1</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-1</sub> (MPa)	σ <sub>Sup-2</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-2</sub> (MPa)	Obs
début V 51	128.05	4608.29	2672.51	14	2	34015.36	4859.34	0.81	0.83	9.38	0.67	9.76	0.16	✓
début V 52	130.35	13701.15	11299.52	16	0	38874.70	0.00	0.80	-	9.08	1.06	9.55	0.43	✓
début V 53	132.65	23933.69	21041.49	18	0	43734.03	0.00	0.78	-	8.36	3.67	8.93	2.91	✓
début V 54	134.95	35304.24	31896.67	20	0	48593.37	0.00	0.76	-	7.38	6.63	8.06	5.74	✓
début V 55	137.25	47811.05	43863.22	22	0	53452.71	0.00	0.76	-	6.35	9.66	7.13	8.62	✓
début VSP P 03	139.55	58379.25	53996.43	22	0	53452.71	0.00	0.77	-	4.37	12.31	5.24	11.15	✓
AXE VSP P 03	140.60	61473.79	61473.54	22	0	53452.71	0.00	0.77	-	0.84	7.90	0.84	7.90	✓
début V 56	141.65	58402.22	54081.95	22	-	53452.71	0.00	0.76	-	4.26	12.46	5.12	11.32	✓
début V 57	143.95	47462.59	43831.27	20	-	48593.37	0.00	0.76	-	4.99	9.84	5.70	8.88	✓
début V 58	146.25	34695.22	31913.93	18	-	43734.03	0.00	0.78	-	6.24	6.51	6.79	5.78	✓
début V 59	148.55	23150.38	21189.98	16	-	38874.70	0.00	0.80	-	7.22	3.56	7.60	3.04	✓
début V 60	150.85	12828.14	11662.10	14	2	34015.36	4859.34	0.81	0.83	7.76	2.83	7.99	2.53	✓
début V 61	153.15	3728.55	3331.35	12	4	29156.02	9718.67	0.85	0.83	8.21	2.23	8.29	2.12	✓
début V 62	155.45	-3786.97	-4145.66	10	6	24296.69	14578.01	0.86	0.83	8.13	2.33	8.20	2.24	✓
début V 63	157.75	-9718.55	-10800.04	8	8	19437.35	19437.35	0.86	0.83	7.68	2.94	7.89	2.65	✓
début V 64	160.05	-14452.84	-16231.86	6	10	14578.01	24296.69	0.86	0.80	7.14	3.66	7.49	3.19	✓
début V 65	162.35	-17989.94	-20441.18	4	12	9718.67	29156.02	0.86	0.77	6.42	4.62	6.90	3.98	✓
début V 66	164.65	-20329.95	-23428.10	2	14	4859.34	34015.36	0.86	0.76	5.39	6.00	6.00	5.19	✓
début VSC P03-P04	166.95	-21418.67	-25737.04	-	14	0.00	34015.36	0.00	0.76	4.07	6.11	4.92	4.97	✓
début V 67	169.25	-20339.91	-25192.40	2	14	4859.34	34015.36	0.86	0.76	5.39	6.00	6.34	4.72	✓
début V 68	171.55	-20168.72	-25055.69	4	12	9718.67	29156.02	0.86	0.77	6.85	4.05	7.81	2.76	✓
début V 69	173.85	-17722.35	-23153.82	6	10	14578.01	24296.69	0.86	0.80	7.78	2.80	8.86	1.37	✓
début V 70	176.15	-14079.84	-20031.28	8	8	19437.35	19437.35	0.86	0.83	8.54	1.79	9.72	0.22	✓
début V 71	178.45	-9206.20	-15654.86	10	6	24296.69	14578.01	0.86	0.83	9.20	0.91	10.47	-0.79	✓
début V 72	180.75	-3120.44	-10040.89	12	4	29156.02	9718.67	0.85	0.83	9.56	0.42	10.93	-1.40	✓
début V 73	183.05	4177.26	-3189.35	14	2	34015.36	4859.34	0.81	0.83	9.46	0.55	10.92	-1.39	✓
début V 74	185.35	12686.89	4899.75	16	0	38874.70	0.00	0.80	-	9.28	0.80	10.82	-1.26	✓
début V 75	187.65	22408.47	14226.40	18	0	43734.03	0.00	0.78	-	8.66	3.27	10.28	1.12	✓
début V 76	189.95	33341.98	34790.62	20	0	48593.37	0.00	0.76	-	7.77	6.12	7.49	6.50	✓
début V 77	192.25	45487.43	36592.40	22	0	53452.71	0.00	0.76	-	6.81	9.05	8.56	6.71	✓
début VSP P 04	194.55	58844.81	49631.73	22	0	53452.71	0.00	0.77	-	4.28	12.43	6.10	10.00	✓
AXE VSP P 04	195.60	<b>70874.69</b>	<b>70874.69</b>	22	0	53452.71	0.00	0.77	-	<b>-0.57</b>	9.75	<b>-0.57</b>	9.75	✓
début V 78	196.65	58553.36	49406.63	22	-	53452.71	0.00	0.76	-	4.23	<b>12.50</b>	6.04	10.08	✓
début V 79	198.95	44503.10	35520.99	20	-	48593.37	0.00	0.76	-	5.57	9.06	7.34	6.69	✓
début V 80	201.25	31624.05	22831.31	18	-	43734.03	0.00	0.78	-	6.85	5.70	8.58	3.38	✓
début V 81	203.55	19916.19	11337.59	16	-	38874.70	0.00	0.80	-	7.86	2.70	9.55	0.44	✓
début V 82	205.85	13411.10	6511.15	14	2	34015.36	4859.34	0.81	0.83	7.64	2.99	9.00	1.17	✓
début V 83	208.15	5011.88	-11798.16	12	4	29156.02	9718.67	0.85	0.83	7.96	2.57	11.27	-1.87	✓
début V 84	210.45	-2216.13	-21892.02	10	6	24296.69	14578.01	0.86	0.83	7.82	2.75	11.70	-0.24	✓
début V 85	212.75	-8272.94	-30425.35	8	8	19437.35	19437.35	0.86	0.83	7.40	3.32	11.76	-1.42	✓
début V 86	215.05	-13158.55	-37358.58	6	10	14578.01	24296.69	0.86	0.80	6.88	4.00	11.66	-1.28	✓
début V 87	217.35	-16872.96	-42695.63	4	12	9718.67	29156.02	0.86	0.77	6.20	4.92	11.29	-1.89	✓
début V 88	219.65	-19416.17	-46438.49	2	14	4859.34	34015.36	0.86	0.76	5.21	6.25	10.53	-0.88	✓
début VSC P04-P05	221.95	-20788.17	-48529.06	-	14	0.00	34015.36	0.00	0.76	3.95	6.28	9.42	-1.03	✓
début V 89	224.25	-20018.58	<b>-49026.55</b>	2	14	4859.34	34015.36	0.86	0.76	5.32	6.09	11.04	-1.56	✓
début V 90	226.55	-17876.98	-47913.83	4	14	9718.67	34015.36	0.86	0.77	6.37	6.35	12.29	-1.57	✓
début V 91	228.85	-14564.17	-45204.66	6	12	14578.01	29156.02	0.86	0.80	7.10	5.36	13.14	-1.61	✓
début V 92	231.15	-10080.17	-40890.13	8	10	19437.35	24296.69	0.86	0.83	7.66	4.61	13.74	-1.74	✓
début V 93	233.45	-4424.96	-35015.75	10	8	24296.69	19437.35	0.86	0.83	8.17	3.94	14.20	-1.26	✓
début V 94	235.75	2401.25	-27610.63	12	6	29156.02	14578.01	0.85	0.83	8.38	3.65	<b>14.30</b>	-1.41	✓

