

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 ETUDE D'UN VIADUC DU  
80+315.04 DE LA LIAISON AUTOROUTIERE  
RELIANT LE PORT DJEN DJEN "W. JIJEL"  
A L'AUTOROUTE EST-OUEST  
AU NIVEAU DE LA VILLE D'EL EULMA**

Présenté par :

**GHERIB Ahmed Rami  
ABIZA Ridha**

Encadré par :

**Mr BABAKHOUYA Youcef  
Mr FEDGHOUCHE Ferhat**

Promotion 2018 /2019

# REMERCIEMENTS

*Nous remercions tout d'abord le Dieu le tout puissant de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.*

*Nous remercions nos chers parents de nous avoir aidés pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.*

*Nous remercions monsieur BABAKHOUYA.Y pour son encadrement exemplaire, sa disponibilité et de travail avec beaucoup d'attention et de nous avoir consacré de leur temps, et surtout pour son dévouement.*

*Nous remercions monsieur FEDGHOCHE.F pour sa contribution inconditionnel et son aide précieuse.*

*Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Nous remercions monsieur BOUDJEMLINE.A pour son accueil dans le chantier.*

*Nous remercions aussi les membres de jury qui nous font l'honneur de juger notre travail ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la mise en forme de ce travail.*

GHERIB Ahmed Rami

ABIZA Ridha

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma chère mère et Ma sœur : FOUZIA, qui m'ont soutenue et encouragée durant toute ma vie.*

*Ma chère famille, Que dieu tout puissant les protègent et les gardent pour moi*

*Mes chers amis qui m'ont accompagnée durant ce long parcours*

*Mes enseignants qui ont contribué à notre formation*

*A mon aimable et mon cher binôme **Rami** qui a partagée avec moi ce travail dans les bons et les mauvais moments.*

*Et tous ceux qui portent l'ALGERIE dans leur cœur*

*ABIZA Ridha*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes parents qui m'ont soutenue et encouragée durant toute ma vie.*

*Ma chère famille, Que dieu tout puissant les protègent et les gardent pour moi*

*Mes chers amis qui m'ont accompagnée durant ce long parcours*

*Mes enseignants qui ont contribué à notre formation*

*A mon aimable et mon cher binôme **Ridha** qui a partagée avec moi ce travail dans les bons et les mauvais moments.*

*Et tous ceux qui portent l'ALGÉRIE dans leur cœur*

*GHERIB Ahmed Rami*

يهدف هذا العمل الى تصميم و دراسة جسر يحمل اسم ج-40 المتواجد في النقطة الكيلومترية 80+309.79 الى النقطة الكيلومترية 80+485.84، يعتبر هذا الجسر جزء من مشروع انجاز الطريق السيار الرابط بين ميناء جنجن-العلمة. بدأنا هذا العمل ببحث بيبليوغرافي على الجسور. بعدها الى التصميم العام للمشروع. بحيث قمنا بإعطاء ثلاثة اقتراحات ممكنة وبالرجوع الى معايير التصميم المتبعة من طرف مكاتب الدراسات حددنا الاقتراح الاكثر ملائمة. ثم انتقلنا الى دراسة مختلف عناصر الجسر وهي كما يلي: تقييم الاحمال — دراسة الخرسانة سابقة الاجهاد — دراسة العناصر الاخرى لسطح الجسر. في النهاية قمنا بتصميم و دراسة الاجزاء السفلية: الارصفة و الدعام. للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج روبرو 2014 من اجل دراسة هذا المشروع.

## Résumé

Ce travail consiste à faire la Conception et Etude du Viaduc V 40 du PK80+309.79 au PK80+485.84, l'ouvrage fait partie du projet de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port Djen-Djen à l'autoroute EST-OUEST au niveau de la ville de la ville El-Eulma. Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur les ponts. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, ensuite par le dimensionnement détaillé de la variante retenue à savoir l'évaluation des charges et surcharge — l'étude de la précontrainte — l'étude des éléments du tablier. Enfin, la conception et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage : Les piles — Les culées. La modélisation a été établie par le logiciel ROBOT2014.

## Abstract

This work consists of the conception and Study of the Bridge B 40 from PK80 + 309.79 to PK80 + 485.84, is the part of the project realization the highway link connecting the Djen-Djen Harbor to the east-west highway at the city of El-Eulma. In the following, we have drawn up a general approach, of which three variants have been proposed, then the choice of the most advantageous variant based on a multicriteria analysis, and then by the detailed dimensioning of the variant chosen, namely the evaluation Loads and overload - study of prestressing - study of the elements of the deck. Finally, the conception and study of the infrastructure: The piers - The abutments. The modelization of this bridge was established by the software ROBOT2014.

**الكلمات المفتاحية:** تصميم و دراسة الجسر، تحديد الأبعاد، جسر بالروافد، خرسانة سابقة الإجهاد، معدات الجسر، المنشآت القاعدية

**Mots clés :** Conception et étude de pont, Pré-dimensionnement, Pont a poutre, béton précontraint, Equipement de pont, Infrastructure.

**Key words :** conception and design the bridge, predimensioning, beam bridge, concert prestressing, Equipment of the bridge, infrastructure.

## SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>CHAPITRE I. COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE DANS LE CAS D'INCENDIE</b>	
I.1.INTRODUCTION .....	2
I.2.EVALUATION ET CLASSEMENT DE LA RESISTANCE AU FEU .....	2
I.3.LE CLASSEMENT DE REACTION AU FEU.....	5
I.4.LE COMPORTEMENT DE MATERIAUX AU FEU DE CONSTRUCTION DANS L'OUVRAGE D'ART .....	6
I.5.LES DESORDRES DE L'OUVRAGE .....	9
I.6.THEORIES EXPLIQUENT LE PHENOMENE D'ECAILLAGE ET L'ECLATEMENT	10
I.7.INTERVENTION APRES L'INCENDIE .....	12
I.8.CONCLUSION.....	13
<b>CHAPITRE II. DESCRIPTION DE PROJET</b>	
II.1.INTRODUCTION .....	14
II.2.PRESENTATION DU PROJET .....	14
II.3.LES DONNEES DU PROJET .....	15
II.4.CONCLUSION .....	18
<b>CHAPITRE III. CONCEPTION GENERALE</b>	
III.1.INTRODUCTION.....	19
III.2.CONCEPTION GENERAL.....	19
III.2.2.VARIANTE 02 : PONT VOUSOIR DU TABLIER A HAUTEUR CONSTANTE .	23
III.2.3.VARIANTE 03 : PONT MIXTE BIPOUTRES (POUTRES EN ACIER ET LA DALLE EN BETON).....	26
III.3.ANALYSE MULTICRITERE .....	30
III.4.CONCLUSION .....	31

## **CHAPITRE IV. HYPOTHESE DE CALCULE**

IV.1.LES ACTIONS .....	32
IV.1.1. LES CHARGES PERMANENTES.....	32
IV.1.2. LES CARACTERISTIQUES DE PONT.....	34
IV.1.3. LES CHARGES D'EXPLOITATION .....	34
IV.2.CARACTERISTIQUES DE MATERIAUX .....	40
IV.3.CONCLUSION .....	43

## **CHAPITRE V. MODELISATION**

V.1.INTRODUCTION.....	44
V.2.MODELISATION DE L'OUVRAGE .....	44
V.3.DEFINITION DE CHARGES .....	46
V.4.LES COMBINAISONS DE CHARGES .....	47
V.5.RESULTATS .....	48
V.6.CONCLUSION .....	50

## **CHAPITRE VI. LA PRECONTRAINT**

VI.1.INTRODUCTION .....	51
VI.2.PHASE DE MONTAGE.....	51
VI.3.DIMENSIONNEMENT DES CABLE DE PRECONTRAINT.....	52
VI.4.CALCULE DES PERTES .....	58
VI.5.LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALE A L'ELS .....	61
VI.6.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELU.....	63
VI.7.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELS .....	67
VI.8.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENCIELLE A L'E.L.U.....	67
VI.9.LE FERRAILLAGE DE LA POUTRE .....	68
VI.10.CONCLUSION .....	69

## **CHAPITRE VII. ETUDE DE TABLIER**

VII.1.INTRODUCTION .....	70
VII.2.LA FLECHE ET CONTRE FLECHE .....	70
VII.3.ETUDE DE L'HOUDIS .....	71
VII.4.ETUDE DES EQUIPEMENTS .....	75
VII.5.Conclusion .....	80

## **CHAPITRE VIII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VIII.1.INTRODUCTION .....	81
VIII.2.ETUDE DE LA PILE .....	81
VIII.2.1.Conception de la pile .....	81
VIII.2.3.Evaluation de l'effort sismique.....	83
VIII.2.4.Etude des éléments de la pile.....	85
VIII.3.ETUDE DE LA CULEE .....	93
VIII.3.1.Pré dimensionnement de la culée .....	93
VIII.3.2.Evaluation des efforts dus aux poussées.....	94
VIII.3.3.Évaluation des efforts statiques agissant sur la culée .....	95
VIII.3.4.Combinaison des efforts .....	96
VIII.3.5.Etude des éléments de la culée .....	96
VIII.4.CONCLUSION .....	103
CONCLUSION GENERALE .....	104

Référence Bibliographie

Annexes

Annexe A

Annexe B

Annexe C

Annexe D



## Liste Des Tableaux

Tableau I.1 les règles simples pour les poteaux .....	5
Tableau I.2 les règles simples pour murs porteurs.....	5
Tableau III.1 La conception de section transversale .....	21
Tableau III.2 Analyse multicritère.....	30
Tableau III.3 Devis estimatif des trois variantes .....	31
Tableau IV.1 Tableau récapitulatif.....	33
Tableau IV.2 Le coefficient $a_1$ .....	34
Tableau IV.3 La valeur de $v_0$ .....	35
Tableau IV.4 Résultat de calcul de $A(l)$ .....	35
Tableau IV.5 le coefficient $b_c$ .....	36
Tableau IV.6 résultat de calcul de $B_c$ .....	36
Tableau IV.7 Le coefficient $b_c$ .....	37
Tableau IV.8 Résultat de calcul de $B_t$ .....	37
Tableau IV.9 Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique.....	38
Tableau IV.10 Résultat de calcul de l'effort de freinage de $A(l)$ .....	38
Tableau IV.11 La réaction de La surcharge de $A(l)$ Pour une seule travées chargées.....	38
Tableau IV.12 La réaction de La surcharge de $A(l)$ Pour les deux travées chargées.....	39
Tableau IV.13 La réaction de La surcharge de $B_c$ sur la culé.....	39
Tableau IV.14 La réaction de La surcharge de $B_c$ sur la pile.....	39
Tableau IV.15 Tableau récapitulatif des réactions.....	40
Tableau V.1 Définition de charges .....	46
Tableau V.2 les coefficients des combinaisons.....	46
Tableau V.3 Les combinaisons de charges E.L.S.....	47
Tableau V.4 Les combinaisons de charges E.L.U.....	47
Tableau VI.1 Les caractéristiques de la poutre.....	52
Tableau VI.2 Résultats de logiciel.....	53
Tableau VI.3 La vérification des contraintes .....	55
Tableau VI.4 Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.....	57
Tableau VI.5 Les résultats de $f$ et $R$ et $\beta$ .....	57
Tableau VI.6 coefficients $f$ et $\phi$ .....	58
Tableau VI.7 Les résultats de calcul des pertes par frottements .....	58
Tableau VI.8 Les résultats de calcul des pertes par glissement d'ancrage.....	59
Tableau VI.9 Tableau récapitulatif des pertes par déformation instantanée.....	59
Tableau VI.10 Les résultats de calcul des pertes par fluage.....	60
Tableau VI.11 Les caractéristiques de la poutre.....	61
Tableau VI.12 Les contraintes admissibles .....	62
Tableau VI.13 Les valeurs de la contrainte normale a l'ELS .....	62
Tableau VII.1 Vérification de dimensionnement.....	76
Tableau VII.2 Type de Joint de chaussée .....	79

Tableau VII.3 les dimensions de Joint de chaussée .....	79
Tableau VIII.1 Implantation et hauteurs des piles .....	81
Tableau VIII.2 Dimension de la pile la plus haute .....	81
Tableau VIII.3 Raideurs statiques longitudinales des appuis .....	82
Tableau VIII.4 Raideurs statiques transversales des appuis .....	83
Tableau VIII.5 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui .....	84
Tableau VIII.6 Distribution de forces transversales sur chaque appui .....	84
Tableau VIII.7 Les combinaisons des forces sismiques .....	85
Tableau VIII.8 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée .....	89
Tableau VIII.9 combinaison des efforts .....	89
Tableau VIII.10 Evaluations des efforts agissant sur la semelle .....	90
Tableau VIII.11 combinaison des efforts .....	90
Tableau VIII.12 Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée .....	93
Tableau VIII.13 Calcul du coefficient de poussée $K_{ad}$ .....	95
Tableau VIII.14 Evaluations des efforts agissant sur la culée .....	95
Tableau VIII.15 combinaison des efforts .....	96
Tableau VIII.16 combinaison des efforts .....	96
Tableau VIII.17 Evaluation des efforts agissant sur la dalle de transition .....	98
Tableau VIII.18 combinaison des efforts .....	98

## Liste des Figures

Figure I.1 l'incendie dans le pont .....	2
Figure I.2 critère de stabilité au feu .....	3
Figure I.3 critère d'étanchéité au feu .....	3
Figure I.4 critère l'isolation thermique .....	4
Figure I.5 classement de réaction au feu .....	6
Figure I.6 comportement de l'acier au feu .....	6
Figure I.7 La relation contrainte-déformation .....	6
Figure I.8 Evolution de la porosité en fonction de la température (Noumowé 1995).....	8
Figure I.9 Evolution de la perméabilité en fonction de la température (Tsimbrovska 1998).....	8
Figure I.10 Incompatibilité des déformations des granulats et de la pâte de ciment (Plasta 1984).....	8
Figure I.11 Evolution de la Dilatation thermiques des bétons en fonction de la température (NF EN 1992-1-2).....	8
Figure I.12 L'évolution de la force de compression selon la nature des granulats et le type de béton. (NF EN 1992-1-2, 2004).....	9
Figure I.13 Diminution du module d'élasticité avec l'augmentation de la température avec les différents types de béton (Bamonte et Felicetti, 2007).....	10
Figure I.14 Les désordres de l'ouvrage .....	10
Figure I.15 Explication d'hypothèse thermo-hydrique (Zeiml et coll, 2006) .....	10
Figure I.16 Explication d'hypothèse thermo-mécanique (Anderberg, 1997) .....	11
Figure II.1 La situation de l'ouvrage sur le tronçon de linéaire d'environ 30 Km.....	14
Figure II.2 Plan de situation. ....	14
Figure II.3 Le tracé en plan. ....	15
Figure II.4 Profil en long.....	16
Figure II.5 Profil en travers .....	16
Figure III.1 Morphologie générale de tablier .....	19
Figure III.2 Conception plane de pont à poutres. ....	20
Figure III.3 Conception plane de l'ouvrage.....	20
Figure III.4 Conception longitudinale. ....	20
Figure III.5 Les sections de la poutre. ....	22
Figure III.6 La disposition des poutres à mi-travée V1 .....	22
Figure III.7 La disposition des poutres sur la pile V1.....	22
Figure III.8 Profil en long V2.....	24
Figure III.9 La vue en plan V2. ....	24
Figure III.10 Les dimensions de voussoir. ....	24
Figure III.11 Les dimensions de voussoir courant.....	26
Figure III.12 Vue transversale des éléments du tablier bipoutres.....	6
Figure III.13 Les dimensions de tablier V3. ....	27
Figure III.14 Les dimensions des sections de la poutre métallique. ....	28
Figure III.15 La disposition des poutres sur la pile. ....	28
Figure III.16 La disposition des poutres à mi-travée V3. ....	29
Figure III.17 Profil en long V3.....	29
Figure III.18 Vue en plan V3. ....	29
Figure IV.1 Le coffrage de la poutre .....	32

Figure IV.2 la corniche et le trottoir.....	33
Figure IV.3 La Garde-corps et la glissière de.....	33
Figure IV.4 La largeur roulable.....	34
Figure IV.5 La dispositions de la charge $B_c$ .....	35
Figure IV.6 La dispositions de la charge $B_t$ .....	36
Figure IV.7 La dispositions de la charge $M_{C120}$ .....	37
Figure IV.8 La dispositions de la charge $D_{240}$ .....	37
Figure IV.9 diagramme de la contrainte en fonction de la déformation de béton.....	41
Figure IV.10 : diagramme de la contrainte en fonction de la déformation de l'acier.....	42
Figure V.1 Modélisation de la poutre.....	44
Figure V.2 Modélisation des poutres.....	45
Figure V.3 Modélisation de l'hourdis.....	45
Figure V.4 Modélisation l'ouvrage.....	45
Figure V.5 Moment de poids propre de la Poutre.....	48
Figure V.6 Moment de Poutres +dalle.....	48
Figure V.7 Moment de l'E.L.S max.....	49
Figure V.8 Moment de l'E.L.S min.....	49
Figure V.9 L'effort tranchant de l'E.L.S max.....	49
Figure V.10 Moment de l'E.L.U max.....	50
Figure V.11 Moment de l'E.L.U min.....	50
Figure V.12 L'effort tranchant de l'E.L.U max.....	50
Figure VI.1 Dimensionnement en classe II.....	52
Figure VI.2 Vérification de la contrainte.....	53
Figure VI.3 Tracer de câble.....	55
Figure VI.4 Caractéristiques des plaques d'ancrages.....	55
Figure VI.5 le tracer des câbles Au niveau de la section médiane.....	56
Figure VI.6 Le tracé des câbles dans les différentes sections de la poutre.....	57
Figure VI.7 Courbe d'interaction effort normal moment fléchissant.....	63
Figure VI.8 Diagramme des contraintes et des déformations à l'ELU.....	63
Figure VI.9 Ferrailage des sections de la poutre.....	69
Figure VII.1 Flèche due au poids propre.....	70
Figure VII.2 Contre flèche de précontrainte.....	70
Figure VII.3 Flèche maximale à ELS.....	71
Figure VII.4 La modélisation de l'hourdis.....	72
Figure VII.5 Affectation de $G_{max}$ .....	72
Figure VII.6 Moment max à l'E.L.S : $G_{max}+1.2B_t$ 2vois.....	73
Figure VII.7. $T_{max}$ a l'E.L.S : $G_{max}+1.2B_t$ 2vois.....	73
Figure VII.8 Ferrailage de la dalle.....	74
Figure VII.9 les dimensions de l'appareil d'appui.....	75
Figure VII.10 Dimensionnement de dés d'appuis.....	78
Figure VII.11 les éléments de Joint de chaussée.....	80
Figure VIII.1 Les éléments de la pile.....	81
Figure VIII.2 Dimension de la pile la plus haute.....	82

Figure VIII.3 Modélisation du chevêtre .....	86
Figure VIII.4 Effort tranchant maximale à L'ELU.....	86
Figure VIII.5 Moments maximale à l'ELS.....	86
Figure VIII.6 Ferrailage du chevêtre .....	88
Figure VIII.7 Ferrailage des colonnes .....	90
Figure VIII.8 Ferrailage de la semelle de pile .....	92
Figure VIII.9 Les éléments de la culée .....	93
Figure VIII.10 Dimension de la culée .....	94
Figure VIII.11 Ferrailage du mur garde grève + corbeau + mur frontale .....	98
Figure VII.12 La coupe longitudinale de Ferrailage de la dalle de transition.....	99
Figure VII.13 Les sollicitation dus au mur à L'ELS .....	100
Figure VIII.14 Ferrailage du pieu.....	102

## LISTE DES ABREVIATIONS

**SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

**CP** : charges permanentes.

**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.

**VSC** : Voussoir sur la culée

**12T15s** : deuze (12) torons de quinze (15) fils.

**$f_{c\text{lim}}$**  : Contrainte de compression limite.

**$f_{c\text{max}}$**  : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

**$F_{\text{prg}}$**  : Résistance ultime a garantie.

**$F_{\text{peg}}$**  : Résistance limite élastique a garantie

**$\sigma_{\text{sup}}$**  : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

**$\sigma_{\text{inf}}$**  : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

**$\sigma_{\text{p}}$**  : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis

**G** : module de cisaillement

**K** : la Raideur

**Sa** : Le spectre de réponse élastique

**$\sigma_{\text{bc}}$**  : Contrainte de compression admissible.

**$\sigma_{\text{bt}}$**  : Contrainte de traction admissible.

**HA** : Haute adhérence.

**St** : Espacement des armatures.

**$M_{\text{P}}$**  : Masse des piles.

**$M_{\text{T}}$**  : Masse du tablier.

**$F_{\text{L}}$**  : Force séismique longitudinale.

**$F_{\text{T}}$**  : Force séismique transversale.

**$H_{\text{T}}$**  : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

**$H_{\text{flv}}$**  : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

**E** : Le module d'élasticité longitudinal

**$\Delta\sigma_{\text{insta}}$**  : La perte de tension instantanée

**$\Delta\sigma_{\text{déf}}$**  : La perte de tension déferée

**$\Delta P$**  : la perte de tension

**$\tau$**  : contrainte tangentielle.

**As** : la section des armatures

**f**: la flèche

**T** : la période

**$\epsilon$**  : coefficient de dilatation

**$\lambda$**  : L'élancement

**$K_{\text{h}}$**  : coefficient sismique horizontal ;

**$k_{\text{v}}$**  : coefficient sismique vertical.

**$K_{\text{ad}}$**  : coefficient de poussée



# **INTRODUCTION GENERALE**



# INTRODUCTION GENERALE

Les ponts font partie de la famille de l'ouvrage d'art qui sont les constructions nécessitent l'établissement d'une ligne de communication terrestre fluviale ou maritime.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage destiné à mettre en communication deux points séparés par un obstacle ou à permettre le passage sans croisement à niveau de deux courants de circulation. Selon leurs fonctions et l'obstacle à franchir, On distingue plusieurs types de ponts tel que : le pont route qui permet la circulation des véhicules, le viaduc qui permet le franchissement à grande hauteur d'une brèche, l'aqueduc, les passerelles et aussi les ponts ferroviaires.

La Conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service d'usager. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception.

Notre étude porte sur la réalisation d'un viaduc situe a PK 80+315.04 de la pénétrante relie le port DJEN-DJEN "W. Jijel" a l'autoroute EST-OUEST au niveau de la ville de "El-Eulma".

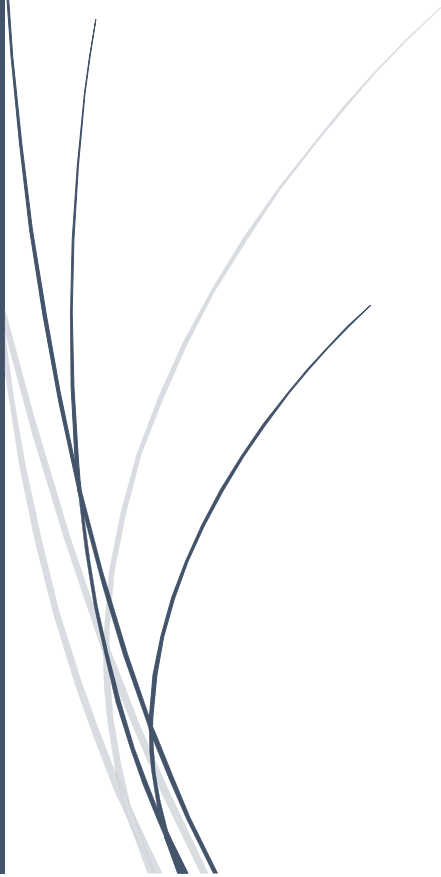
Nous allons traiter les principales étapes de l'étude :

Le premier chapitre consiste à faire une recherche bibliographie sur le comportement des ouvrage d'art dans le cas d'incendie, les deux chapitres suivants sont consacrés à la présentation de projet et la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde dans les cinq chapitres restants.



CHAPITRE 01 :

# **COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE D'ART DANS LE CAS D'INCENDIE**



### I.1.INTRODUCTION

Les dégradations de béton par incendie sont rares pour les ouvrages d'art ; Il existe néanmoins quelques cas d'incendie de camions sous des ponts en béton qui ont provoqué un endommagement significatif du matériau (exp : " Les poids lourds avec les matières inflammables qu'ils transportent" constituent le facteur déterminant du risque incendie).

Une des règles fondamentales de la sécurité incendie consiste à préserver la vie humaine en favorisant l'évacuation des personnes et l'intervention des services de secours. Pour ce faire, des dispositions constructives doivent être adoptées afin de limiter le développement et la propagation d'un incendie affectant un bâtiment ou un ouvrage de génie civil.

Les ouvrages d'art à risques (surtout) :

Béton précontraint : rupture des câbles à 300°C

Béton armé : incendie > 1h, 450°C

Acier : surtout > 600°C (à évaluer suivant déformations atteintes).



Figure I.1 l'incendie dans le pont

### I.2.EVALUATION ET CLASSEMENT DE LA RESISTANCE AU FEU

On parle de « *degrés* » de résistance au feu, ils sont attribués à l'élément en fonction de deux critères :

- Un critère qualitatif, de l'élément vis-à-vis du feu.
- Un critère quantitatif, c'est-à-dire le temps pendant lequel l'élément va conserver cette propriété qualitative.

### I.2.1. Critère qualitatif de l'élément

La résistance au feu est l'aptitude d'un élément de construction à conserver, pendant une durée déterminée, la stabilité au feu, l'étanchéité au feu, l'isolation thermique. Les méthodes d'essai décrivent des critères de défaillance à évaluer, Ces différentes performances sont évaluées lors d'un essai normalisé de résistance au feu :

- **la stabilité au feu (critère 'R')** est le critère selon lequel est déterminée l'aptitude de l'élément ou de la structure à supporter des charges et/ou des actions spécifiées. On utilise aussi couramment le terme de capacité portante, qui est l'aptitude de l'élément de construction à supporter l'exposition au feu, sous des actions mécaniques définies, sur une ou plusieurs faces pendant un temps donné sans perte de stabilité structurale

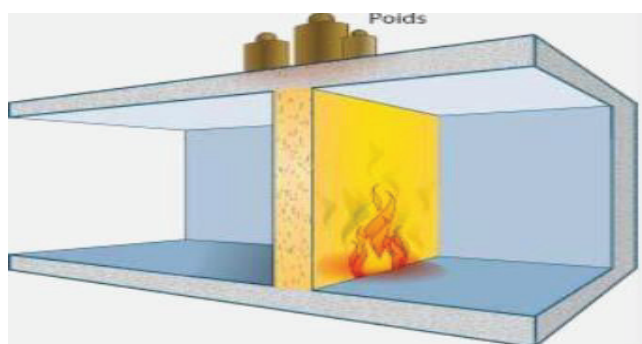


Figure I.2 critère de stabilité au feu

Un élément Stable au Feu (SF) possède une **Résistance Mécanique (R)**.

- **l'étanchéité au feu (critère 'E')** est le critère selon lequel est déterminée l'aptitude d'un élément séparatif exposé au feu d'un seul côté à empêcher les flammes et les gaz chauds de le traverser; cette fonction est parfois qualifiée de pare-flamme

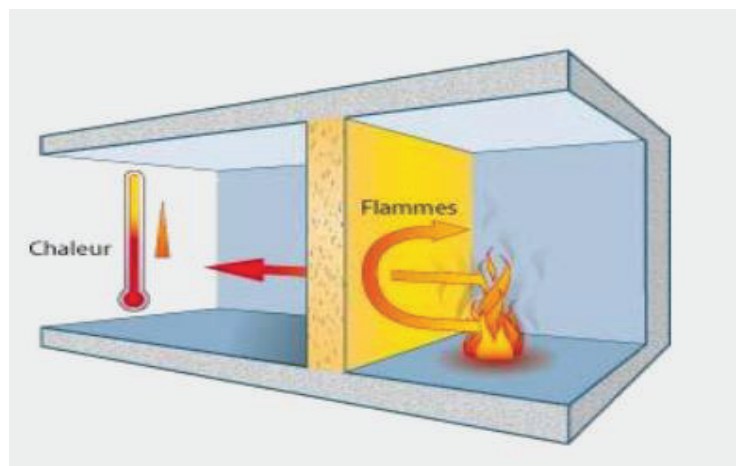


Figure I.3 critère d'étanchéité au feu

Un élément Pare Flamme (PF) possède une **Résistance Mécanique (R)** ainsi qu'une **Etanchéité aux Flammes, fumées et gaz chauds (E)**.

- **l'isolation thermique (critère 'I')** est le critère selon lequel est déterminée l'aptitude d'un élément séparatif à prévenir le passage de la chaleur. La transmission doit être limitée de façon à ne pas enflammer la surface non exposée ni aucun élément au

voisinage immédiat de celle-ci. L'élément doit également assurer une isolation thermique suffisante pour protéger les personnes situées à proximité.

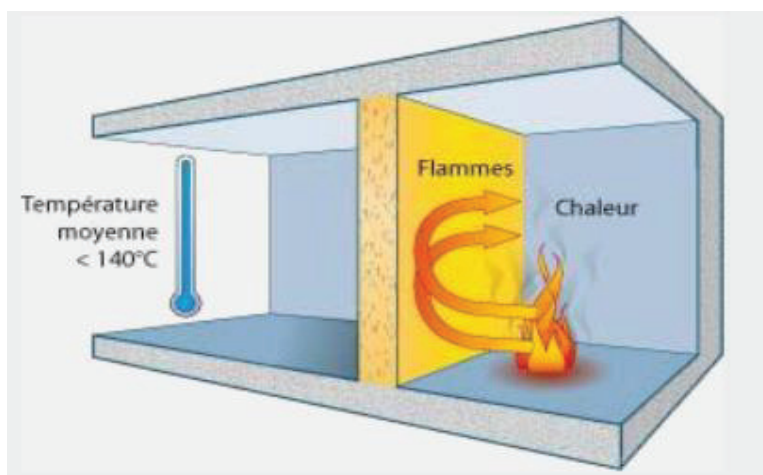


Figure I.4 critère l'isolation thermique

Un élément Coupe-Feu (CF) possède une **Résistance Mécanique (R)** ainsi qu'une **Étanchéité aux Flammes, fumées et gaz chauds (E)** et qu'une **Isolation Thermique (I)**.

$$SF = R$$

$$PF = R + E$$

$$CF = R + E + I$$

### I.2.2. Critère quantitatif de l'élément

Le degré retenu pour un classement est le temps immédiatement inférieur au temps réel.

1/4h	1/2h	3/4h	1h00	1h30	2h00	3h00	4h00
------	------	------	------	------	------	------	------

les classes de résistance au feu sont exprimées comme suit :

- Pour les éléments porteurs  
**R t** : t étant la période durant laquelle le critère de capacité portante est satisfait
- Pour les éléments porteurs et séparant:  
**REI t** : t étant la période durant laquelle tous les critères sont satisfaits
- Pour les éléments non-porteurs :  
**EI t** : t étant la période durant laquelle les critères d'étanchéité et d'isolation sont satisfaits  
**E t** : t étant la période durant laquelle le critère d'étanchéité est satisfait

La période t est exprimée en minutes. Par exemple :

Un élément qui perd sa qualité de résistance mécanique au bout de 44 minutes sera classé R30. Ou : Un élément qui perd son isolation thermique au bout de 2h15 sera classé R.E.I 120.

A partir des symboles indiqués ci-dessus, les règles à respecter lors dimensionnement sont :

Considèrent deux critères : les dimensions transversales minimales  
la position des armatures (enrobage)

## Chapitre I. Le comportement des ouvrages d'art dans le cas d'incendie

- Sont valables jusqu'à une durée de 240 minutes
- Concernent les bétons de masse volumique normale (entre 2 et 2,6 t/m<sup>3</sup>)
- Dispensent de la vérification à l'éclatement.
- Assurent le respect des critères REI
- Poutres et dalles avec des granulats calcaires ou légères les dimensions minimales de la section droite peuvent être réduite de 10%.
- Aucune vérification concernant l'éclatement à l'exception des armatures de peau si l'enrobage  $\geq 70$  mm

Dimensions et distances minimales de l'axe des armatures au parement pour les poteaux en béton armé de section rectangulaire ou circulaire

Résistance au feu normalisé	Ratio mécanique d'armatures $\rho$	Dimensions minimales (mm). Largeur des poteaux $b_{min}$ / distance axe-parement $a$			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30;250/25*	300/30;350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30;250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25	200/30;300/25
R 60	0,100	150/30;200/25*	200/40;300/25*	300/40;500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35;200/25*	250/35;350/25*	350/40;550/25*
	1,000	150/25*	150/30;200/25*	250/40;400/25	300/50;600/30
R 90	0,100	200/40;250/25*	300/40;400/25*	500/50;550/25*	550/40;600/25*
	0,500	150/35;200/25*	200/45;300/25*	300/45;550/25*	550/50;600/40
	1,000	200/25*	200/40;300/25*	250/40;550/25*	500/50;600/45
R 120	0,100	250/50;350/25*	400/50;550/25*	550/25*	550/60;600/45
	0,500	200/45;300/25*	300/45;550/25*	450/50;600/25	500/60;600/50
	1,000	200/40;250/25*	250/50;400/25*	450/45;600/30	600/60
R 180	0,100	400/50;500/25*	500/60;550/25*	550/60;600/30	(1)
	0,500	300/45;450/25*	450/50;600/25*	500/60;600/50	600/75
	1,000	300/35;400/25*	450/50;550/25*	500/60;600/45	(1)
R 240	0,100	500/60;550/25*	550/40;600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45;500/25*	550/55;600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45;500/25*	500/40;600/30	600/60	(1)

\* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.  
(1) Exige une largeur supérieure à 600 mm. Une évaluation particulière concernant le flambement est nécessaire.

Tableau I.1 les règles simples pour les poteaux

Tableau I.2 les règles simples pour murs porteurs

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm) Epaisseur de mur/ distance axe-parement pour			
	$\lambda_h = 0,35$		$\lambda_h = 0,7$	
	Mur exposé sur un côté	Mur exposé sur deux côtés	Mur exposé sur un côté	Mur exposé sur deux côtés
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

\* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.

### I.3.LE CLASSEMENT DE REACTION AU FEU

Les matériaux sont classés comme suite :

Les produits de construction sont séparés en deux grandes familles : celle des revêtements de sol et celle des autres produits (béton; aciers...).

Pour les revêtements de sol : A<sub>1FI</sub>, A<sub>2FI</sub>, B<sub>FI</sub>, C<sub>FI</sub>, D<sub>FI</sub>, E<sub>FI</sub>, et F<sub>FI</sub> (FI pour « floor »). Et d'autres matériaux sont classés dans le tableau suivant

Classement des EUROCLASSES selon EN 13501-1			Exigences réglementaires françaises
Comportement au feu	Production de fumée	Gouttelettes enflammées	
A1	-	-	Incombustible
A2	s1	d0	M0
A2	s1	d1	M1
A2	s2	d0	
A2	s3	d1	
B	s1	d0	M2
B	s2	d1	
B	s3	d1	
C	s1	d0	M3
C	s2	d1	
C	s3	d1	
D	s1	d0	M4 (non gouttant)
D	s2	d1	M4 (non gouttant)
D	s3	d1	M4 (non gouttant)
E	Non applicable	d1	M4
E	Non applicable	d2	Pas de classement
F	Non applicable	Non applicable	Pas de classement

**L'opacité des fumées notée s (smoke)**

- s1 : faible quantité/vitesse
- s2 : moyenne quantité/vitesse
- s3 : haute quantité/vitesse

**Les gouttelettes et débris enflammés notés d (droplets) :**

- d0 : aucun débris
- d1 : aucun débris dont l'enflamment dure plus de 10 secondes
- d2 : ni d0 ni d1

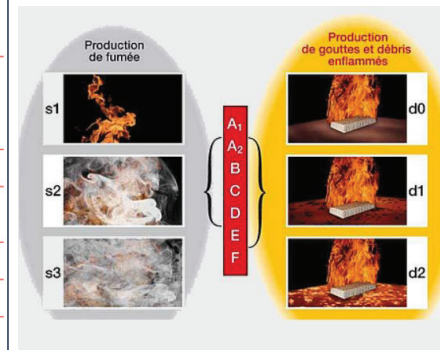


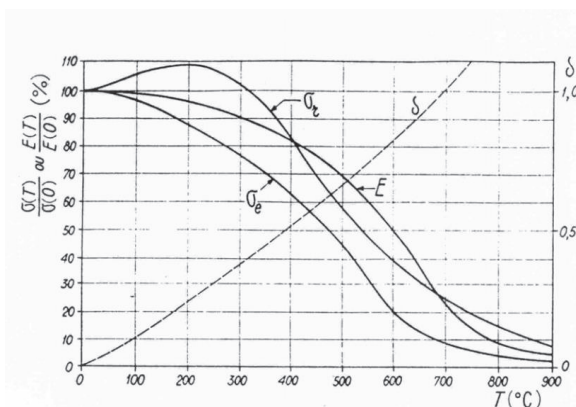
Figure I.5 classement de réaction au feu

**I.4.LE COMPORTEMENT DE MATERIAUX DE CONSTRUCTION AU FEU DANS L'OUVRAGE D'ART**

**I.4.1.L'acier**

- Incombustible : très bonne réaction au feu
- Très bon conducteur thermique : très mauvais degré coupe-feu
- Chute importante des propriétés mécaniques : mauvaise stabilité au feu.

Les caractéristiques mécaniques d'un acier de construction que sont la contrainte limite de rupture, la contrainte limite d'élasticité et le module d'élasticité diminuent lorsque la température augmente. Des essais classiques sur éprouvette de traction permettent de tracer les courbes suivant :



$\sigma_e$  : contrainte limite d'élasticité,  $\sigma_r$  : contrainte limite de rupture, E : module de Young.  $\delta = \Delta l / l$  : coefficient de dilatation linéaire

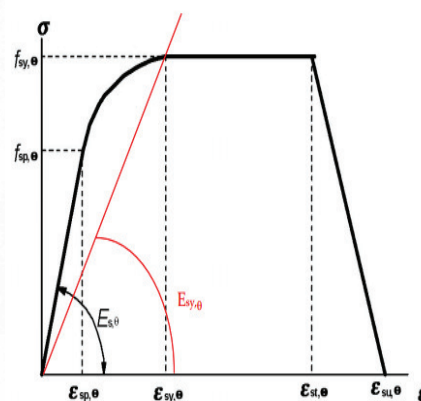


Figure I.7 La relation contrainte-déformation

### ❖ Cas des armatures passives

Des essais effectués sur des aciers passifs après incendie montrent que les limites élastiques et de rupture varient peu et sont presque entièrement retrouvées après refroidissement tant que la température maximale reste inférieure à environ 450 °C pour de l'acier formé à froid et 600 °C pour de l'acier laminé à chaud. Le module quant à lui ne change pas.

### ❖ Cas des armatures actives

Les propriétés mécaniques des aciers de précontrainte après refroidissement se détériorent pour des températures maximales atteintes plus faibles (aux alentours de 300 °C) que pour les armatures passives. L'incendie peut avoir des conséquences importantes sur la relaxation des aciers à partir de températures de l'ordre d'une centaine de degrés et selon sa durée.

Cette dégradation des caractéristiques mécaniques s'accompagne également de pertes de précontrainte résultant principalement de la chute de la limite élastique des armatures et de l'augmentation de la relaxation.