Voussoirs	X (m)	M <sub>1</sub> (MN.m)	M <sub>2</sub> (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	e <sub>r</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	σ <sub>Sup-1</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-1</sub> (MPa)	σ <sub>Sup-2</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-2</sub> (MPa)	Obs
début V 95	238.05	10399.06	-18687.95	14	4	34015.36	9718.67	0.81	0.83	8.15	3.96	13.88	-0.90	✓
début V 96	240.35	19567.87	1491.21	16	2	38874.70	4859.34	0.80	-	8.63	3.32	12.19	-0.42	✓
début V 97	242.65	29907.88	24430.67	18	0	43734.03	0.00	0.78	-	7.19	5.25	8.27	3.80	✓
début V 98	244.95	41613.66	38423.21	20	0	48593.37	0.00	0.76	-	6.14	8.30	6.77	7.46	✓
début V 99	247.25	44053.35	42052.35	22	0	53452.71	0.00	0.76	-	7.09	8.67	7.49	8.15	✓
début VSP P 05	249.55	55005.43	53586.95	22	0	53452.71	0.00	0.77	-	5.04	11.42	5.32	11.05	✓
AXE VSP P 05	250.60	58033.25	58033.25	22	0	53452.71	0.00	0.77	-	1.36	7.22	1.36	7.22	✓
début V 100	251.65	55335.01	54437.60	22	0	53452.71	0.00	0.76	-	4.87	11.65	5.05	11.41	✓
début V 101	253.95	43833.65	43055.18	20	0	48593.37	0.00	0.76	-	5.70	8.88	5.86	8.68	✓
début V 102	256.25	33482.43	32906.81	18	0	43734.03	0.00	0.78	-	6.48	6.19	6.59	6.04	✓
début V 103	258.55	24391.35	23992.50	16	0	38874.70	0.00	0.80	-	6.97	3.88	7.05	3.78	✓
début V 104	260.85	1103.92	1059.76	14	2	34015.36	4859.34	0.81	0.83	10.07	-0.26	10.08	-0.27	✓
début V 105	263.15	-1742.56	-1652.11	12	2	29156.02	4859.34	0.85	0.83	9.38	-0.98	9.36	-0.96	✓
début V 106	265.45	-345.83	-3321.80	10	4	24296.69	9718.67	0.86	0.83	7.54	1.47	8.13	0.69	✓
début V 107	267.75	-4021.00	-3902.45	8	4	19437.35	9718.67	0.86	0.83	6.74	0.90	6.71	0.93	✓
début V 108	270.05	-3905.35	-3834.30	6	6	14578.01	14578.01	0.86	0.77	5.27	2.86	5.25	2.88	✓
début V 109	272.35	-3401.33	-3494.76	4	6	9718.67	14578.01	0.86	0.77	3.64	3.39	3.66	3.37	✓
début V 110	274.65	-1859.49	-1812.02	2	6	4859.34	14578.01	0.86	0.77	1.80	4.19	1.79	4.20	✓
début VSC P05-C02	276.95	-588.89	-573.90	-	4	0.00	9718.67	0.00	0.83	-0.06	3.38	-0.06	3.39	✓
début VC 03	279.25	-41.90	-40.80	-	4	0.00	9718.67	0.00	0.83	-0.17	3.53	-0.17	3.53	✓
début VC 04	279.55	69.87	69.87	-	2	0.00	4859.34	0.00	0.83	-0.10	1.79	-0.10	1.79	✓
FIN VC 04	281.20	0.00	0.00	-	2	0.00	4859.34	0.00	0.82	-0.24	1.14	-0.24	1.14	✓

## Annexes C.7. Modes propres.

Cas mode propre	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masses UX (%)	Masses UY (%)	Masses UZ (%)
1	0.57	1.75	5.00	57.08	0.00
2	0.63	1.58	7.79	76.25	0.00
3	0.83	1.20	91.02	76.81	0.00
4	0.92	1.09	98.90	81.63	0.00
5	1.32	0.76	99.15	81.71	0.00

## Annexes C.8. Effort sismique combiné selon le RPOA pour chaque appui.

Appui	EX (KN)	EY (KN)	EZ (KN)	E1 (KN)	E2 (KN)
C1	950.52	682.14	0	1 155.17	967.30
P1	2062.44	1 491.15	0	2 509.79	2 109.88
P2	2052.68	1 490.55	0	2 499.84	2 106.35
P3	2052.68	1 490.55	0	2 499.84	2 106.35
P4	2065.89	1 491.36	0	2 513.30	2 111.13
P5	2076.37	1 492.00	0	2 523.97	2 114.91
C2	950.52	682.14	0	1 155.17	967.30

## Annexes C.9. Combinaison d'actions normales sous la semelle(cas de la pile).

	N(KN)	H(KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)	R <sub>1</sub> (KN)	R <sub>2</sub> (KN)
G + 1.2 A(I)2Vs + St + 0.6H <sub>T</sub> + F <sub>nv</sub>	18878.17	345.78	3042.86	0.00	3042.86	2864.61	3428.10
G + 1.2 Bc 2Vs+ St + 0.6T + H <sub>nv</sub>	18876.78	366.88	3228.50	0.00	3228.50	2847.19	3445.06
G + Mc 120+ 0.6 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	18493.63	306.00	2692.80	0.00	2692.80	2832.93	3331.60
G + D240+ 0.6 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	19464.15	306.00	2692.80	0.00	2692.80	2994.69	3493.35
1.35G + 1.6A(I)2Vs+1.6St + 0.9H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	25495.79	472.44	4128.30	0.00	4128.30	3867.04	4631.54
1.35 G + 1.6 Bc Vs+1.6St + 0.9 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	25493.93	495.49	3771.89	0.00	3771.89	3899.74	4598.23
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	24966.40	419.40	3690.72	0.00	3690.72	3819.33	4502.80
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	26276.60	419.40	3690.72	0.00	3690.72	4037.70	4721.17

## Annexes C.10. Sollicitations sismiques sur la semelle(cas de la pile).

	V (KN)	HL (KN)	HT (KN)	Mv(KN.m)	MHL(KN.m)	MHT(KN.m)	M(KN.m)
som Fpile	256.60	853.33	853.33	0.00	854.04	854.04	1708.08
som Fhd(1+Kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
som Fhd(1-Kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
som Fi(inertilel)(1+Kv)	256.60	853.33	853.33	0.00	854.04	854.04	1708.08
som Fi(inertilel)(1-Kv)	256.60	853.33	853.33	0.00	854.04	854.04	1708.08
som Fi <sup>2</sup> (1+Kv)	65844.20	728169.10	728169.10	0.00	729384.39	729384.39	2917537.54
som Fi <sup>2</sup> (1-Kv)	65844.20	728169.10	728169.10	0.00	729384.39	729384.39	2917537.54
Fstablier	0.00	3025.37	3970.87	0.00	26623.23	34943.63	61566.87
Fs <sup>2</sup> tablier	0.00	9152846.55	15767788.63	0.00	708796436.90	1221057551.42	3790478874.42

Fresultante(1+kv)	256.60	3143.41	4061.52	0.00	26636.93	34954.07	61590.99
Fresultante(1-kv)	256.60	3143.41	4061.52	0.00	26636.93	34954.07	61590.99