### I.4.2. Le béton

- Matériau incombustible : bonne réaction au feu
- Conductivité thermique faible : bon degré coupe-feu
- Bon comportement mécanique aux hautes températures : bonne stabilité au feu

L'élévation de température du béton suite à un incendie entraîne un certain nombre de transformations :

- physico-chimiques
- microstructurales
- propriété mécaniques

Les conséquences sur le béton sont :

Un écaillage et un éclatement du béton

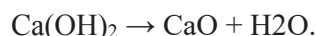
### ❖ Transformations physico-chimiques

Les différentes réactions physico-chimie dans le béton en fonction de la température :

- Jusqu'à 100 °C : simple dilatation (coefficient de dilatation du béton :  $1.10^{-5}$ ).
- A partir de 100 °C : l'eau s'évapore des pores.
- De 150 à 180 °C : l'eau d'hydratation de l'hydroxyde de calcium est libérée.

La pâte de ciment durcie se contracte, et les granulats se dilatent.

- A partir de 400 à 500 °C : l'hydroxyde de calcium se décompose selon la réaction :



La vapeur d'eau peut engendrer un phénomène d'écaillage local.

- Vers 570 °C : changement de phase spontané du quartz.
- Vers 700 °C : les phases d'hydrate de silicate de calcium se décomposent.

-Aux environs de 800 °C : la neutralisation du calcaire (granulats) s'amorce selon la réaction :



- De 1 150 à 1 200 °C : le béton commence à fondre (la pâte de ciment d'abord, les granulats ensuite).
- Au-dessus de 1 300 à 1 400 °C : le béton se présente sous forme de masse fondue.

❖ Transformation microstructurales

Une perte de masse :

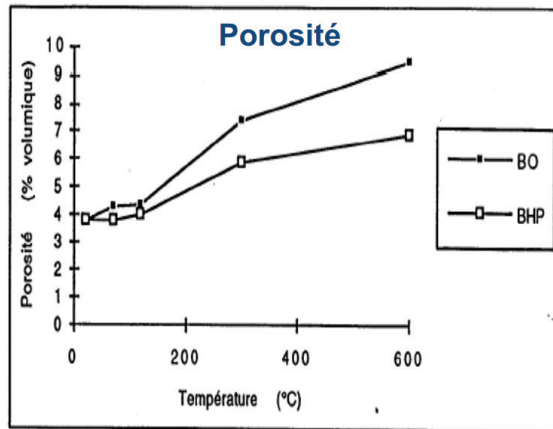


Figure I.8 Evolution de la porosité en fonction de la température (Noumowé 1995)

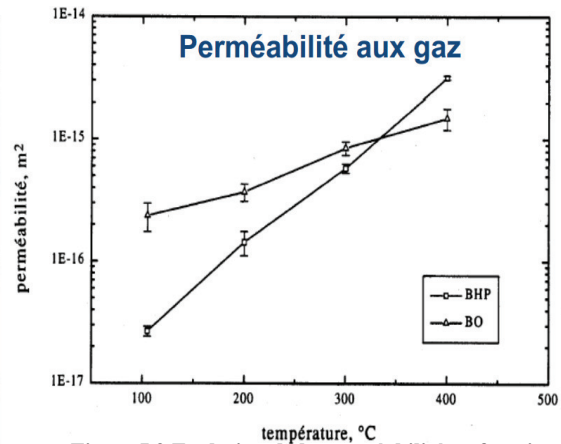


Figure I.9 Evolution de la perméabilité en fonction de la température (Tsimbrovska 1998)

B.O :  $R_c=38$  MPa ; B.H.P :  $R_c=61$  MPa.

Evolution des granulats :

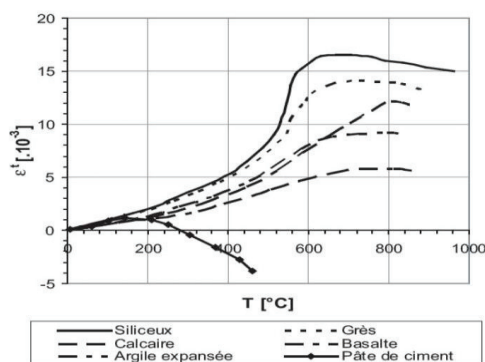


Figure I.10 Incompatibilité des déformations des granulats et de la pâte de ciment (Plasta 1984)

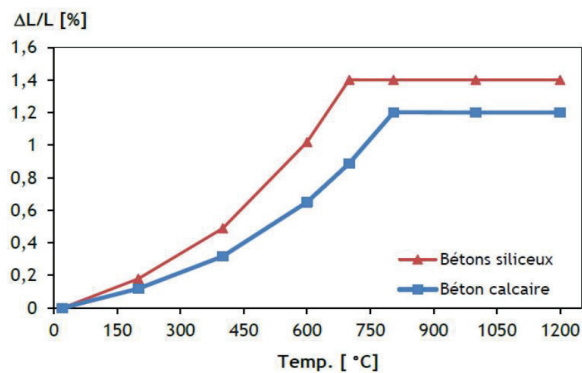


Figure I.11 Evolution de la Dilatation thermiques des bétons en fonction de la température (NF EN 1992-1-2)

❖ Evolution des propriétés mécanique de béton

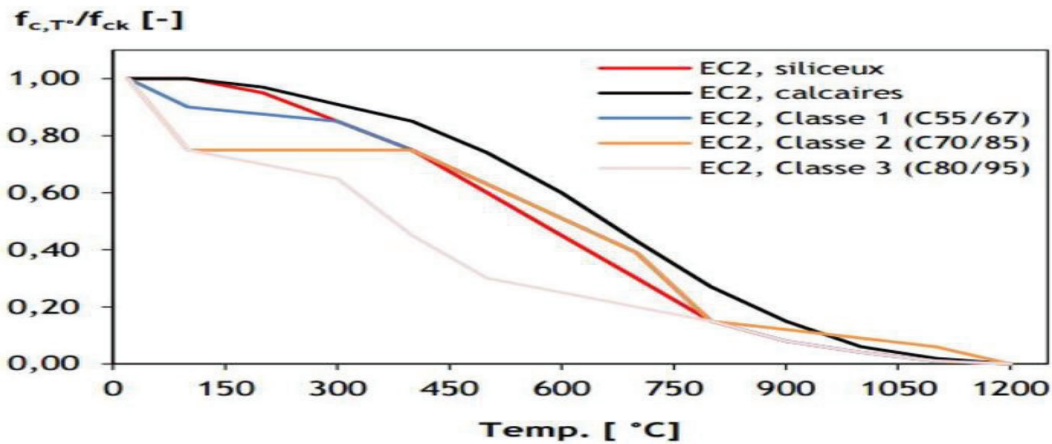


Figure I.12 L'évolution de la force de compression selon la nature des granulats et le type de béton. (NF EN 1992-1-2, 2004)

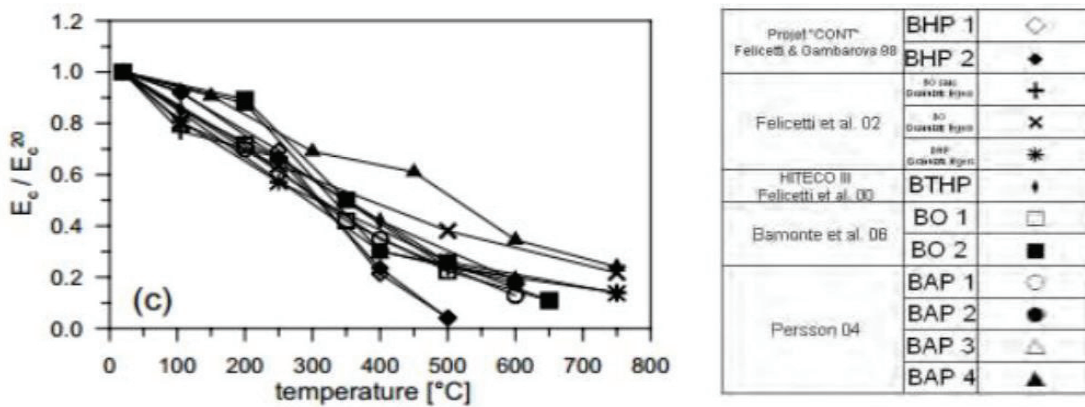


Figure I.13 Diminution du module d'élasticité avec l'augmentation de la température avec les différents types de béton (Bamonte et Felicetti, 2007)

### I.5.LES DESORDRES DE L'OUVRAGE

Selon la durée de l'incendie les dégâts apparents sur un élément en béton prendront successivement les aspects suivants :

- ✓ un **écaillage et l'éclatement superficiel** de profondeur centimétrique se propageant plus ou moins profondément jusqu'aux armatures
- ✓ une **chute des caractéristiques mécaniques** des armatures de surface, leur dilatation et ses conséquences :
  - perte d'adhérence
  - éclatement du béton d'enrobage
- ✓ une **décohésion généralisée du béton** et la ruine totale de l'ouvrage.

Classe de désordres	0	1	2	3	4
Vue en élévation d'une poutre sous dalle					
Coupe					
Désordres observés	Aucun. Etat de référence de béton sain	Dépôts de suies, coloration, traces de microfissures non orientées (faiçonnage)	Écaillage superficiel (0 à 10 mm) (figures 1 et 2). Fissures nettes et orientées (> 0,5 mm)	Disparition du béton d'enrobage. (fig. 3). Les armatures sont visibles. Le béton sous-jacent est légèrement feuilleté.	Les armatures sont totalement dégagées et présentent des déformations plastiques. Une forte épaisseur de béton a disparu ou est feuilletée et a perdu sa cohésion (figure 4)

Figure I.14 Désordres de l'ouvrage

### I.6.THEORIES EXPLIQUENT LE PHENOMENE D'ECAILLAGE ET L'ECLATEMENT

Deux principales théories expliquent le phénomène d'écaillage et l'éclatement de béton :

- Hypothèse thermo-hydrique :
  - Au début de feu ; le milieu poreux presque saturé et la migration de vapeur vers la région de pression.
  - accumulation de vapeur d'eau condensée.
  - la vapeur ne peut pas passer la couche saturée et composition de zone sèche
  - écaillage dû à une pression interstitielle importante et à une pression thermique

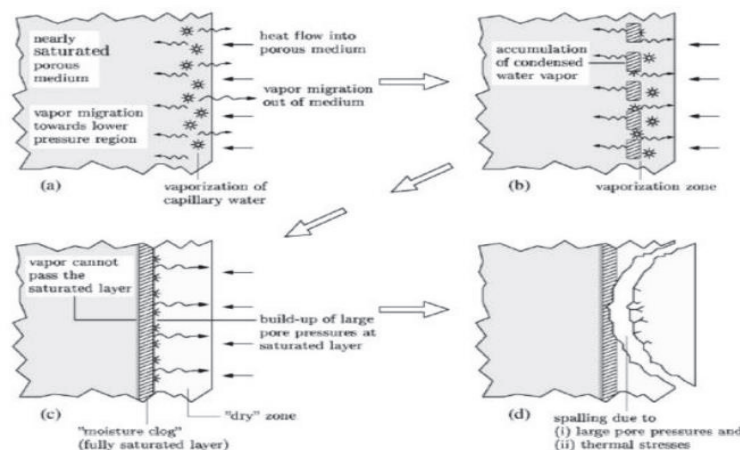


Figure I.15 Explication d'hypothèse thermo-hydrique (Zeiml et coll, 2006)

▪ Hypothèse thermo-mécanique :

La présence d'un gradient thermique conduit à un empêchement de dilatation partiel, générateur de contraintes mécaniques internes.

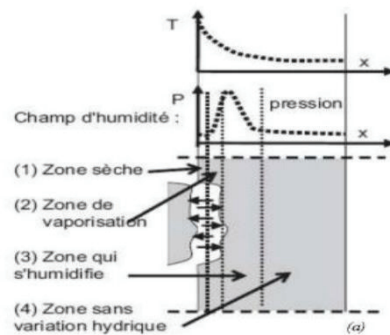
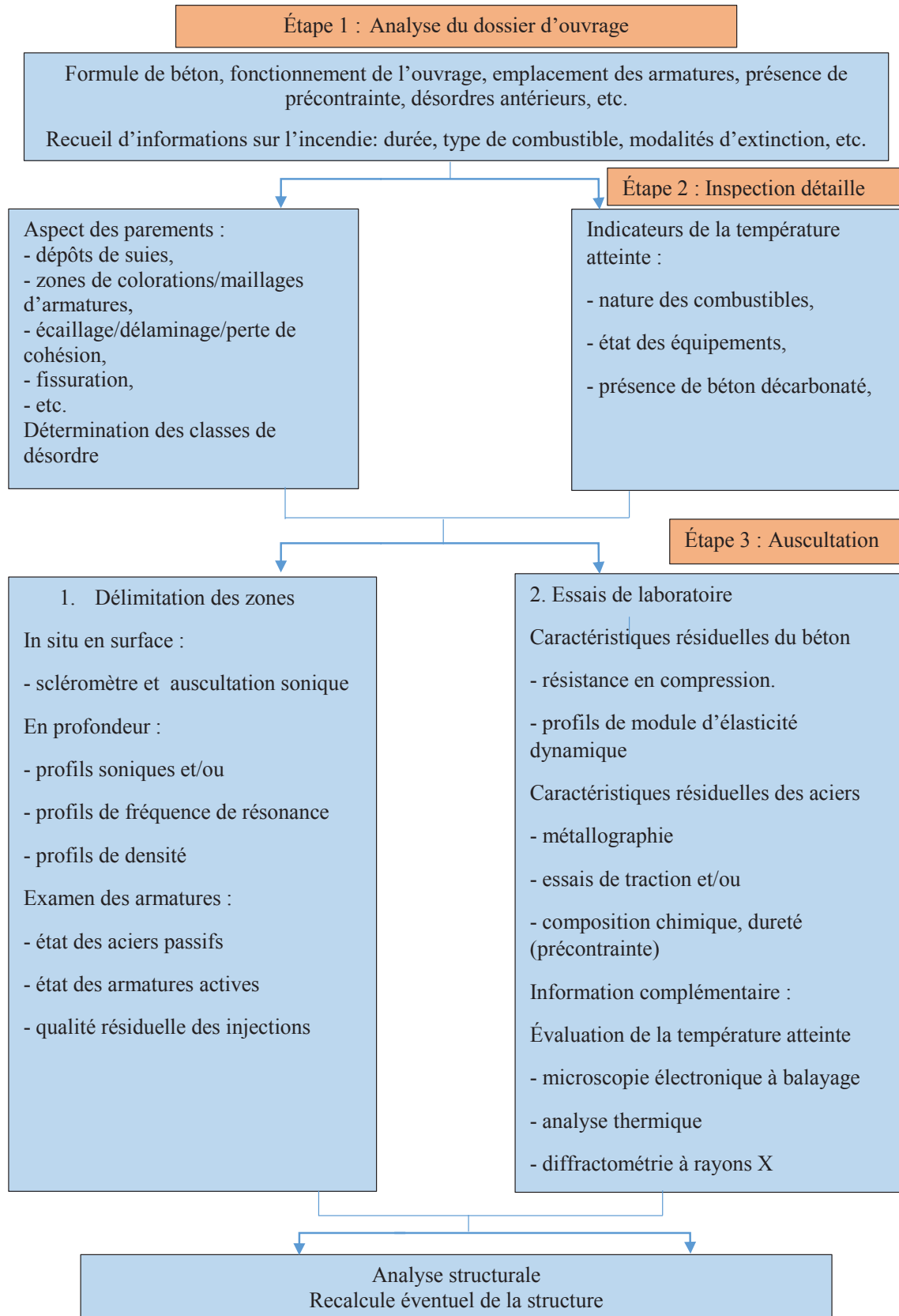


Figure I.16 Explication d'hypothèse thermo-mécanique (Anderberg, 1997)

### I.7.INTERVENTION APRES L'INCENDIE



**I.8.CONCLUSION**

En cas d'incendie, le béton subit :

Une évolution physico-chimique (changement des phases, mouvements d'eau)

Une évolution microstructurale (augmentation de la porosité et de la perméabilité)

Une évolution des propriétés mécaniques (diminution)

La dégradation du béton se caractérise par :

Le détachement d'écailles

L'éclatement d'éléments de structure

L'acier subit :

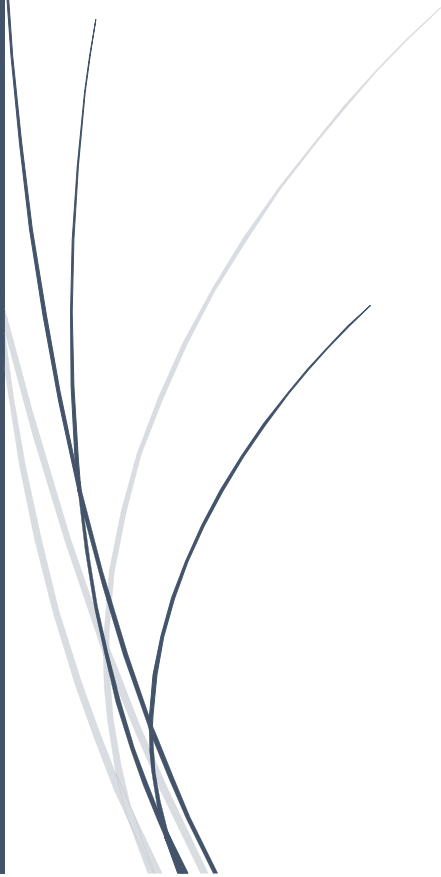
Une chute des caractéristiques mécaniques des armatures de surface, leur dilatation

Perte d'adhérence



**CHAPITRE 02 :**

# **DESCRIPTION DE PROJET**



## II.1.INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir un service d'utilisateurs. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement. Et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments, de son environnement, influents sur sa conception. Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

## II.2.PRESENTATION DU PROJET

Ce mémoire de projet de fin d'études consiste à faire une conception et étude d'un viaduc V40 du PK80+309.79 de la liaison autoroutière reliant le port relies port DJEN-DJEN "W. Jijel" à l'autoroute EST-OUEST au niveau de la ville de "El-Eulma", Cet ouvrage permettra de franchir oued Debab.

### II.2.1.Situation de projet

L'ouvrage est situé à la commune de « Dehamcha » (loin d'environ 6 km) ; la daïra de « béli Aziz » (loin d'environ 10 km), l'axe de l'ouvrage est parallèle à l'axe de la RN-77.

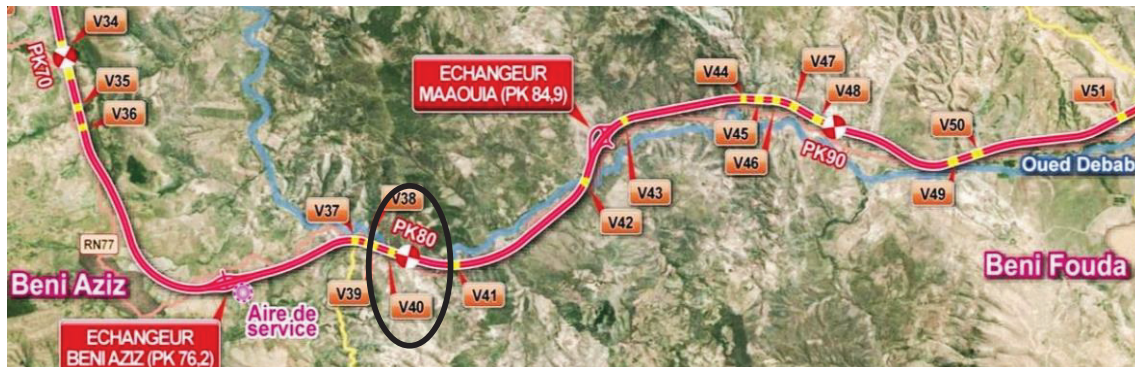


Figure II.1 La situation de l'ouvrage sur le tronçon de linéaire d'environ 30 Km.

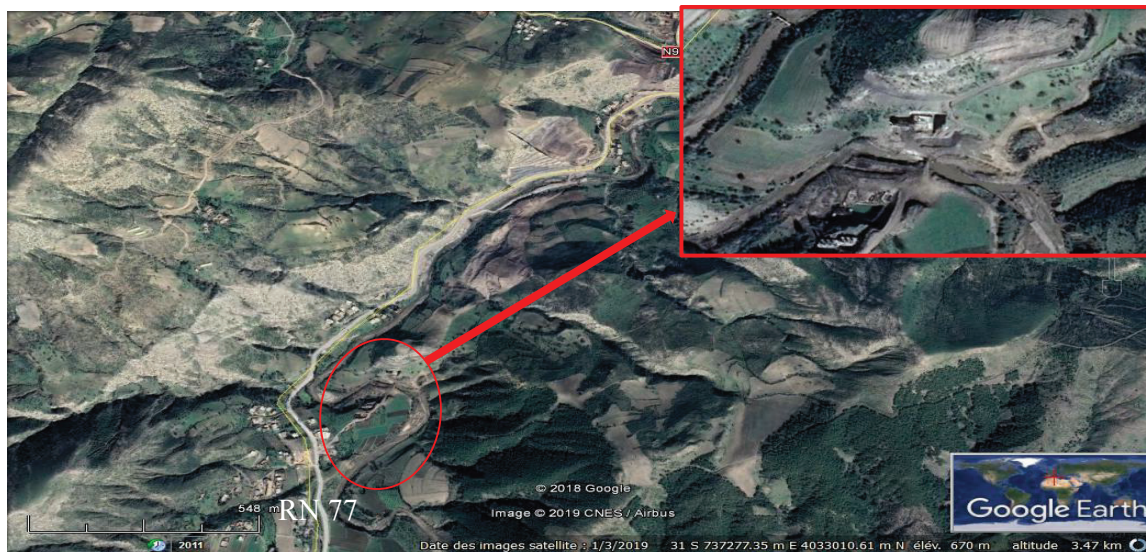


Figure II.2 Plan de situation.

### II.2.2. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

#### Viaduc Droite

Longueur : 176.05 m du PK 80 + 309.79 au PK 80+485.84.

Largeur de tablier : 13.25 m.

La largeur de la chaussée : 12 m.

#### Viaduc Gauche

Longueur : 176.05 m du PK 80+319.79 au PK 80+495.84.

Largeur de tablier : 13.25 m.

La largeur de la chaussée : 12 m.

## II.3. LES DONNEES DU PROJET

### II.3.1. Données fonctionnelles

#### II.3.1.1. Tracé en plan

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

#### Viaduc droite dans le sens Jijel\_El-Eulma :

Droit du PK 80+309.79 au PK 80+348.49 (L=38.70m).

Courbe du PK 80+348.49 au PK 80+485.84 (R=R<sub>hd</sub>=2250m).

#### Viaduc gauche dans le sens El-Eulma\_Jijel :

Droit du PK 80+319.79 au PK 80+348.49 (L=28.70m).

Courbe du PK 80+348.489 au PK 80+495.84 (R=R<sub>hd</sub>=2250m).

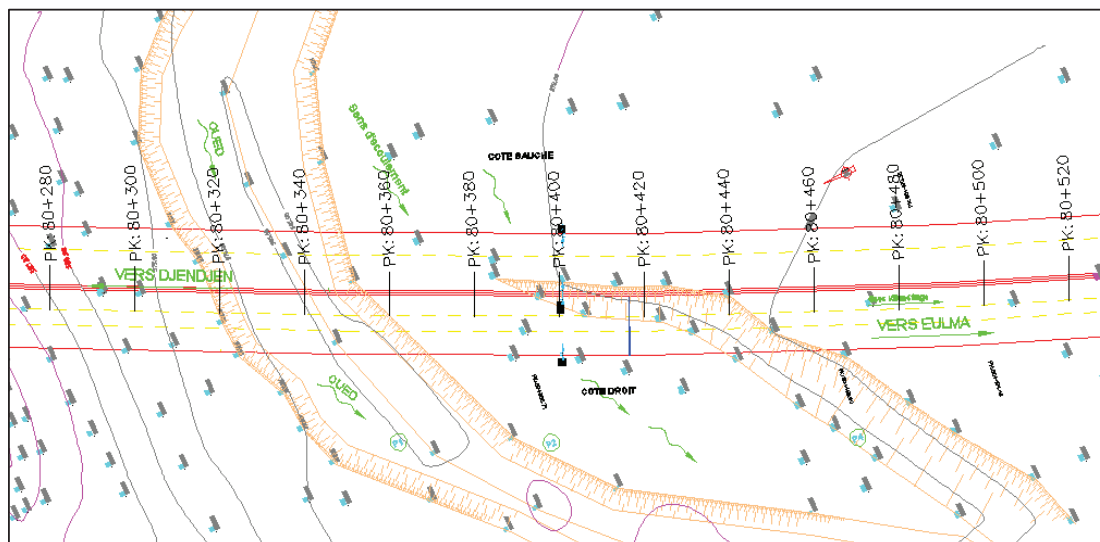


Figure II.3 Le tracé en plan.

### II.3.1.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles

Pour notre ouvrage présente : un arc de rayon 5400 m qui présente une longueur  $L = 176.05$  m.

Le gabarit de l'ouvrage n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles.

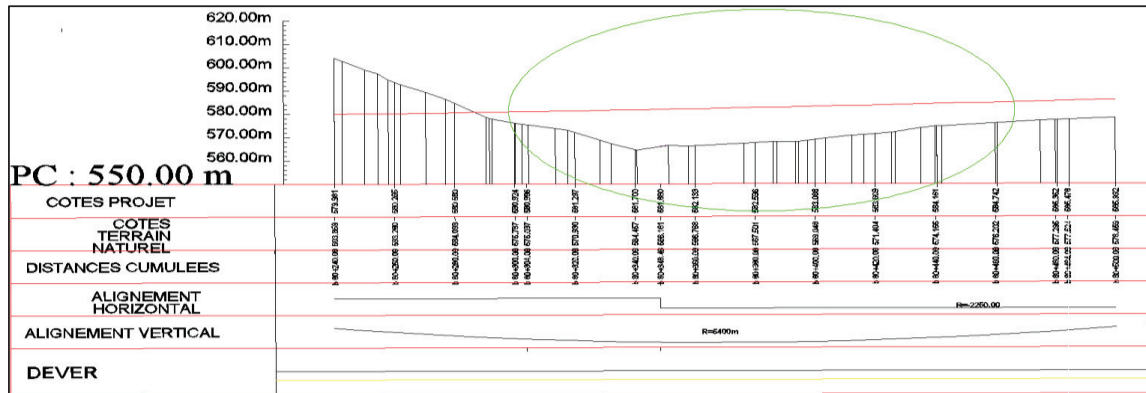


Figure II.4 Profil en long.

### II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal. Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Nombre de voies de circulation : 3 voies (2×3vois).
- Largeur de la chaussée : 12m.
- Largeur de trottoir = 0.5m côté droit 0.75m côté gauche.
- La largeur totale du pont : 13.25m.
- Couche de revêtement : 8 cm.
- Dévers : 2.5%.

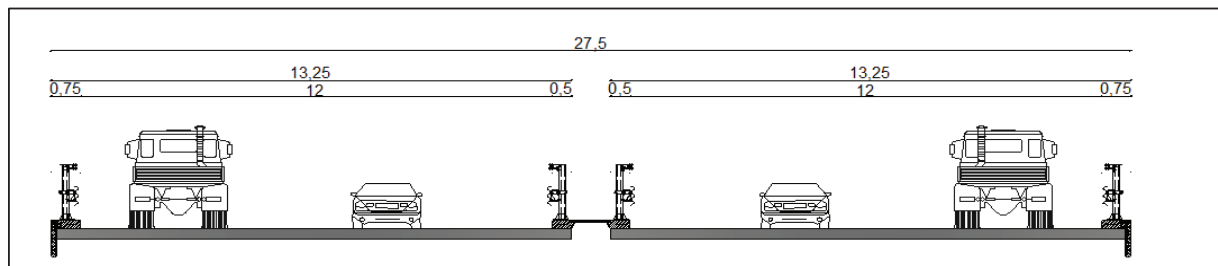


Figure II.5 Profil en travers.

## II.3.2. Données naturelles

### II.3.2.1. Données relatives à l'obstacle franchi

- L'obstacle à franchir est un oued Debab.
- L'altitude de point inférieur de cet oued est 564.58 m.
- L'altitude de niveau de PHE = 573 m.

### II.3.2.2. Les données sismologiques

D'après le RPOA 2008, le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité et la wilaya de Sétif est classée dans la zone sismique (IIa) (sismicité moyenne).

### II.3.2.3. Les données géotechniques

#### ❖ Intervention de site

Le programme d'investigation a été organisé par le personnel technique de SAPTA, il s'agit le programme suivant :

- Le forage de trois (03) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts à semi remaniés. La profondeur atteinte par ces sondages est de 25 ml de profondeur.
- Trois forages pressiométriques de 25 ml, avec un pas d'essai de chaque 2 ml.
- le battage de six essais SPT (Standard Pénétration Test) (un essai chaque 3 m) pose et relève piézométrique.
- Des essais au laboratoire.

#### ❖ Résultats

La lithologie de terrain :

Le SC01 :

- 0.0 m - 2.5 m : le limon argileux graveleux beige a brunâtre.
- 2.5 m - 25 m : marne mi-dures grise a noirâtre riche en diaclase.

Le SC02 :

- 0.0 m -3.0 m : le limon argileux graveleux beige a brunâtre.
- 3.0 m – 25 m : marne mi-dures grise a noirâtre riche en diaclase.

Le SC03 :

- 0.0 m– 2.8 m : remblai.
- 2.8 m – 6.0 m : le limon argileux graveleux beige a brunâtre.
- 6.0 m – 25 m : marne mi-dures grise a noirâtre riche en diaclase.

#### ❖ Essais en laboratoire

Des essais d'identification physiques, mécaniques et chimiques ont été programmés pour des carottes et des échantillons prélevés après la réalisation des sondages carottés comme suit:

Echantillon de nature limon argileux:

- Densité, Teneur en eau
- Granulométrie, Limites d'Atterberg - Analyses chimiques sommaires

Echantillon de nature rocheuse :

- Densités.
- Essais de Résistances à la compression simple et à la traction.
- Analyses chimiques.

### Granulométrie

Les échantillons de nature limon argileux montrent une granulométrie de classe **H** (argile limoneuse) à Sable Limoneux (SL).

### Limite Atterberg :

Les sols de nature limon argileux sont attribués à la classe des limons peu plastiques selon le diagramme de Casagrande.

### Les caractéristiques d'état :

Les limons argileux sont moyennement humides, moyennement denses, très proche de la saturation.

La roche marneuse est très dense.

### Les caractéristiques mécaniques :

Des essais de  $R_c$  (résistance à la compression) et de  $R_t$  (résistance à la traction) sont réalisés ; On a déterminé que la classe de  $R_c$  est de  $R_{c4}$  (résistance à compression moyenne) et  $R_t$  est de classe  $R_{t4}$  (résistance à traction moyenne), les paramètres mécaniques à prendre pour les calculs sont :

$$42 \text{ bars} < C_u < 63 \text{ bars} \quad ; \quad \varphi = 30^\circ$$

### Classification des sites à l'aide des résultats pressiométriques :

Les sols de fondation sont classés dans la catégorie **S1**.

### Analyse chimique :

Dans toutes les formations rencontrées n'ont pas relevé la présence de sulfate.

#### **II.3.2.4. Le climat de la région**

Un climat tempéré chaud est présent à Beni Aziz. La pluie dans Beni Aziz tombe surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été. Sur l'année, la température moyenne à Beni Aziz est de 13.9 °C. La précipitation annuelle moyenne est de 76mm.

La variation des précipitations entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 124mm. La température moyenne au cours de l'année varie de 16.4 °C. Avec une température moyenne de 22.7 °C, le mois d'Aout est le plus chaud de l'année. Au mois de Janvier, la température moyenne est de 6.3 °C. Janvier est de ce fait le mois le plus froid de l'année.

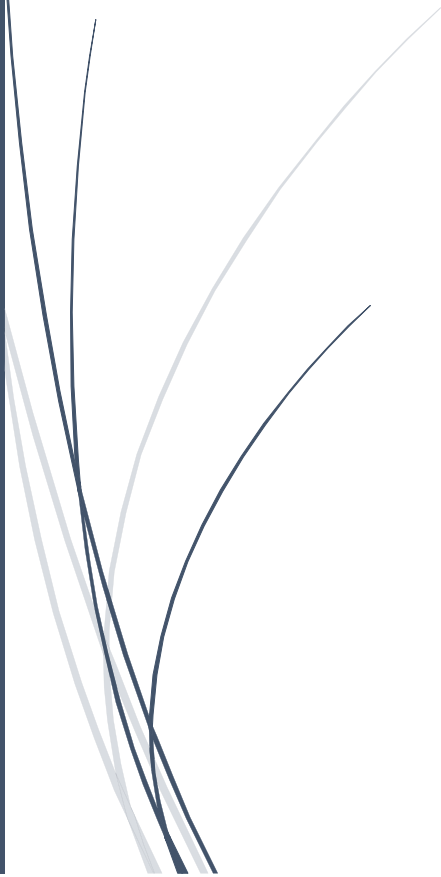
#### **II.4.CONCLUSION**

Au terme de ce chapitre, on a pu identifier les caractéristiques de l'ouvrage et les contraintes géotechniques qu'on peut affronter dans notre étude.



**CHAPITRE 03 :**

# **CONCEPTION GENERALE**



### III.1.INTRODUCTION

L'objectif est de déterminer, du point de vue technique et économique, le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes. Pour cela, il faut connaître cet ensemble de contraintes et conditions pour pouvoir envisager des solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleure solution techniquement et économiquement.

### III.2.CONCEPTION GENERALE

Au stade de la conception du pont, trois variantes seront proposées et prédimensionnées, par une analyse multicritère qualitatif, et en fin une seule variante sera retenue pour une étude plus détaillée.

#### III.2.1.VARIANTE 01 : PONT A POUTRES PRECONTRAINTE POST TENSION

Le pont à poutre précontrainte de type VIPP (viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontrainte par post tension) est la solution la plus simple et la plus fréquente car il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Les poutres sont les plus souvent parallèles et équidistantes, elles comportent une large table de compression formant la membrure supérieure et de talon, reliées entre ces deux derniers par l'âme de faible épaisseur, et la portée peut étendre jusqu'à 50 mètres.

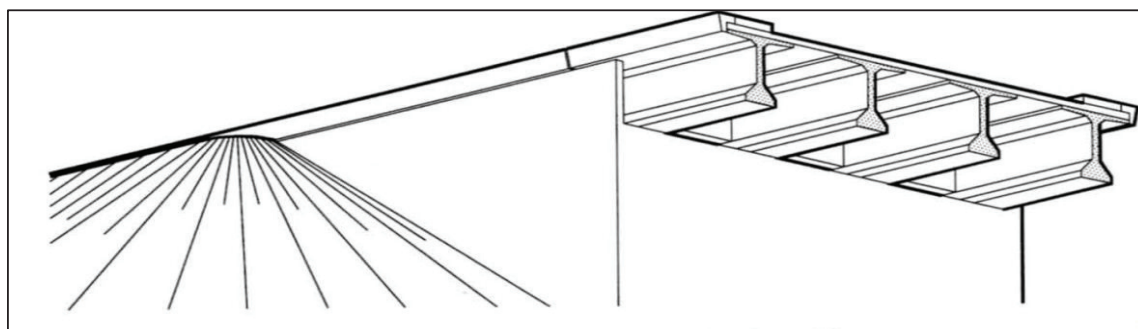


Figure III.1 Morphologie générale de tablier

#### III.2.1.1.La conception plane

L'adaptation à la courbure en plan :

Dans le souci de faciliter d'exécution, on a choisi cette disposition. Les poutres sont placées suivant une ligne polygonale dont chaque travée forme un côté. La courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord de l'hourdis en encorbellement des poutres de rives.

Le rayon de courbure est limité inférieurement par la flèche maximale admissible de 25 et 30cm pour des travées de 30-40m ( $f=L^2/8R$ ). Les lignes d'appuis de deux travées adjacentes ne sont pas parallèles font un angle  $\alpha=L/R$ , la jonction entre les deux travées est effectuée par l'hourdis ou dalle de continuité est variable.

On a fixé la longueur de traves à 35m.

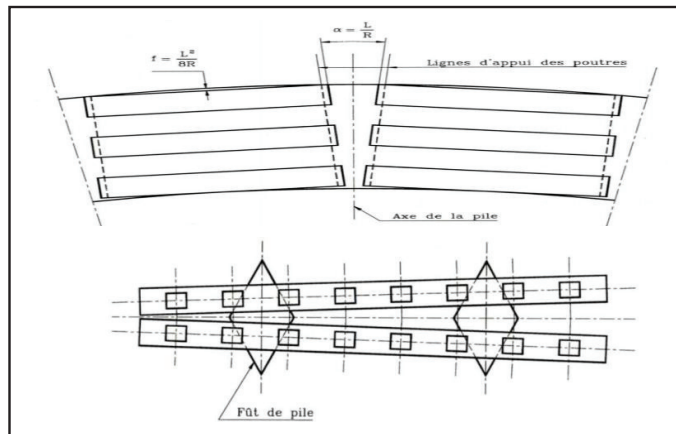


Figure III.2 Conception plane de pont à poutres.

Donc :

$$f = L^2/8R = 35^2/(8 \times 2250) = 0.068 \text{ m} = 6.8 \text{ cm} \text{ et : } \alpha = L/R = 35/2250 = 0.0155 \rightarrow \alpha = 0.883^\circ$$

Donc les conditions sont satisfaites.

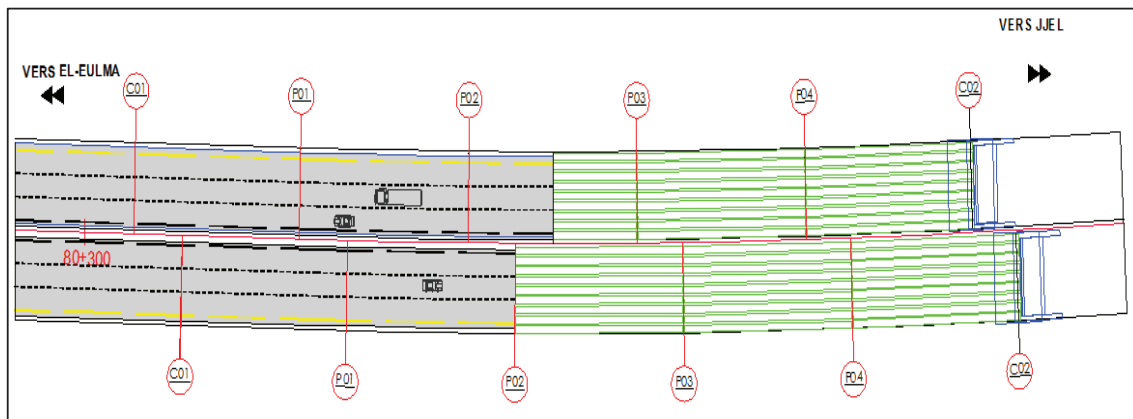


Figure III.3 Conception plane de l'ouvrage.

### III.2.1.2. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont à 5 travées de m de longueur totale de pont égale à 176.05 m.

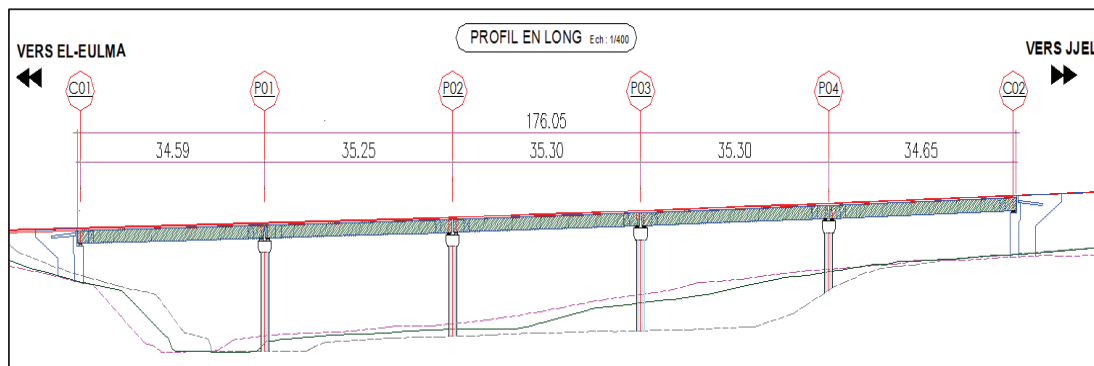


Figure III.4 Conception longitudinale.