## Annexes C.11. Combinaison d'actions sismiques dues à la tablier.

	V(KN)	HL(KN)	HT(KN)	Mv(KN.m)	MHL(KN.m)	MHT(KN.m)	M(KN.m)
G + 0.2A(I)2Vs + 0.4 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	12994.65	-298.63	0.00	0.00	2511.26	0.00	2511.26
G + Ex + 0.2 Bc 2Vs + 0.4 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	12994.42	-302.15	0.00	0.00	2480.32	0.00	2480.32
G + Ex + 0.2 Mc 120 + 0.4 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	12973.84	-292.00	0.00	0.00	2569.60	0.00	2569.60
G + Ex + 0.2 D240 + 0.4 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	13167.95	-292.00	0.00	0.00	2569.60	0.00	2569.60

## Annexes C.12. Effort sismique combiné selon le RPOA sur la semelle(cas de la pile).

	EL	ET	EV	E1	E2	E3	Pper	Rmax	Rmin
HL(KN)	3143.408	0	0	3143.41	943.02	943.02	-292.000	-302.15	-292.00
HT(KN)	0	4061.522	0	1218.46	4061.52	1218.46	0	0	0
ML(KN.m)	26636.926	0	0	26636.93	7991.08	7991.08	2569.600	2569.60	2480.32
MT(KN.m)	0	34954.069	0	10486.22	34954.07	10486.22	0	0	0
N(KN)		0	256.601	76.98	76.98	256.60	4276.688	13167.95	12973.84

## Annexes C.13. Combinaisons d'actions sismiques sous la semelle.

	E1+Pperm+Rmax	E2+Pperm+Rmax	E2+Pperm+Rmax	-E1+Pperm+Rmin	-E2+Pperm+Rmin	-E3+Pperm+Rmin
HL(KN)	2549.26	348.88	348.88	-3727.41	-1527.02	-1527.02
HT(KN)	1218.46	4061.52	1218.46	-1218.46	-4061.52	-1218.46
ML(KN.m)	31776.13	13130.28	13130.28	-21587.01	-2941.16	-2941.16
MT(KN.m)	10486.22	34954.07	10486.22	-10486.22	-34954.07	-10486.22
N(KN)	17521.62	17521.62	17701.24	17173.55	17173.55	16993.93

N(KN)	17521.616	17521.616	17701.24	17173.55	17173.551	16993.93
H <sub>max</sub> (KN)	2825.487	4076.478	1267.42	3921.51	4339.096	1953.57
M <sub>max</sub> (KN.m)	33461.665	37338.869	16803.72	23999.16	35077.591	10890.88

## Annexes C.14. Combinaison d'actions normales sous la voile.

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KN.m)	R <sub>1</sub> (KN)	R <sub>2</sub> (KN)
G + 1.2 A(I)2Vs + St + 0.6H <sub>T</sub> + F <sub>nv</sub>	15998.17	345.78	2351.30	0.00	2351.30	2448.64	2884.07
G + 1.2 Bc 2Vs + St + 0.6T + H <sub>nv</sub>	15996.78	366.88	2494.75	0.00	2494.75	2435.13	2897.12
G + Mc 120 + 0.6 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	15613.63	306.00	2080.80	0.00	2080.80	2409.60	2794.93
G + D240 + 0.6 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	16584.15	306.00	2080.80	0.00	2080.80	2571.35	2956.69
1.35G + 1.6A(I)2Vs+1.6St + 0.9H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	21607.79	472.44	3212.59	0.00	3212.59	3303.83	3898.76
1.35 G + 1.6 Bc Vs+1.6St + 0.9 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	21605.93	495.49	3403.86	0.00	3403.86	3285.81	3916.16
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	21078.40	419.40	2851.92	0.00	2851.92	3249.00	3777.13
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	22388.60	419.40	2851.92	0.00	2851.92	3467.37	3995.50

## Annexes C.15. Effort sismique combiné selon le RPOA sur la voile.

	EL	ET	EV	E1	E2	E3	Pper	Rmax	Rmin
HL(KN)	3143.408	0	0	3143.41	943.02	943.02	-292.000	-302.15	-292.00
HT(KN)	0	4061.522	0	1218.46	4061.52	1218.46	0	0	0
ML(KN.m)	26636.926	0	0	26636.93	7991.08	7991.08	2569.600	2569.60	2480.32
MT(KN.m)	0	34954.069	0	10486.22	34954.07	10486.22	0	0	0
N(KN)	0	0	256.601	76.98	76.98	256.60	4276.688	13167.95	12973.84

## Annexes C.16. Combinaisons d'actions sismiques sous la voile.

	E1+Pperm+Rmax	E2+Pperm+Rmax	E2+Pperm+Rmax	-E1+Pperm+Rmin	-E2+Pperm+Rmin	-E3+Pperm+Rmin
HL(KN)	2549.26	348.88	348.88	-3727.41	-1527.02	-1527.02
HT(KN)	1218.46	4061.52	1218.46	-1218.46	-4061.52	-1218.46
ML(KN.m)	31776.13	13130.28	13130.28	-21587.01	-2941.16	-2941.16
MT(KN.m)	10486.22	34954.07	10486.22	-10486.22	-34954.07	-10486.22
N(KN)	17521.62	17521.62	17701.24	17173.55	17173.55	16993.93
N(KN)	17521.616	17521.616	17701.24	17173.55	17173.551	16993.93
H <sub>max</sub> (KN)	2825.487	4076.478	1267.42	3921.51	4339.096	1953.57
M <sub>max</sub>	33461.665	37338.869	16803.72	23999.16	35077.591	10890.88

## Annexes C.17. Combinaisons d'actions normales sous le mur frontal.

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KN.m)	R <sub>1</sub> (KN)	R <sub>2</sub> (KN)
G + 1.2 Q + St + 0.6H <sub>T</sub> + F <sub>nv</sub>	19627.15	1976.13	-4832.60	-2382.85	-7215.46	1886.13	1385.05
G + 1.2 A(I)2Vs + St + 0.6H <sub>T</sub> + F <sub>nv</sub>	19662.18	1713.88	-3415.03	-2382.85	-5797.89	1839.8	1437.19
G + 1.2 Bc 2Vs + St + 0.6T + H <sub>nv</sub>	20718.93	1723.58	-3403.48	-2382.85	-5786.34	1927.49	1525.66
G + Mc 120 + 0.6 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	20756.89	1695.57	-3436.82	-2382.85	-5819.68	1931.80	1527.66
G + D240 + 0.6 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	21082.36	1695.57	-3436.82	-2382.85	-5819.68	1958.93	1554.79
1.35G + 1.6 Q + 1.6St + 0.9H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	26431.85	2513.87	-6534.20	-3216.86	-9751.06	2541.23	1864.07
1.35G + 1.6A(I)2Vs + 1.6St + 0.9H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	26829.49	2186.05	-4762.24	-3216.86	-7979.10	2512.84	1958.73
1.35 G + 1.6 Bc Vs + 1.6St + 0.9 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	28084.16	2198.19	-4747.79	-3216.86	-7964.65	2616.89	2063.79
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	28345.80	2163.17	-4789.47	-3216.86	-8006.33	2640.14	2084.15
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H <sub>T</sub> + H <sub>nv</sub>	28785.19	2163.17	-4789.47	-3216.86	-8006.33	2676.76	2120.76

## Annexes C.18. Sollicitations sismiques sur le mur frontal.

	N (KN)	H (KN)	Mv(KN.m)	Mh(KN.m)
Combinaison max d'effort sismique dû au tablier	21322.36	1936.71	/	3400.31
Combinaison min d'effort sismique dû au tablier	19892.52	1928.62	/	3390.69
Mur garde grève	19.29	64.29	4.392	311.20
Mur frontal	147.59	491.98	-118.19	846.30
Mur en retour	57.18	190.60	148.56	708.41
Dalle de transition	21.06	70.20	55.74	513.29
Somme	400.57	1335.22	-142.97	5126.95
Poussées des terres(1+kv)	0.00	3066.98	0.000	-8485.33
Poussées des terres(1-kv)	0.00	3202.78	0.000	-8861.04
Séisme Tablier	0.00	3179.22	0.00	19679.37

## Annexes C.19. Combinaison d'effort sismique dû à la culée.

	N (KN)	H(KN)	M(KN.m)
cas de séisme «horizontal ; 1+kv»	0.00	4872.469	19963.879
cas de séisme «horizontal ; 1-kv »	0.00	4995.50	20030.506
cas de séisme «vertical»	400.57	0.00	142.972

## Annexes C.20. Combinaisons d'actions sismiques sous le mur frontal.

	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
P max - H + 0.3N	21843.62	-6932.22	6715.80
P min - H - 0.3N	19371.25	-6801.09	7167.66
P max + N - 0.3H	23059.91	-3435.36	4264.85
P min - N - 0.3H	18154.97	-3390.36	4653.88

## Annexes C.21. Evaluations des efforts dû au semelle(cas de la culée).

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux Fv (KN)	Efforts horizontaux FH (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
Mur garde grève	321.480	/	0.22	7.34	73.20	/
Mur frontal	2459.90	/	0.80	4.22	/	1970.38
Mur en retour	953.012	/	2.59	6.21	2476.01	/
Semelle	3960.00	/	/	1.25	/	/
Dalle de transition	285.00	/	2.64	7.31	754.33	/
Poussée des terres	/	2182.43	/	2.76	/	6038.07
Poids des terres sur talon	2630.40	/	1.50	5.30	3950.86	/
Poids des surcharges	240.00	/	1.75	/	420.00	/
Poussée des surcharges	/	190.21	/	4.97	/	946.29
<b>Somme</b>	<b>10609.79</b>	<b>2372.64</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>7674.42</b>	<b>8954.75</b>
Gmax tablier	12663.07	/	1.50	6.19	/	18994.60
A(l) 2V	265.09	/	1.50	6.19	/	397.63
BC 2V	1101.54	/	1.50	6.19	/	1652.31
MC 120	1417.74	/	1.50	6.19	/	2126.61
D240	1743.21	/	1.50	6.19	/	2614.81
St	48.28	/	1.50	6.19	/	72.42
Fflv ( Retrait + fluage)	/	302.00	/	6.19	/	1869.38
F température	/	80.00	/	6.19	/	495.20
Freinage A(l)	/	15.25	/	6.190	/	94.43
Freinage Bc	/	23.34	/	6.190	/	144.51