III.2.1.3. La conception de section transversale

Tableau III.1 La conception de section transversale.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
L'entraxe entre les poutres	$0.9 \text{ m} \leq d \leq 1.5 \text{ m}$	$D = 1.5 \text{ m}$
Nombre des poutres	$N = \frac{13.25}{1.5} = 8.83$	$N = 9 \text{ poutres}$
La hauteur de la poutre	$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16}$	$h = 1.75 \text{ m}$
La largeur de la table	Pour évite le risque de déversement ( $b \geq 1.05$ )	$b = 1.10 \text{ m}$
L'épaisseur de la table	$12 \text{ cm} \leq e_t \leq 15 \text{ cm}$	$e_t = 12 \text{ cm}$
La largeur de talon	$0.6 \text{ m} \leq b_{\text{talon}} \leq 0.9 \text{ m}$	$b_{\text{talon}} = 0.6 \text{ m}$
L'épaisseur de l'âme	Mi-travée : $Ea \geq 14 + \phi$ (cm) avec : $\phi = 8 \text{ cm}$	$Ea = 25 \text{ cm.}$
	Section d'about	$Ea = 60 \text{ cm.}$
L'épaisseur de talon	$10 \text{ cm} \leq e_{\text{talon}} \leq 20 \text{ cm}$	$e_{\text{talon}} = 20 \text{ cm}$
Epaisseur de l'hourdis	$20 \text{ cm} \leq e_{\text{hourdis}} \leq 30 \text{ cm}$	$e_{\text{hourdis}} = 25 \text{ cm}$

➤ Les goussets :

La table de compression :

$1/10 \leq \alpha_1 \leq 1/15 \rightarrow \alpha_1 = 1/10$

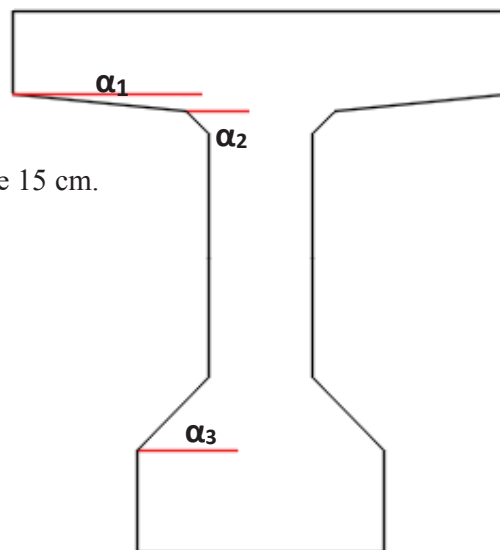
La variation de l'épaisseur est majorée en 5 cm.

$\alpha_2$  : est sensiblement égale à  $45^\circ$

La variation de l'épaisseur est majorée environ de 15 cm.

Le talon :

L'angle  $\alpha_3$  est égal à  $45^\circ$ .



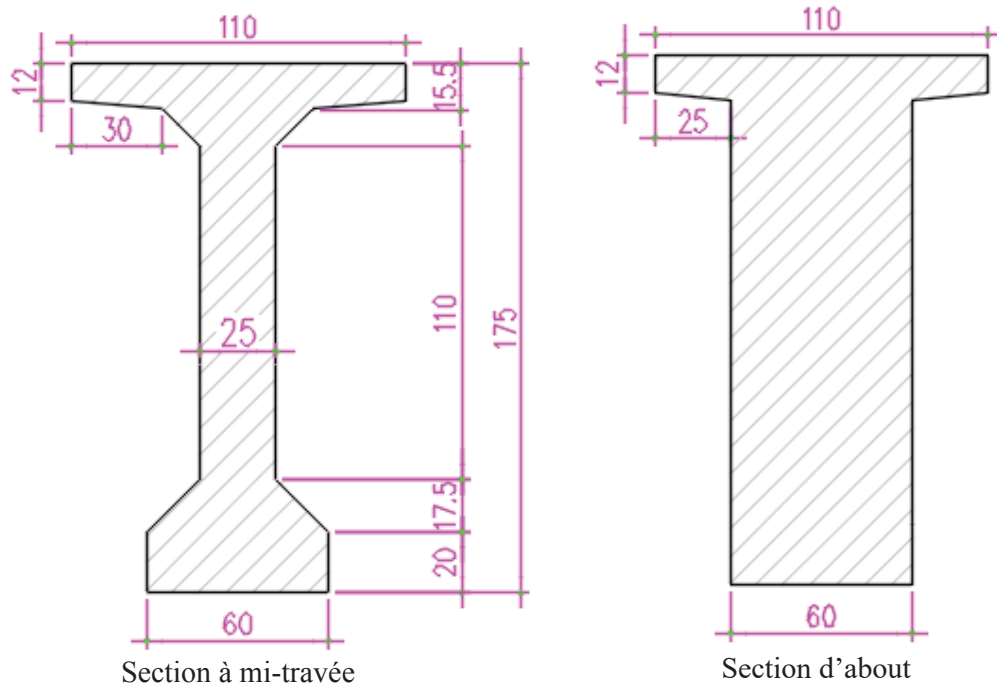


Figure III.5 Les sections de la poutre.

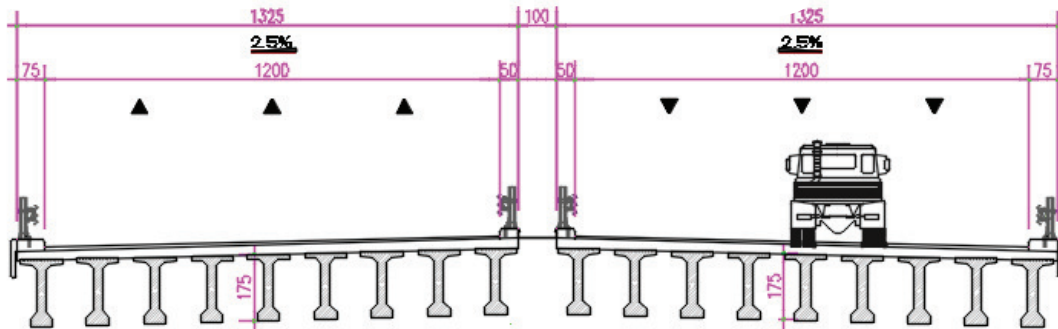


Figure III.6 La disposition des poutres à mi-travée V1.

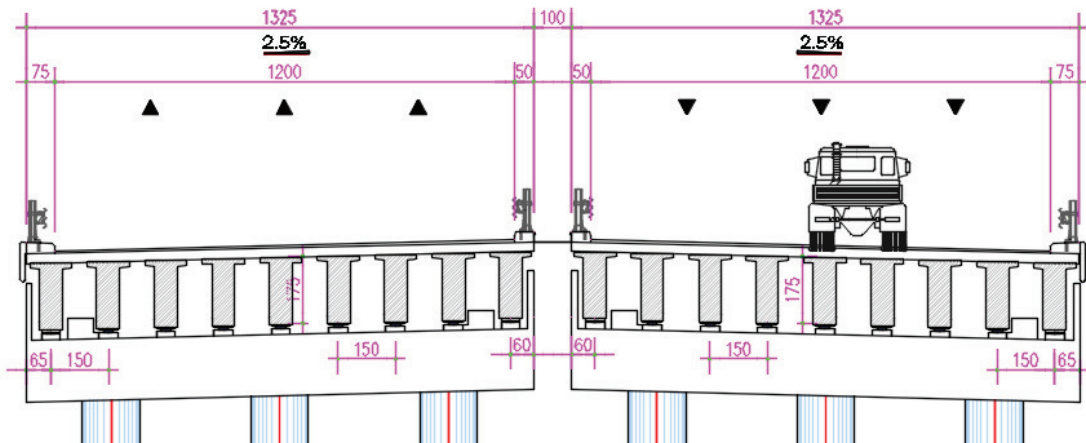


Figure III.7 La disposition des poutres sur la pile V1.

#### III.2.2.VARIANTE 02 : PONT VOUSOIR DU TABLIER A HAUTEUR CONSTANTE

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudage au sol, en opérant par tronçon successif dénommés voussoir étant construit encorbellement. Après l'exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mise en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents.

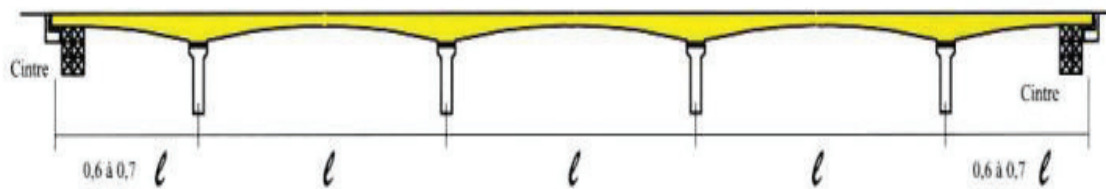
Au-delà de 65/70m, Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable décroissante de piles vers la clef.

##### III.2.2.1. Conception longitudinale

###### III.2.2.1.1.Cas d'un ouvrage compose d'un fléau identique

Lorsque le porté est inférieur à 65m ; le tablier le plus économique est de hauteur constante. Donc, la répartition longitudinale des portés sera :

$$0.6 \times l + l + l + l + 0.6 \times l = 24 + 40 + 40 + 40 + 30 = 172 \text{ m.}$$



###### III.2.2.1.2.Le découpage de voussoir

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place, les deux critères de choix sont : le temps de bétonnage et la réduction du nombre de voussoir, on distingue :

Voussoir Sur la Pile (V.S.P) :

Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, on prend :  $l_{vsp} = 4\text{m}$ .

Voussoir Sur la clef (V.S.C) :

Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, varie de 1.5 à 3 m. donc on prend :  $l_{vsc} = 2 \text{ m}$ .

Voussoir courant (V.C) :

La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2.50 à 4 m, donc on prend :  $l_{vc} = 3.4 \text{ m}$ .

###### III.2.2.1.3.Nombre des voussoirs

On utilise les découpages précédent et on trouve 51 voussoirs.

- Voussoir Sur la Pile (V.S.P) : 04.
- Voussoir Sur la clef (V.S.C) : 05.
- Voussoir courant (V.C) : 42.

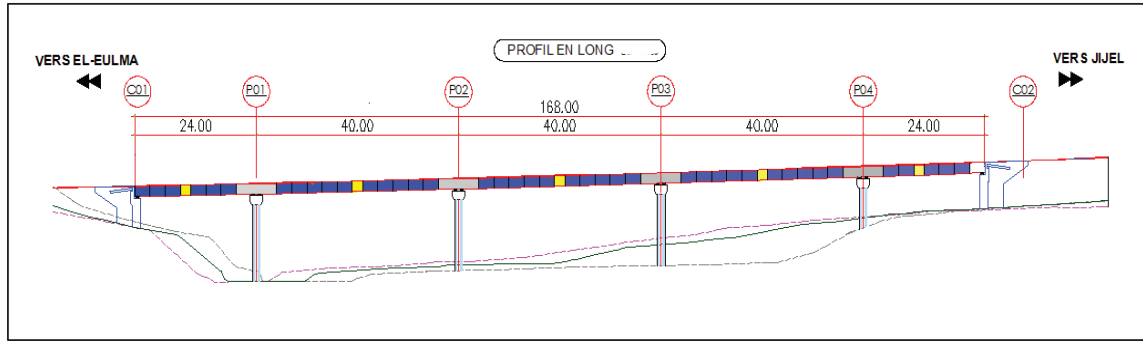


Figure III.8 Profil en long V2.

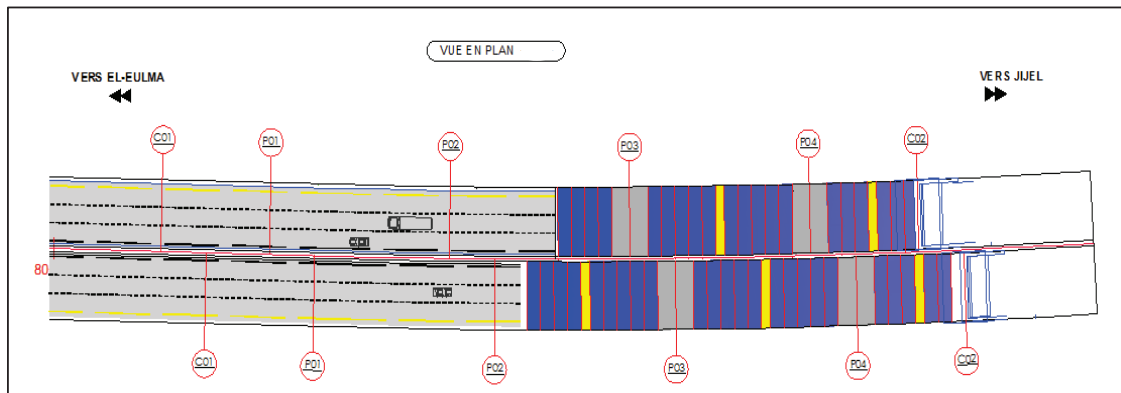


Figure III.9 La vue en plan V2.

### III.2.2.2. Conception transversale

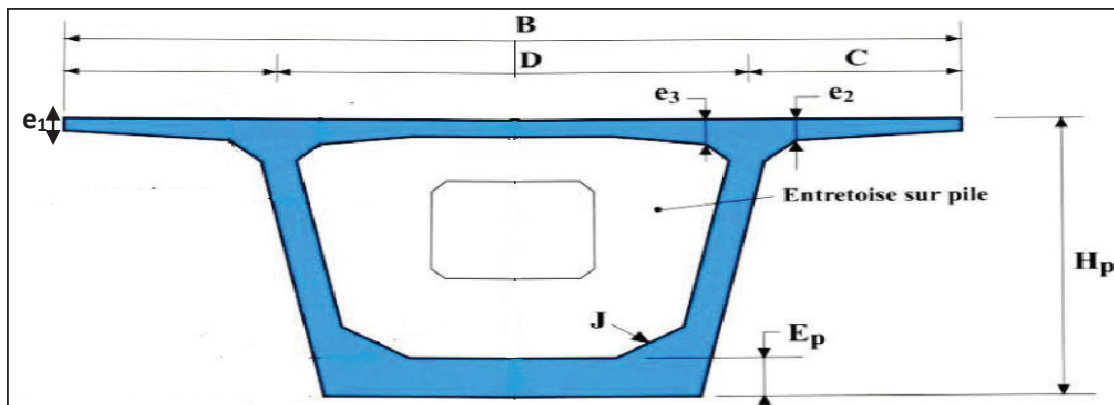


Figure III.10 Les dimensions de voussoir.

- L'élanement de tablier :

$$L/25 \leq H_p \leq L/20 ; 1.6 \text{ m} \leq H_p \leq 2 \text{ m} \rightarrow H_p = 1.8 \text{ m.}$$

- La largeur de l'hourdis supérieur :

$$C = B/4 = 13.25/4 = 3.3125 \text{ m.}$$

$$D = B/2 = 6.625 \text{ m.}$$

- **L'épaisseur de l'âme :**

$$E_a \geq 26 + L/5 = 34 \rightarrow E_a = 40 \text{ cm.}$$

- **L'épaisseur de l'hourdis inférieur :**

$$E_{inf} \geq \max(18 ; 3 \times \phi ; E_a/3) = \max(18 ; 24 ; 13.3) = 24 \text{ cm} \rightarrow E_{inf} = 25 \text{ cm.}$$

- **L'épaisseur de l'hourdis supérieur :**

$$25 \text{ cm} \geq e_1 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow e_1 = 20 \text{ cm.}$$

$$e_3 \geq D/25 ; e_3 \geq 0.265 \text{ cm} \rightarrow e_3 = 30 \text{ cm.}$$

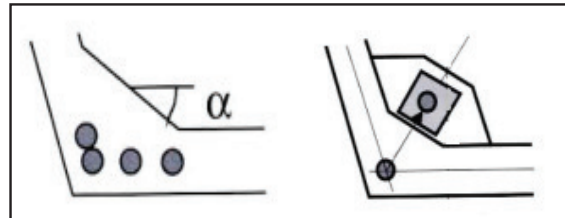
$$D'/5 \geq e_2 \geq D'/7 \text{ cm} ; D' = C - E_a/2 = 3.1125 \text{ m.}$$

$$62,25 \text{ cm} \geq e_2 \geq 44,46 \text{ cm} \rightarrow e_2 = 45 \text{ cm.}$$

- **Les goussets :**

Goussets inférieurs :

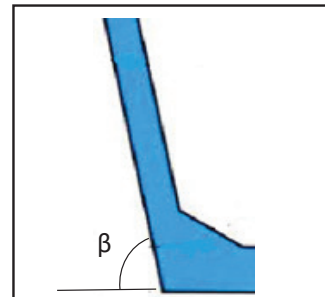
$\alpha$  varie entre  $40^\circ$  à  $45^\circ$  pour favoriser l'écoulement de béton et éviter le nid de cailloux ou de défaut de bétonnage



On choisit  $\alpha = 45^\circ$  avec la majoration de l'épaisseur est d'environ de 35 cm.

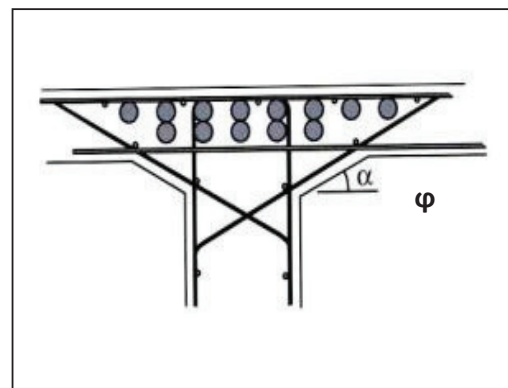
L'inclinaison de l'âme :

L'âme est inclinée (1/10) par rapport au vertical ; C.-à-d. :  $\beta = 80^\circ$



Goussets supérieurs :

Pour conclure, il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle  $\phi$  compris entre  $30^\circ$  et  $45^\circ$  pour faciliter le bétonnage. Par contre, leur contour extérieur est assez souvent circulaire, pour des raisons purement esthétiques. Avec majoration de l'épaisseur est 35cm.



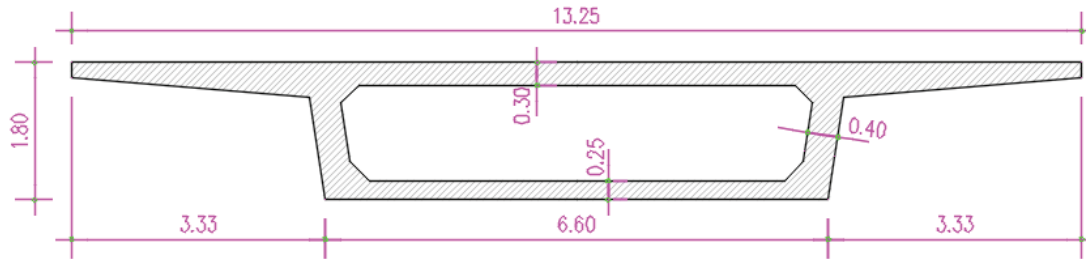


Figure III.11 Les dimensions de voussoir courant.

### III.2.3.VARIANTE 03 : PONT MIXTE BIPOUTRES (POUTRES EN ACIER ET LA DALLE EN BETON)

L'évolution des caractéristiques mécaniques de l'acier, la résistance et la limite élastique ont permis de réaliser des ouvrages légers de grandes portées, pour les travées indépendantes, la longueur maximale conseillée est 80m et la largeur de tablier ne dépasse pas 14 m.

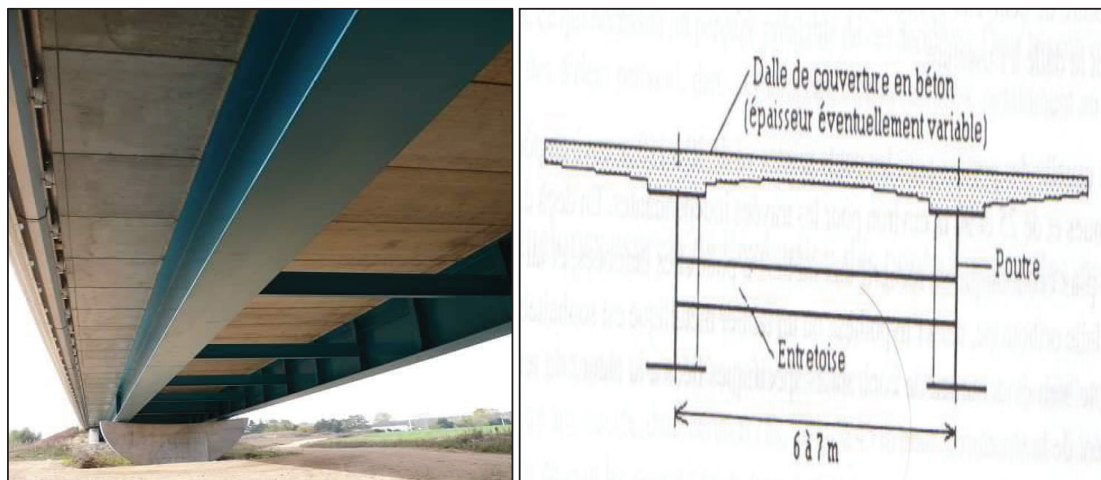
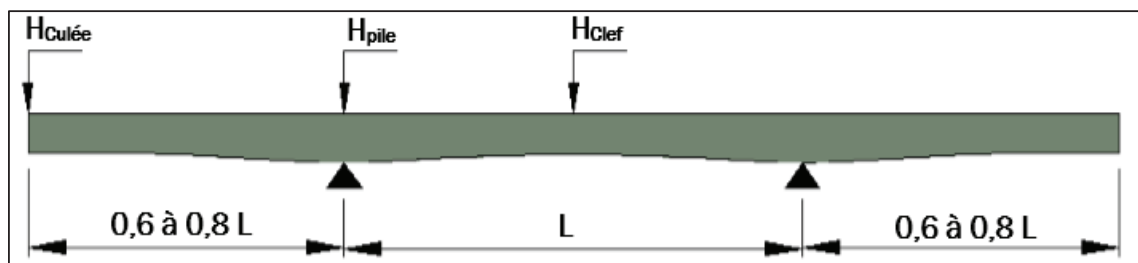


Figure III.11 Vue transversale des éléments du tablier bipoutres.

#### III.2.3.1.Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de deux travées principales de 50 m de longueur et deux travées de rives de 37.5 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 175 m.



III.2.3.2. Conception transversale

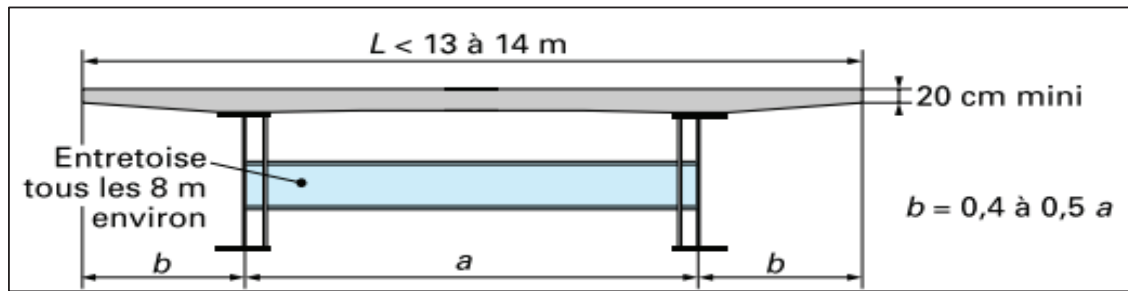
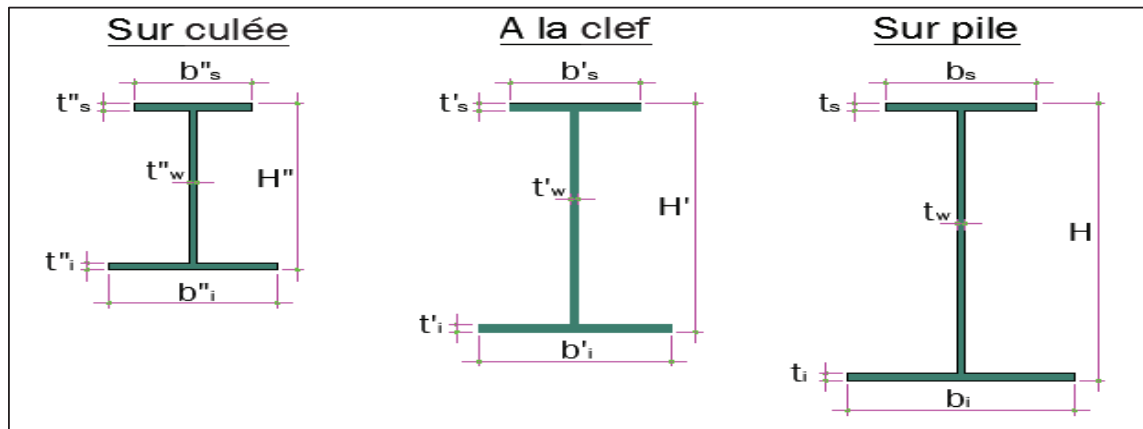


Figure III.12 Les dimensions de tablier V3.

$$L = 13.25 \text{ m} \rightarrow a+2b = 13.25 \text{ m}$$

$$\rightarrow a = 7 \text{ m et } b = 2.625 \text{ m}$$



- L'élancement de la poutre :

Sur pile :  $H = L/25 = 50/25 = 2 \text{ m}$ .

Sur culée :  $L/60 \leq H'' \leq L/50 \rightarrow 0.83 \text{ m} \leq H'' \leq 1 \text{ m} \rightarrow H'' = 0.9 \text{ m}$ .

A la clé des travées :  $L/50 \leq H' \leq L/40 \rightarrow 1 \text{ m} \leq H' \leq 1.25 \text{ m} \rightarrow H' = 1.1 \text{ m}$ .

- La semelle :

La largeur de la semelle inférieure est variée entre 400 mm à 1000 mm :

Donc : on pose  $b_s = b'_s = b''_s = 800 \text{ mm}$

- La largeur de la semelle supérieure est variée entre 500 mm à 1200 mm.

Donc : on pose  $b_i = b'_i = b''_i = 1000 \text{ mm}$ .

La variation de l'épaisseur est fixé de 20mm a 150mm et on pose que les épaisseurs des différentes sections sont les même (pas de Variation d'épaisseur dans les semelles).

On prend  $t = 60 \text{ mm}$ .

- L'âme :

$$t_w \geq 0.005 \times H_w \text{ avec : } H_w = H - \frac{t_i + t_s}{2} = 2000 - 65 = 1935 \text{ mm}$$

$$t_w \geq 0.005 \times 1935 = 9.675 \text{ mm}$$

La condition minimale :  $t_w \geq 12 \text{ mm} \rightarrow$  donc on prend  $t_w = 30 \text{ mm}$ .

- L'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est varié de 20 cm à 25 cm :  $E_{dalle} = 25 \text{ cm}$ .

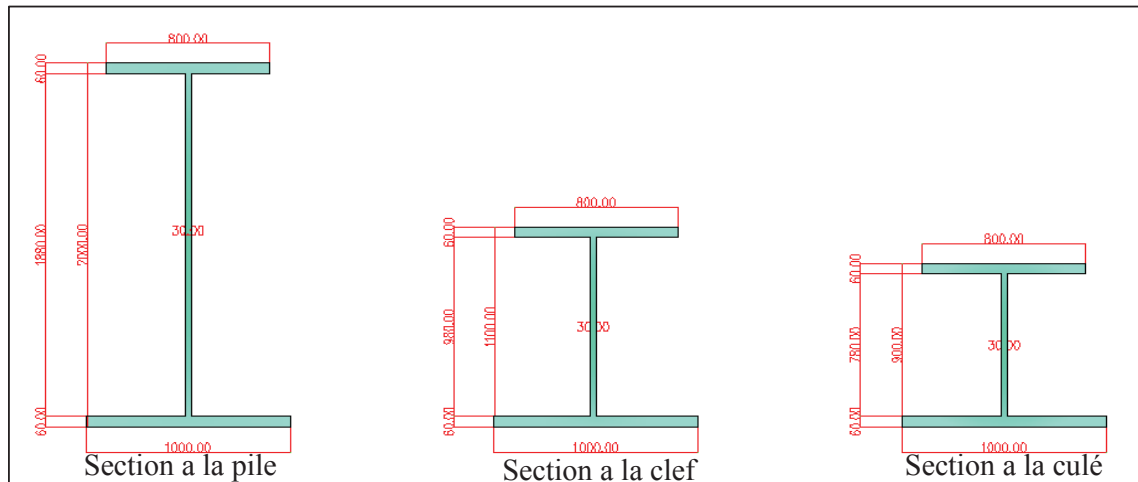


Figure III.13 Les dimensions des sections de la poutre métallique.

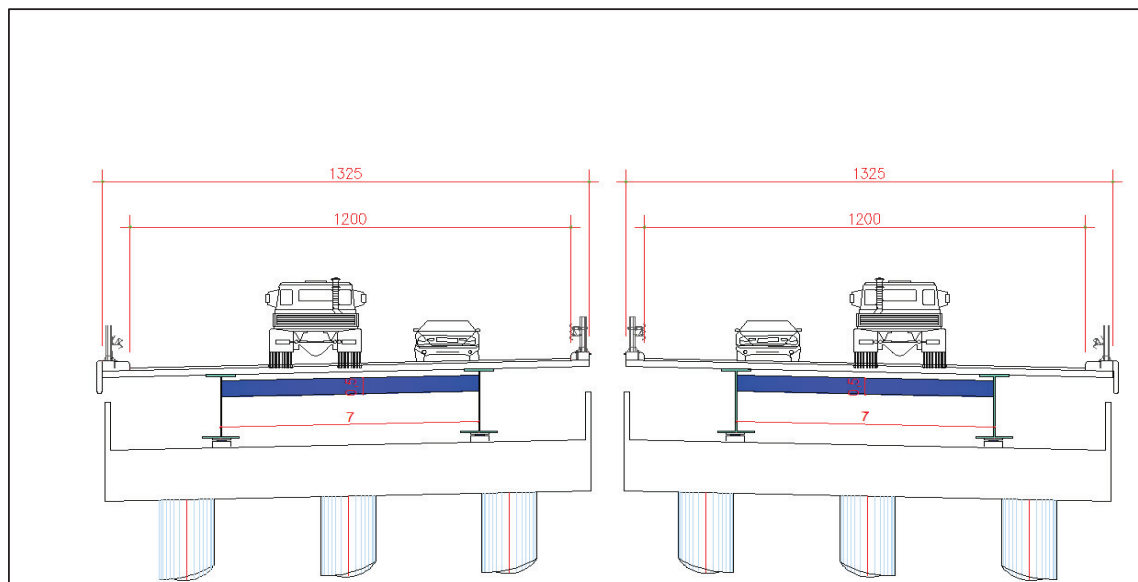


Figure III.14 La disposition des poutres sur la pile.

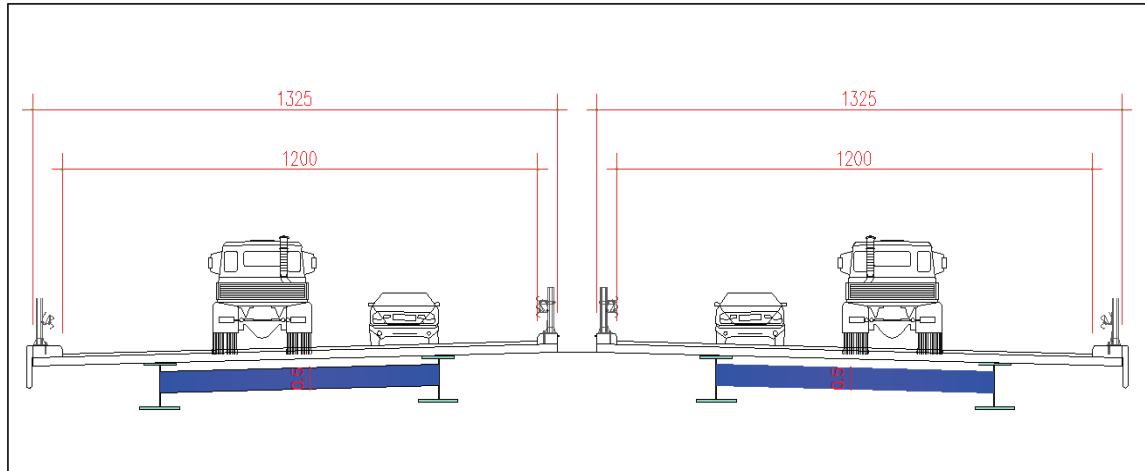


Figure III.15 La disposition des poutres à mi-travée V3.

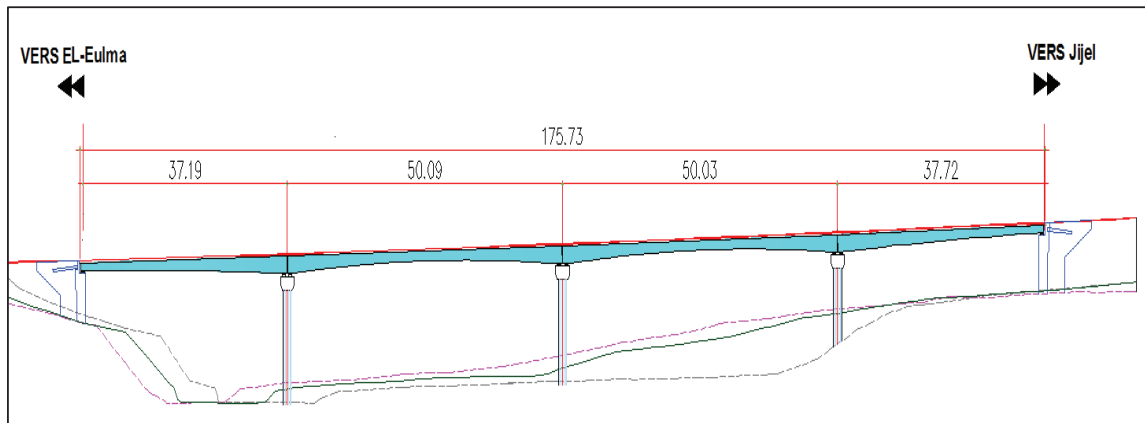


Figure III.16 Profil en long V3.

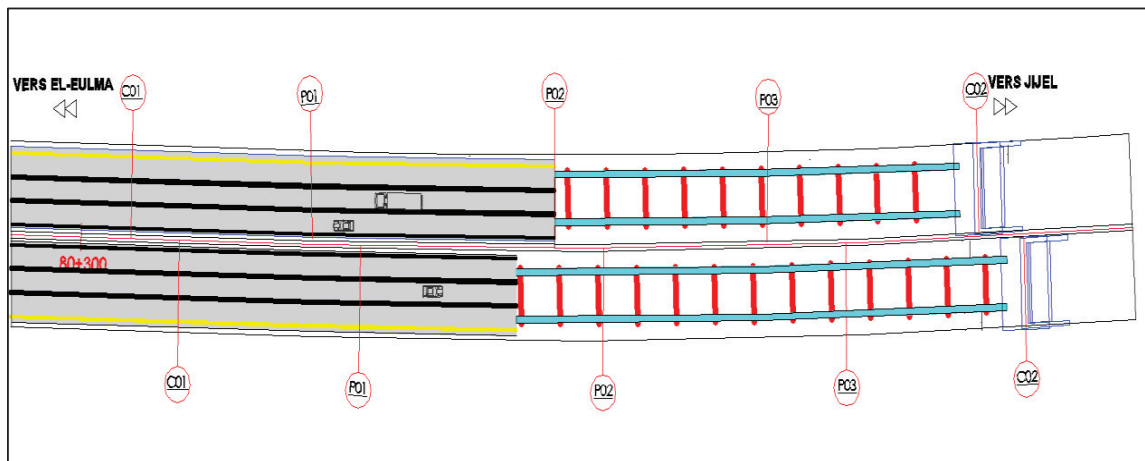


Figure III.17 Vue en plan V3.

III.3.ANALYSE MULTICRITERE

Tableau III.2 Analyse multicritère.

Variantes	Avantages	Inconvénients
<b>Variante 01</b>	<p>1-Une bonne réutilisation des coffrages.</p> <p>2-Maîtriser de la préfabrication des poutres.</p> <p>3-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.</p>	<p>1-Il s'adapte difficilement aux franchissements biaisés ou courbes.</p> <p>2-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le coût total de l'ouvrage.</p> <p>3-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.</p>
<b>Variante 02</b>	<p>1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.</p> <p>2-La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.</p> <p>3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</p> <p>4-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</p>	<p>1-Le poids est très important (tablier assez épais).</p> <p>2-L'exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.</p> <p>3-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).</p>
<b>Variante 03</b>	<p>1-La possibilité de franchir des grandes portées.</p> <p>2-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.</p>	<p>1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier</p> <p>2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.</p> <p>3-Un coût très élevé.</p> <p>4-Entretien périodique.</p>

### Chapitre III. Conception générale

Tableau III.3 Devis estimatif des trois variantes.

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITES	QUANTITES	PRIX UNITAIRE	MANTANT
<b>SOUS TOTAL 01</b>					
<b>DALLE</b>					
1.1	Béton RN 35 pour dalle y/c le coffrage	M <sup>3</sup>	583.16	35 000.00	20 410 600.00
1.2	Acier à haute adhérence FeE 500	T	131.21	165 000.00	21 649 650.00
					42060250.00
<b>SOUS TOTAL 02</b>					
<b>POUTRES</b>					
2.1	Fourniture des poutres de 35 m y/c le coffrage	M <sup>3</sup>	1 118.25	40 000.00	44 730 000.00
2.2	Acier à haute adhérence FeE 500	T	251.60	165 000.00	41 514 000.00
					86244 000.00
<b>TOTAL EN H.T</b>					12 8304 250.00

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITES	QUANTITES	PRIX UNITAIRE	MANTANT
<b>SOUS TOTAL 01</b>					
<b>SUPERSTRUCTURES</b>					
1.1	voussoirs coulé sur place avec l'équipement (les grues ; coffrage ; pompage...)	M <sup>3</sup>	1 285.68	85 000.00	109 282 800.00
1.2	Acier FeE500 pour superstructure	T	297.45	165 000.00	49 079 250.00
<b>TOTAL EN H.T</b>					158 362 050.00

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITES	QUANTITES	PRIX UNITAIRE	MANTANT
<b>SOUS TOTAL 01</b>					
<b>DALLE</b>					
1.1	Béton RN 35 pour dalle y/c le coffrage.	M <sup>3</sup>	583.16	35 000.00	20 410 600.00
1.2	Acier à haute adhérence FeE 500	T	131.21	165 000.00	21 649 650.00
					42060250.00
<b>SOUS TOTAL 02</b>					
<b>POUTRES</b>					
2.1	Acier des poutres métalliques.	T	534.71	450000,00	240 620 625.00
					261 292 500.00
<b>TOTAL EN H.T</b>					282 680 875.00

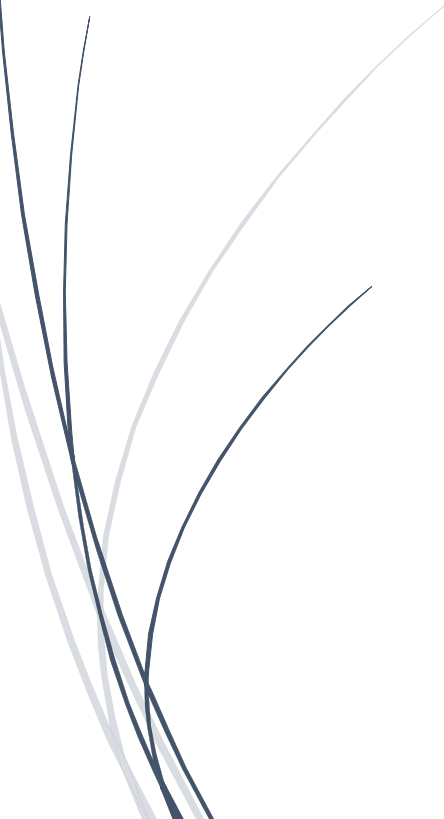
#### III.4.CONCLUSION

Le prédimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritères de celles-ci nous orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre la variante "Pont à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension)".