## Annexes C.22. Combinaison d'actions normales sous la semelle(cas de la culée)..

	N(KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KN.m)	R <sub>1</sub> (KN)	R <sub>2</sub> (KN)
<b>G + 1.2 Q + St + 0.6H<sub>T</sub> + F<sub>nv</sub></b>	23560.86	2760.69	-9340.12	-13710.57	-23050.69	6061.13	1792.49
<b>G + 1.2 A(l)2Vs + St + 0.6H<sub>T</sub> + F<sub>nv</sub></b>	23639.25	2550.74	-8317.89	-14187.73	-22505.62	6023.73	1856.02
<b>G + 1.2 Bc 2Vs+ St + 0.6T + H<sub>nv</sub></b>	24642.99	2560.45	-8377.99	-15693.34	-24071.33	6335.99	1878.34
<b>G + Mc 120+ 0.6 H<sub>T</sub> + H<sub>nv</sub></b>	24690.60	2532.44	-8204.57	-15837.18	-24041.75	6341.19	1889.01
<b>G + D240+ 0.6 H<sub>T</sub> + H<sub>nv</sub></b>	25016.07	2532.44	-8204.57	-16325.38	-24529.95	6440.64	1898.05
<b>1.35G + 1.6 Q+1.6St + 0.9H<sub>T</sub> + H<sub>nv</sub></b>	31742.37	3563.40	-11624.68	-18509.27	-30133.94	8080.57	2500.21
<b>1.35G + 1.6A(l)2Vs+1.6St + 0.9H<sub>T</sub> + H<sub>nv</sub></b>	32243.76	3300.97	-10346.89	-19105.72	-29452.61	8101.05	2646.87
<b>1.35 G + 1.6 Bc Vs+1.6St + 0.9 H<sub>T</sub> + H<sub>nv</sub></b>	33582.08	3313.11	-10422.01	-20987.73	-31409.74	8505.32	2688.70
<b>1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H<sub>T</sub> + H<sub>nv</sub></b>	33656.32	3278.09	-10205.24	-20635.88	-30841.11	8465.04	2753.73
<b>1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H<sub>T</sub> + Hflv</b>	34095.70	3278.09	-10205.24	-21124.08	-31329.32	8583.48	2781.75

## Annexes C.23. Sollicitations sismiques sur la pile(cas de la culée).

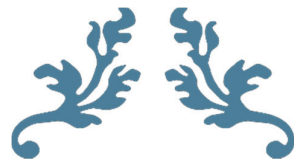
	N (KN)	H (KN)	Mv (KN.m)	Mh (KN.m)
Combinaison max d'effort sismique dû au tablier	23861.506	2729.991	/	-10602.054
Combinaison min d'effort sismique dû au tablier	23575.538	2721.901	/	-10592.038
Mur garde grève	19.29	64.29	4.39	-471.95
Mur frontal	0.00	0.00	0.00	0.00
Mur en retour	147.59	491.98	-118.22	-2076.26
Semelle	57.18	190.60	148.56	-1184.92
Dalle de transition	237.60	792.00	0.00	-990.00
Poids des terres sur talon	17.10	57.00	45.26	-416.78
Somme	636.58	2121.95	317.04	-7929.75
Poussées des terres(1+kv)	0.00	3066.98	0.00	-8485.33
Poussées des terres(1-kv)	0.00	3202.78	0.00	-8861.04
Séisme Tablier	0.00	3179.22	0.00	-7150.472

## Annexes C.24. Combinaison d'effort sismique dû à la culée.

	N (KN)	H(KN)	M(KN.m)
cas de séisme «horizontal ; 1+kv»	0.00	17904.867	17904.867
cas de séisme «horizontal ; 1-kv »	0.00	18249.933	18249.933
cas de séisme «vertical»	636.58	317.042	317.042

## Annexes C.25. Combinaisons d'actions sismiques sous la semelle(cas de la culée).

	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
P max - H + 0.3N	24403.492	-8449.647	27112.251
P min - H - 0.3N	23033.552	-8315.354	27287.720
P max + N - 0.3H	25668.125	-4445.888	15843.621
P min - N - 0.3H	21768.919	-4399.937	15312.234



---

# ANNEXES D

---



## FERRAILLAGE DE VOUSOIR

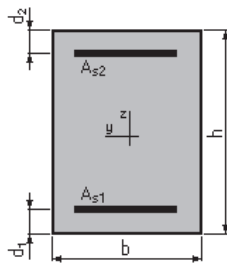
Hourdi inférieur nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 45.0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100.0$  (cm)

$h = 35.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)

### 3. Moments appliqués: $M_{max}$ (kN\*m)    $M_{min}$ (kN\*m)

Etat Limite Ultime ( fondamental )	47.64	0.00
Etat Limite de Service	35.88	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5.1$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 5.0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0.17$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.17$ (%)		

#### Analyse par Cas:

Cas ELU     $M_{max} = 47.64$     (kN\*m)     $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1.37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 1.1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 29.6$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0.38$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

**Cas ELS**  $M_{max} = 35.88$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 6.0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 28.0$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.7$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 27.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 17.8$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 252.8$  (MPa)

### Hourdi inferieur nappe superieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

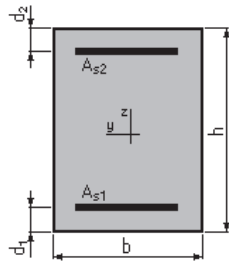
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 45.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100.0$  (cm)

$h = 35.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués: $M_{max}$ (kN\*m) $M_{min}$ (kN\*m)

Etat Limite Ultime ( fondamental ) 82.77 0.00

Etat Limite de Service 61.86 0.00

Etat Limite Ultime ( Accidentel ) 0.00 0.00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 8.9$  (cm<sup>2</sup>) Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 5.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.30$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0.17$  (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU**  $M_{max} = 82.77$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 1.9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 29.2$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.68$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 61.86$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 7.7$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 27.4$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2.9$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 27.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 29.5$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 252.8$  (MPa)

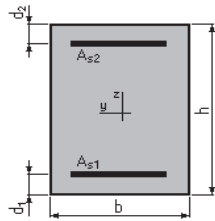
**Ferrailage De L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)**

**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 45.0$  (MPa) Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 100.0$  (cm)

$h = 50.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas $N^0$	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	184.93	335.01
2.	ELS	136.99	248.16

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 21.7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 21.7 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 12.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 250.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0.87 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.24 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$

**Analyse par Cas:**

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 184.93 (kN)**    **M = 335.01 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1.37	Pivot:	A
Position de l'axe neutre:	$y = 5.6 \text{ (cm)}$		
Bras de levier:	$Z = 42.8 \text{ (cm)}$		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1.42 \text{ (\%)}_0$		
Contrainte de l'acier:			
tendue:	$\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$	comprimée:	$\sigma_s' = 29.9 \text{ (MPa)}$

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 136.99 (kN)**    **M = 248.16 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 13.9 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 40.4 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 7.6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 27.0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 252.8 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma_s' = 72.7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 252.8 \text{ (MPa)}$

**FERRAILLAGE DE LA PILE**

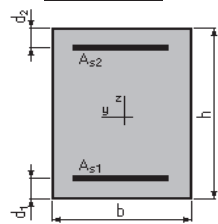
**Ferraillage de La voile (Calcul de Section en Flexion Composée)**

**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$       Acier:  $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 100.0 \text{ (cm)}$   
 $h = 160.0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	3928.35	618.88
2.	ELS	2908.51	453.59
3.	ELA	2652.69	3912.90

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 28.5$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 15.5$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.18$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU    N = 3928.35 (kN)    M = 618.88 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 5.00      Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 159.9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 91.0$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 21.5$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS    N = 2908.51 (kN)    M = 453.59 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 5.55

Position de l'axe neutre:  $y = 208.5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 91.6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2.7$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16.2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 14.7$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\ lim} = 250.0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA    N = 2652.69 (kN)    M = 3912.90 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 25.5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 144.8$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1.97$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)

## Ferrailage des pieux (Calcul de Section en Flexion Composée)

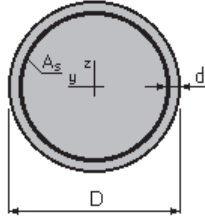
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27.0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$D = 120.0$  (cm)

$d = 5.0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELS	61.15	227.23	0.00
2.	ELS	82.58	306.88	0.00
3.	ELA	723.18	2687.40	0.00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_s = 103.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 22.6$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s\ max} = 565.5$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.91$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5.00$  (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas N° 1: Type ELS**    **N = 61.15 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 227.23 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0.00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 4.17

Position de l'axe neutre:  $y = 37.6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 98.9$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.1$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16.2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 14.2$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 15.6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 250.0$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 82.58 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 306.88 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0.00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 3.09

Position de l'axe neutre:  $y = 37.6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 98.9$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.5$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16.2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 19.2$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 21.1$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

**Cas N° 3: Type ELA**    **N = 723.18 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 2687.40 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0.00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00    Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 28.8 (cm)

Bras de levier: Z = 101.0 (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.34$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 500.0$  (MPa)

### FERRAILLAGE DE LA CULEE

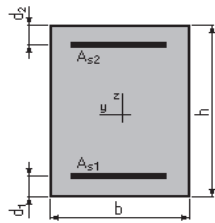
#### Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

#### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 27.0 (MPa)**    **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



b = 100.0 (cm)

h = 260.0 (cm)

d<sub>1</sub> = 5.0 (cm)

d<sub>2</sub> = 5.0 (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	2613.61	2254.09
2.	ELS	1914.19	1729.54
3.	ELU	1798.29	854.89