**CHAPITRE 04 :**

**HYPOTHESES DE CALCULE**



### IV.1.LES ACTIONS

Les actions appliquées à l'ouvrage sont :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Les actions accidentelles.

#### IV.1.1.LES CHARGES PERMANENTES

Elles sont notées 'CP', qu'ils sont :

- Poids propres des poutres.
- Poids des équipements (garde-corps, la glissière, la corniche, trottoir).
- Poids de la dalle.
- **Poids de la poutre**

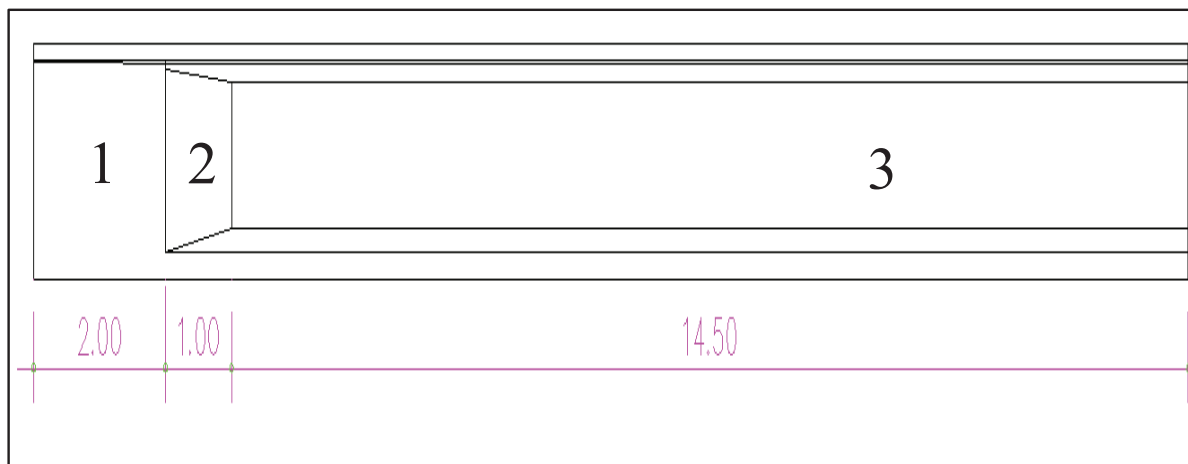


Figure IV.1 Le coffrage de la poutre.

$$P_1 = 25 \times 1.1163 \times 2 = 55.815 \text{ KN}$$

$$P_3 = 25 \times 0.6722 \times 14.5 = 243.672 \text{ KN}$$

$$P_2 = 25 \times (1.1163 + 0.6722) / 2 \times 1 = 22.357 \text{ KN}$$

Le poids total de la poutre sera :  $P_t = 2 \times (55.815 + 243.672 + 22.357) = 612.188 \text{ KN}$

Le poids de la poutre par mètre linéaire :

$$P_t = 17.49 \text{ KN/ml}$$

#### - La dalle

$$P_d = \gamma \times e \times l \times L = 25 \times 0.25 \times 13.25 \times 35 = 2898.44 \text{ KN}$$

Par mètre linéaire :  $P_d = 82.81 \text{ KN/ml}$

- **Les équipements**

- le revêtement (8cm) :

$$P_{rev}=22 \times 12 \times 0.08 = 21.12 \text{ KN/ml}$$

- la corniche et le trottoir :

Le trottoir :

$$P_1 = 0.1247 \times 25 = 3.1175 \text{ KN/ml}$$

Pour les deux coté :

$$P_1 = 6.235 \text{ KN/ml}$$

La corniche :

$$P_2 = 0.1631 \times 25 = 4.0775 \text{ KN/ml}$$

Pour les deux coté :

$$P_2 = 8.155 \text{ KN/ml}$$

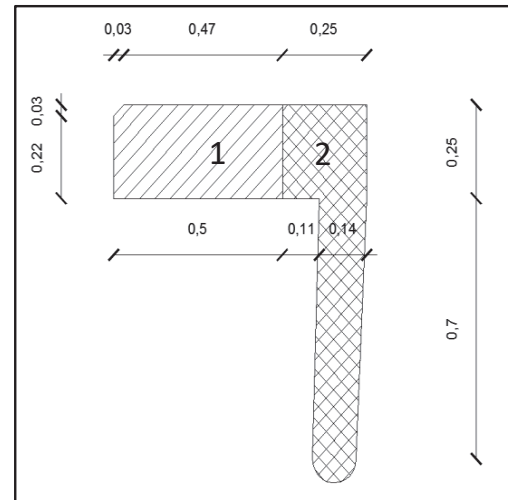


Figure IV.2 la corniche et le trottoir

- Garde-corps et la glissière de sécurité :

Poids de garde-corps et la glissière de sécurité (ensemble) est :

$$\rho = 1 \text{ KN/ml}$$

Pour les deux coté

$$\rho = 2 \text{ KN/ml}$$

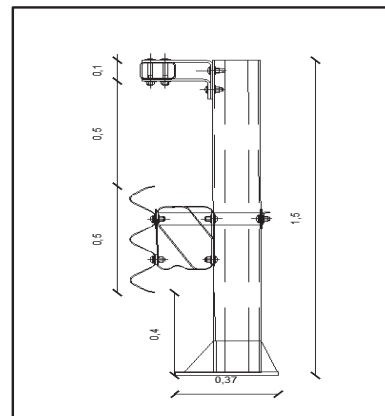


Figure IV.3 La Garde-corps et la glissière de

Tableau IV.1 Tableau récapitulatif

Les éléments	Poids (KN/ml)
La poutre	17.49
La dalle	82.81
Les équipements	37.51

**IV.1.2.LES CARACTERISTIQUES DE PONT**

La largeur roulable :  $L_r=12m$

La largeur chargeable :  $L_c=L_r-2\times 0.5=12-1=11m$ .

Nombre des voies : 3voies

La largeur de la voie :  $l_v=\frac{L_c}{3}=\frac{11}{3}=3.66m$

La classe du pont : tous les ponts supports chaussées de largeur roulable  $\geq 7 m$  sont rangés dans premier classe.

$L_r=12m \geq 7m$ . Donc le pont est de première classe.

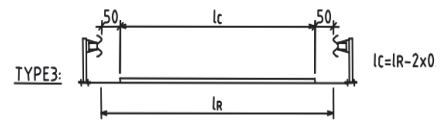


Figure IV.4 La largeur roulable.

**IV.1.3.LES CHARGES D’EXPLOITATION**

On distingue :

- Système de charge A(l).
- Système B (B<sub>c</sub> et B<sub>t</sub>).
- Les surcharges militaires M<sub>C120</sub>.
- Les surcharges exceptionnelles D<sub>240</sub>.
- La surcharge sur le trottoir.

**IV.1.3.1.La surcharge de type A(l)**

Pour les ponts comportes des portés unitaires inférieures à 200m, les chaussées doivent supporter à une charge d’intensité A(l) exprime en kilonewton par mètre carré donné par la formule suivante :

$$A(l)=2.3+\frac{360}{l+12} \text{ Avec : } l : \text{ la longueur chargeable} = 35 m.$$

$$A(l)=2.3+\frac{360}{35+12} = 9.96 \text{ KN/m}^2$$

En fonction de la classe de pont et nombre de voie, la charge A(l) est multipliée par le coefficient a<sub>1</sub> dans le tableau IV.2

Tableau IV.2 Le coefficient a<sub>1</sub>.

Classe	Le coefficient a <sub>1</sub> nombre de voie		
	1	2	3
Première classe	1	1	0,9
Deuxième classe	1	0,9	-
Troisième classe	0,9	0,8	-

$$A_1=\max \begin{cases} 4-0.002 \times l=4-0.002 \times 35=3.93 \text{ KN/m}^2 \\ a_1 \times A(l)=0.9 \times 9.96=8.96 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc :  $A_1=8.96 \text{ KN/m}^2$ .

Et la valeur A<sub>1</sub> trouvé est multiplié par le coefficient  $a_2 = \frac{V_0}{V}$

Avec :  $v$  : la largeur de la voie=3.66m

$v_0$  : donnée par le tableau IV.3.

Tableau IV.3 La valeur de  $v_0$ .

Classe	$V_0$
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3.0 m
Troisième classe	2.75 m

$$a_2 = \frac{3.5}{3.66} = 0.96$$

La charge dU type A(l) en fonction de nombre de voies chargé est donnée dans le tableau IV.4 :

Tableau IV.4 Résultat de calcul de A(l).

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	$a_1$	$a_2$	A(l) x $a_1$ x $a_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$L_v$ (m)	A(l) (kN/ml)
1	35	9,96	1	0,95	9,51	3,66	34,86
2	35	9,96	1	0,95	9,51	7,33	69,72
3	35	9,96	0,9	0,95	8,56	11	94,12

### IV.1.3.2. Système de charge B

Le système de charge B comprend trois types de charges :

- Charge  $B_c$  qui se compose des camions de (30t).
- Charge  $B_t$  qui se compose de deux essieux dit "essieux tandems".
- Charge  $B_r$  qui se compose d'une roue unique.

#### ➤ Système $B_c$

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens longitudinal :

Le nombre de camions par file est limité à deux files.

Dans le sens transversal :

Le nombre de camions qu'on peut disposer dans le sens transversal est égal au nombre de voie c'est-à-dire égale à 3.

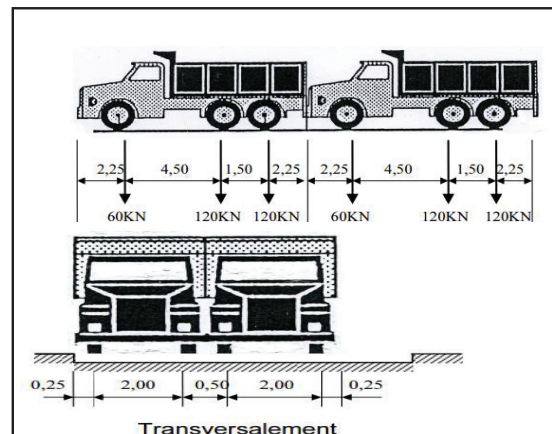


Figure IV.5 La dispositions de la charge  $B_c$ .

## Chapitre VI. Hypothèses de Calcul

En fonction de la classe de pont et de nombre des voies, la valeur de charges  $B_c$  est multipliée par le coefficient  $b_c$  donné par le tableau IV.5 :

Tableau IV.5 le coefficient  $b_c$

Classe	nombre de voies				
	1	2	3	4	$\geq 5$
Première classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième classe	1.00	1.00	-	-	-
Troisième classe	1.00	0.80	-	-	-

Le résultat de la charge  $B_c$  sur les trois voies chargé donné par le tableau IV.6 :

Tableau IV.6 résultat de calcul de  $B_c$

Nombre des voies	$B_c$ (kN)	$b_c$	$B_c \times b_c$ (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

### ➤ Surcharge $B_t$

Il se compose de groupe de deux essieux tandems, deux tandems au plus sont disposés de pont sur la chaussée pour les ponts routes supportant au moins 2 voies de circulation la dispositions de la charge  $B_t$  indique dans la figure IV.6.

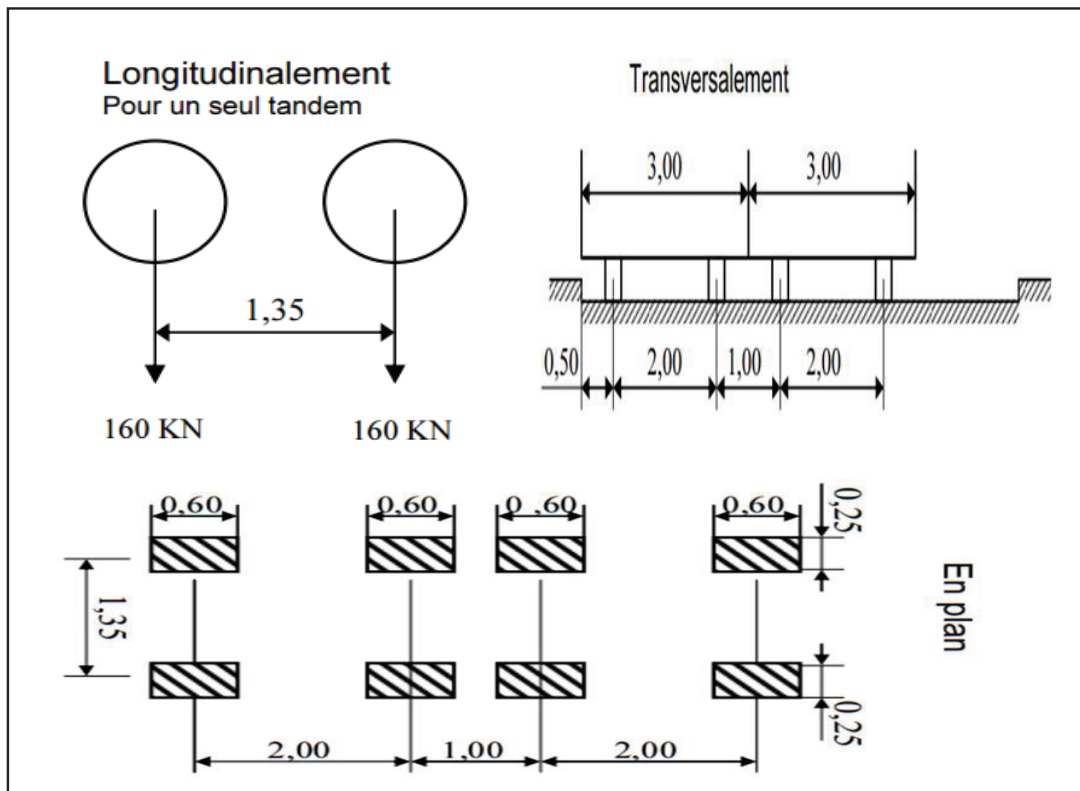


Figure IV.6 La dispositions de la charge  $B_t$ .

Les valeurs des charges du système  $B_t$  sont multipliées par  $b_t$  qui est fonction de la classe.

Tableau IV.7 Le coefficient  $b_t$

Classe	$b_t$
Première classe	1.2
Deuxième classe	1.0

Tableau IV.8 Résultat de calcul de  $B_t$ .

Nombre des voies	$B_t$ (kN)	$b_t$	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3	640	1,2	768

#### IV.1.3.3. Surcharge militaire $M_{C120}$

Les ponts doivent être calculé pour supporter les véhicules de type  $M_{C120}$  de telle ce dernier peut circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : le nombre de chars n'est pas limité mais on doit limiter l'espacement entre deux convois environ 36.6 m.

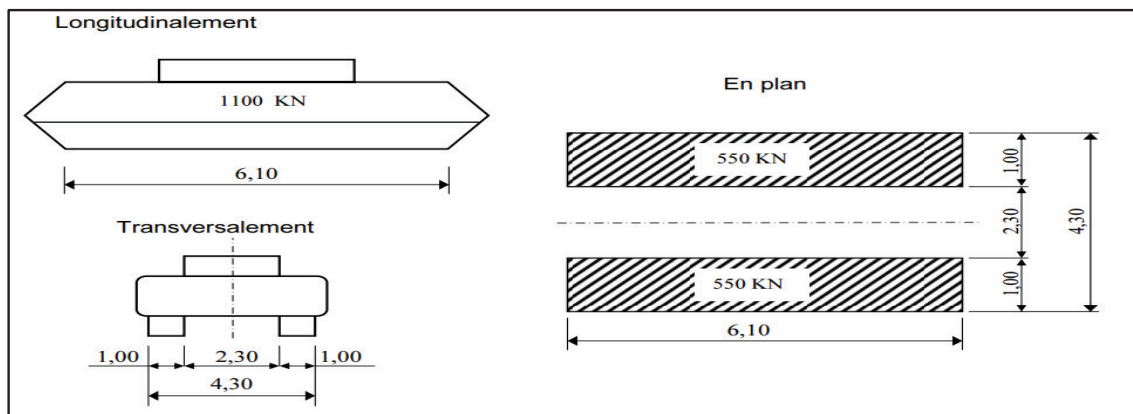


Figure IV.7 La dispositions de la charge  $M_{C120}$ .

#### IV.1.3.4. Surcharge de convoi exceptionnelle $D_{240}$

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 linges à 2 essieux de 2400 kn de poids total, ce poids est supposé uniformément réparti sur un rectangle de (3,2 m x 18,6 m).

La charge exceptionnelle n'est pas multipliée par le coefficient de majoration pour l'effet dynamique.

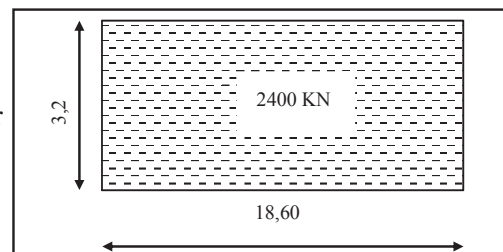


Figure IV.8 La dispositions de la charge  $D_{240}$ .

**IV.1.3.5. Le coefficient de majoration dynamique**

Les surcharges du système **B<sub>c</sub>** sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

L=35m, la portée de travée.

G=9720.55 (KN), le poids propre de tablier.

S : la charge maximale multipliée au préalable.

Les charges B<sub>c</sub> et B<sub>t</sub> et M<sub>C120</sub> on prend l'effet dynamique de ces charges .

Tableau IV.9 Résultat de calcul de coefficient de majoration dynamique.

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B <sub>c</sub>	35	9720.55	1800	<b>1,08</b>
B <sub>t</sub>			768	<b>1,06</b>
Mc120			1100	<b>1,07</b>

**IV.1.3.6. Efforts de freinage**

Les charges de chaussée des systèmes A et B<sub>c</sub> sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. L'effort de freinage correspondant à la charge est égal à :

$$F_A = \frac{A \cdot S}{20 + 0.0035 \cdot S} \text{ avec } S : \text{ la surface chargée.}$$

Tableau IV.10 Résultat de calcul de l'effort de freinage de A(l).

N des voies	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	F (kN)
1	128,1	9,51	59,56
2	256,2	9,51	116,56
3	385	8,56	154,38

Chaque essieu d'un camion du système B<sub>c</sub> peut développer un effort de freinage égal à son poids et ce système ne sont pas à majorer pour effets dynamiques F<sub>B<sub>c</sub></sub>=300 KN.

**IV.1.3.6. Les réactions du au charge**

- Poids propre :

Sur la culée : R<sub>G</sub>=4860.3 KN

Sur la Pile : R<sub>G</sub>= 9720.6 KN.

- La surcharge de A(l) :

Tableau IV.11 La réaction de la surcharge de A(l) Pour une seule travée chargée.