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique A<sub>s1</sub> = 0.0 (cm<sup>2</sup>)

Section théorique A<sub>s2</sub> = 0.0 (cm<sup>2</sup>)

Section minimum A<sub>s min</sub> = 25.5 (cm<sup>2</sup>)

théorique ρ = 0.00 (%)

minimum ρ<sub>min</sub> = 0.10 (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 2613.61 (kN)**    **M = 2254.09 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 5.12    Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 109.4 (cm)

Bras de levier: Z = 211.2 (cm)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)

Contrainte de l'acier:

**Cas N° 2: Type ELS**  $N = 1914.19$  (kN)  $M = 1729.54$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 5.03

Position de l'axe neutre:  $y = 119.0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 215.3$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2.3$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16.2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELU**  $N = 1798.29$  (kN)  $M = 854.89$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 14.03 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 206.1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 172.5$  (cm)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)

Contrainte de l'acier:

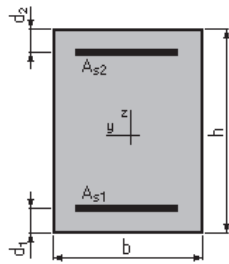
### MGG (Calcul de Section en Flexion Simple)

#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)** **Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100.0$  (cm)

$h = 40.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**  $M_{\max}$  (kN\*m)  $M_{\min}$  (kN\*m)

Etat Limite Ultime ( fondamental ) 125.80 0.00

Etat Limite de Service 168.03 0.00

Etat Limite Ultime ( Accidentel ) 0.00 0.00

#### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_{s1} = 21.7$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3.6$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.62$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU**  $M_{\max} = 125.80$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 2.38 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 8.3$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 31.7$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3.13$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 168.03$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 12.2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 30.9$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 8.9$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250.0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$  (MPa)

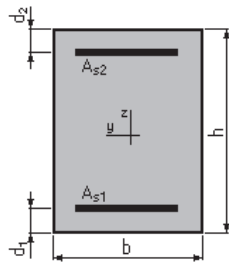
**Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)**

**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 25.0$  (MPa) Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 100.0$  (cm)

$h = 35.0$  (cm)

$d_1 = 5.0$  (cm)

$d_2 = 5.0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**  $M_{\max}$  (kN\*m)  $M_{\min}$  (kN\*m)

Etat Limite Ultime ( fondamental ) 100.79 0.00

Etat Limite de Service 76.44 0.00

Etat Limite Ultime ( Accidentel ) 0.00 0.00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 11.3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3.2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.38 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.11 \text{ (\%)}$		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 100.79 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 4.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 28.3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1.68 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 76.44 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 8.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 27.2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6.6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

**Corbeau (Calcul de Section en Flexion Simple)**

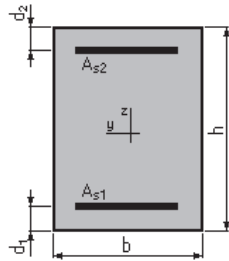
**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$**

**Acier:  $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



$b = 100.0 \text{ (cm)}$

$h = 60.0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$

**3. Moments appliqués:**  $M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$

Etat Limite Ultime ( fondamental )

109.21

0.00

Etat Limite de Service	81.90	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 5.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5.5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.10 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.10 \text{ (\%)}$		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 109.21 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.19 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 2.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 54.2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0.37 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 81.90 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.75

Position de l'axe neutre:  $y = 8.7 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 52.1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 16.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 500.0 \text{ (MPa)}$

**Ferrailage des pieux (Calcul de Section en Flexion Composée)**

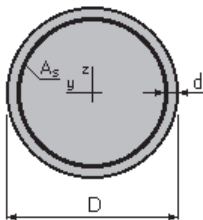
**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$**

**Acier:  $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**



D = 120.0 (cm)  
d = 5.0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELS	460.11	1709.80	0.00
2.	ELS	618.55	2298.58	0.00
3.	ELA	1328.29	4936.02	0.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 272.2$  (cm<sup>2</sup>)  
Section minimum  $A_{s\ min} = 22.6$  (cm<sup>2</sup>)  
théorique  $\rho = 2.41$  (%)  
minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)  
Section maximum  $A_{s\ max} = 565.5$  (cm<sup>2</sup>)  
maximum  $\rho_{\max} = 5.00$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS    N = 460.11 (kN)    M<sub>y</sub> = 1709.80 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 0.00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.34  
Position de l'axe neutre:  $y = 46.8$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 95.2$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 8.5$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16.2$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 185.9$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 113.8$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$  (MPa)

**Cas N<sup>o</sup> 2: Type ELS    N = 618.55 (kN)    M<sub>y</sub> = 2298.58 (kN\*m)    M<sub>z</sub> = 0.00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00  
Position de l'axe neutre:  $y = 46.8$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 95.2$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 11.5$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16.2$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 250.0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 153.0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**    **N = 1328.29 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 4936.02 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0.00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.24      Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 41.7$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 95.0$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3.50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6.13$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500.0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 500.0$  (MPa)