Q A(l)	34,859 (KN/ml)	Pour une voie chargée
Q A(l)	69,717 (KN/ml)	Pour deux voies chargées
Q A(l)	94,118 (KN/ml)	Pour trois voies chargées

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12}; \text{ avec } l=70 \text{ m} \rightarrow A(l) = 6.69 \text{ KN/m}^2.$$

Tableau IV.12 La réaction de La surcharge de A(l) Pour les deux travées chargées.

Q A(l)	23,42 (KN/ml)	Pour une voie chargée
Q A(l)	46,83 (KN/ml)	Pour deux voies chargées
Q A(l)	63,22 (KN/ml)	Pour trois voies chargées

Donc :

$$\text{Sur la culée : } R_{A(l)} = q \times L / 2 = 1647.06 \text{ KN}$$

$$\text{Sur la Pile : } R_{A(l)} = q \times L = 2212.8 \text{ KN.}$$

- La surcharge de B<sub>c</sub> :

$R_{Bc} = R \cdot n \cdot bc \cdot \delta$  avec R : la résultante de  $= \Sigma q_i \times x_i / L$  et n : nombre de voix.

Tableau IV.13 La réaction de La surcharge de B<sub>c</sub> sur la culée

R	475,59	KN	
R <sub>bc</sub>	605,47	KN	Pour une voie chargée
R <sub>bc</sub>	1119,22	KN	Pour deux voies chargées
R <sub>bc</sub>	1457,46	KN	Pour trois voies chargées

Tableau IV.14 La réaction de La surcharge de B<sub>c</sub> sur la pile

R	517,94	KN	
R <sub>bc</sub>	659,386	KN	Pour une voie chargée
R <sub>bc</sub>	1218,89	KN	Pour deux voies chargées
R <sub>bc</sub>	1587,25	KN	Pour trois voies chargées

Donc on prend la valeur maximale :

$$\text{Sur la culée : } R_{Bc} = 1457.46 \text{ (KN)}$$

$$\text{Sur la Pile : } R_{Bc} = 1587,25 \text{ (KN)}$$

- La surcharge de M<sub>c120</sub> :

La réaction sur culée :

La résultante de M<sub>c120</sub> :

$$R = q \times \delta (\ell' - 6.10/2) \ell' \text{ avec : } \delta = 1.07 \ell' = 34\text{m}$$

$$= 1100 \times 1.07 (34 - 3.05) / 34 = 1067,92 \text{ KN}$$

Sur la pile :

$$R = q \times \delta (\ell' - (1.525 - 0.6)) / \ell'$$

$$= 1100 \times 1.07 (34 - (1.525 - 0.6)) / 34 = 1141,24 \text{ KN.}$$

- La surcharge de  $D_{240}$  :

Sur la culée :

$$R = q \times (\ell' - 18.6/2) \ell' = 2400 \times (34 - 9.3) / 34 = 1743.53 \text{ KN.}$$

Sur la pile :

$$R = q \times (\ell' - (4.65 - 0.6)) / \ell' = 2400 \times (34 - (4.65 - 0.6)) / 34 = 2114.12 \text{ KN.}$$

Tableau IV.15 Tableau récapitulatif des réactions.

Réaction	Culée	Pile
$R_G$	4860,30	9720,60
$R_{(AI)}$	1647,06	2212,80
$R_{bc}$	1457,46	1587,25
$R_{Mc120}$	1067,92	1141,24
$R_{D240}$	1743,53	2114,12

## IV.2.CARACTERISTIQUES DE MATERIAUX

Béton :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ ,  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$  pour le tablier ;  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  pour l'infrastructure

Aciers : HA  $f_e = 500 \text{ MPa}$

Appareil d'appui en élastomère :

$G = 1.2 \text{ MPa}$  dans la condition sismique.

$G = 0.9 \text{ MPa}$  dans la condition normale.

Angle de frottement interne du remblai  $\varphi = 30^\circ$ .

Le poids volumique des remblais :  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

Le poids volumique des enrochements :  $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$

### IV.2.1.LE BETON

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ' $f_{c28}$ ', la résistance caractéristique de béton a la compression a 'j' jours données est donne par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

#### IV.2.1.1.La résistance à la traction

À l'âge 28 jours, la résistance caractéristique a la traction est définie par la relation suivant :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ MPa. Pour le tablier.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 27 = 2.22 \text{ MPa. Pour l'infrastructure.}$$

**IV.2.1.2. Les contraintes limites du béton**

*ELU* : On distingue les états limites ultimes (E.L.U) qu'il :

- Soit de l'équilibre statique.
- Soit de la résistance.
- Soit de la stabilité de forme.

La contrainte limite de compression du béton à l'*E.L.U* est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta * \gamma_b} * f_{c28}; \theta = 1$$

$\gamma_b = 1.50$  Dans le cas d'une situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$  Dans le cas d'une situation accidentel.

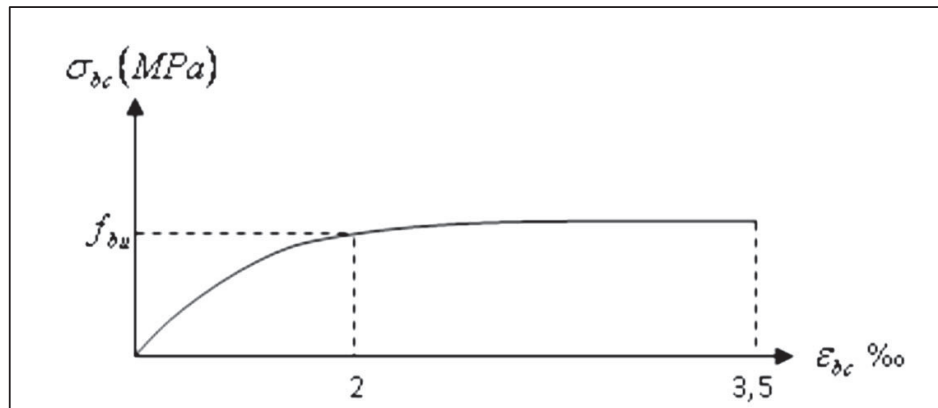


Figure IV.9 diagramme de la contrainte en fonction de la déformation de béton

*ELS* : En tenant compte les conditions exploitations ou de stabilité de la construction ou de ces éléments :

- État limite de compression de béton.
- État limite d'ouverture de la fissure.
- État limite de déformation.

La contrainte limite de compression du béton à l'*E.L.S* est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

*ELA* : La contrainte limite de compression du béton à l'*E.L.A* est définie par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{f_{c28}}{1.3} = 26.92 \text{ MPa.}$$

*Module d'élasticité*

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24h le module de déformation instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 * \sqrt[3]{35} = 35982 \text{ MPa. Pour le tablier.}$$

$$E_{ij}=11000\sqrt[3]{f_c 28}=11000\times\sqrt[3]{27}=33000 \text{ MPa. Pour l'infrastructure.}$$

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donnée par la formule :

$$E_{vj}=3700\sqrt[3]{f_c 28}=3700\times\sqrt[3]{35}=12102 \text{ MPa. Pour le tablier.}$$

$$E_{vj}=3700\sqrt[3]{f_c 28}=3700\times\sqrt[3]{27}=11100 \text{ MPa. Pour l'infrastructure.}$$

#### IV.2.2.LES ACIERS

##### IV.2.2.1.Les aciers passifs

On utilise des armatures d'acier de hautes adhérences qui ont pour caractéristiques :

- Nuance FeE 500.
- Limite d'élasticité  $f_e = 500 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité  $E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

##### ❖ Contrainte limite

Cette contrainte limite dépend de type de la fissuration et de cas de situation.

##### ❖ Contrainte limite $\sigma_s$ :

- En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$
- En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110(\eta \times f_{ij})^{1/2})$
- En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90(\eta \times f_{ij})^{1/2})$

Avec  $\eta = 1 \longrightarrow$  treillis soudés et ronds lisses.

$\eta = 1.6 \longrightarrow$  aciers à haute adhérence.

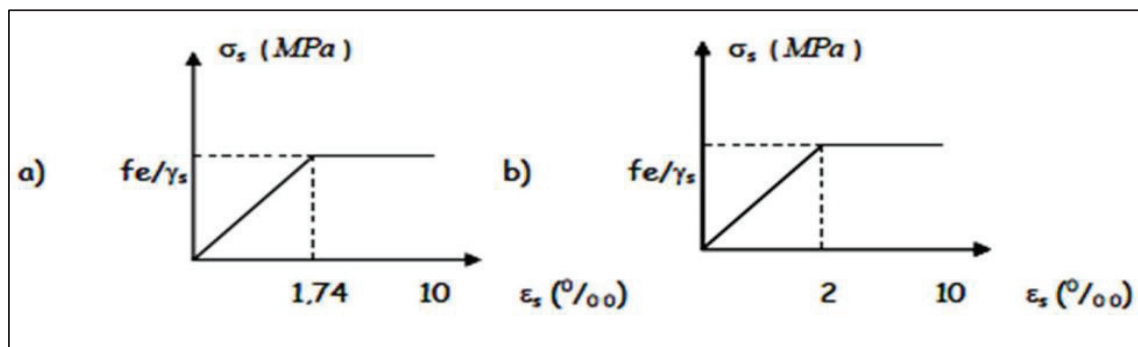


Figure IV.9 : diagramme de la contrainte en fonction de la déformation de l'acier

Dans le cas de la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min[333.34, \max(250 ; 1.6 \times 2.7)] = \min[333.4 ; 250] = 250 \text{ MPa. Pour le tablier}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[333.34, \max(250 ; 1.6 \times 2.22)] = \min[333.4 ; 250] = 250 \text{ MPa. pour l'infrastructure.}$$

### IV.2.2.2. Aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise dans les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

Les aciers de précontraints ont été classé par catégories : fils, barres, torons.

Le module d'élasticité longitudinal  $E_p = 190\ 000\ \text{MPa}$  ; pour les torons.

Les câbles utilisés sont des **12T15s**.

$T_m$  : contrainte de rupture = 1770 MPa

$\phi_{\text{torons}} = 15.7\ \text{mm}$ .

$F_{\text{prg}}$  : Résistance ultime = 265 KN

$F_{\text{peg}}$  : limite élastique = 236 KN

Diamètre de la gaine :  $\Phi = 8\ \text{cm}$

Section droite d'un toron :  $A_{P\ 1\text{toron}} = 150\ \text{mm}^2$

Section d'un câble :  $A_P = 1800\ \text{mm}^2$

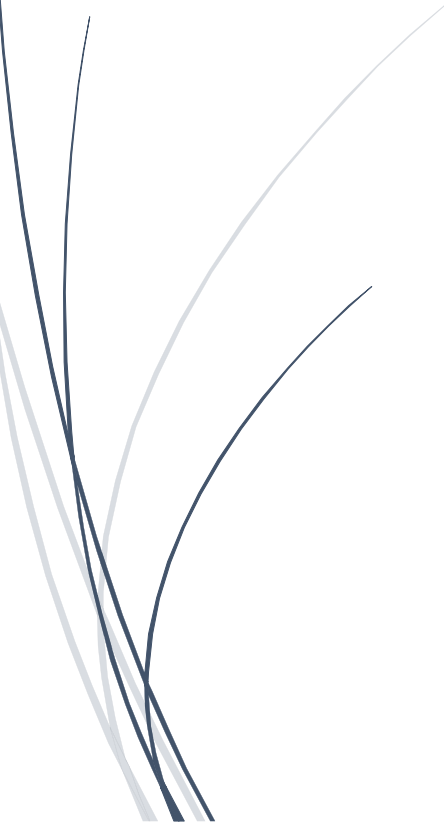
### IV.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a calculé les charges et les surcharges que le pont doit supporter ainsi qu'on a déterminé les caractéristiques des matériaux utilisés.



**CHAPITRE 05 :**

# **MODELISATION**



### V.1.INTRODUCTION

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

### V.2.MODELISATION DE L'OUVRAGE

Etant donné que l'ouvrage isostatique avec cinq travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 9 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément section.

#### V.2.1.LES ETAPES DE MODELISATION

La modélisation en 3d de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

- La déclaration des lignes de constructions.
- La déclaration des nœuds.
- Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (Barre), soit par des éléments plaques.
- Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
- Définition et affectation des différentes sections.
- Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
- Définition des différentes combinaisons de charges.
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.
- Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- L'exploitation des résultats obtenus.

#### V.2.2.MODELISATION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

##### V.2.2.1.Les poutres

Pour la modélisation de la poutre on a utilisé l'élément "barre", et on a décomposé la barre en trois pour affecter les sections de la poutre 'section d'about, section intermédiaire, et la section à mi-travées'.

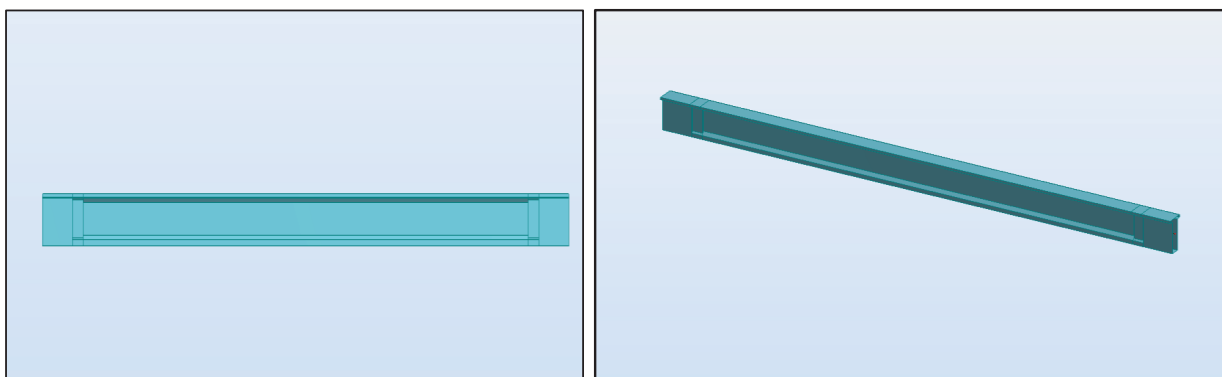


Figure V.1 Modélisation de la poutre.

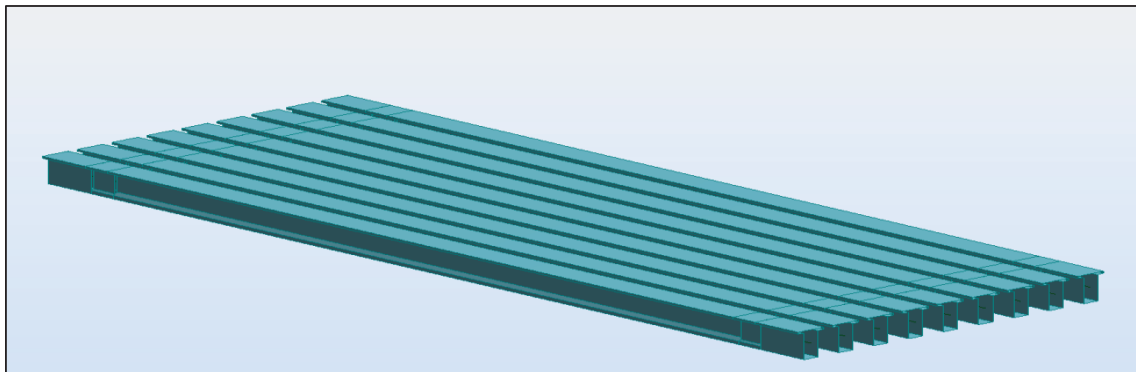


Figure V.2 Modélisation des poutres.

### V.2.2.2.L'hourdis

Pour la modélisation de la dalle on a utilisé l'élément 'panneau'. Avec le maillage '1m×1m'.

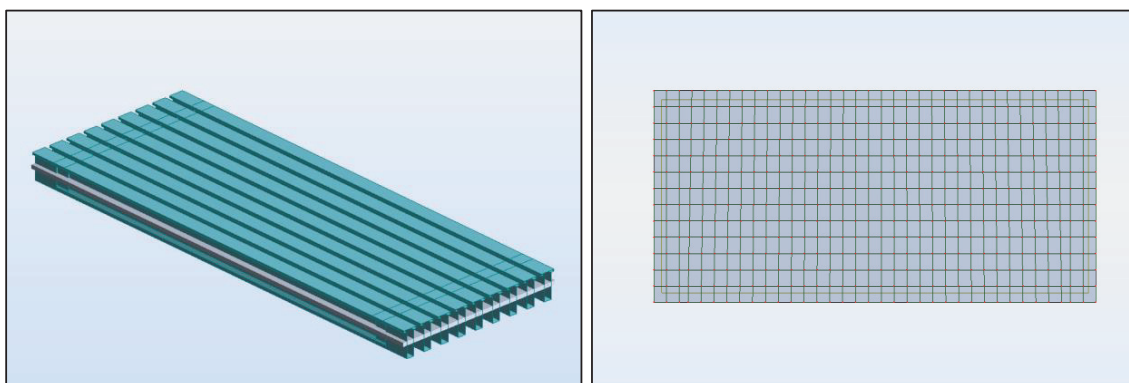


Figure V.3 Modélisation de l'hourdis.

### V.2.2.3.Les appuis

Pour la stabilisation de l'ouvrage, on a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples.
- Appuis doubles.

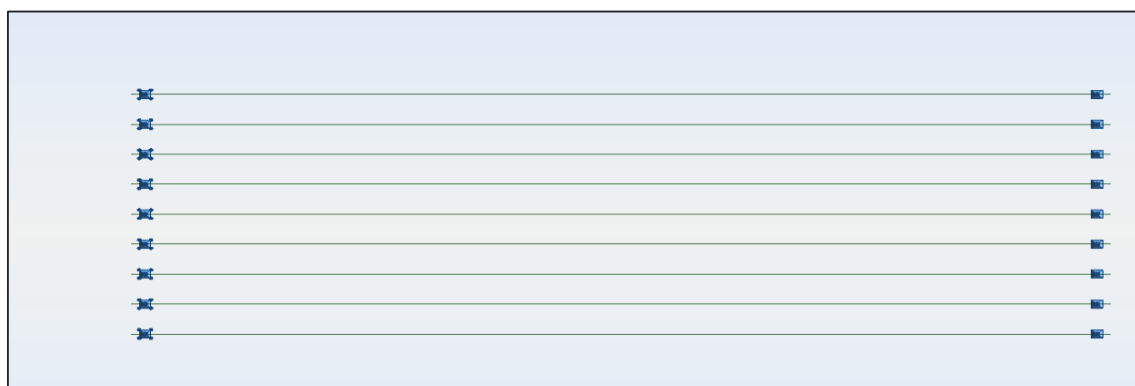


Figure V.4 Modélisation l'ouvrage.

### V.3.DEFINITION DE CHARGES

Les charges appliquées à l'ouvrage sont définies dans le tableau V.1 :

Tableau V.1 Définition de charges.

	Nom	Type	Description
G	PP	Charges Permanentes	Poids propre des poutres.
	Dalle		Poids propre du béton de la dalle.
	Corniche + Bordures		Poids des corniches et bordures
	revêtement		Poids propre de couche de roulement.
	Glissière de sécurité		Poids des barrières de sécurité.
T	Charges températures	La variation de température	
$\Delta\theta$		Gradient thermique	
A(l)	Charges d'exploitations statiques	Charge statique du trafic A(l)	
B <sub>c</sub>	Charges d'exploitations mobiles	Charge mobile - Camion	
B <sub>t</sub>		Charge mobile - Tandem	
Mc120		Charge mobile - militaire	
D240		Charge mobile - Exceptionnelle	

Pour la détermination les sollicitations maximum (M,N,T), on prend en considération les combinaisons d'actions :

Tableau V.2 les coefficients des combinaisons.

Actions	ELU	ELS
Poids propre	1,35	1
Surcharge A (L)	1,6	1.2
Système B <sub>c</sub>	1,6	1.2
Système B <sub>t</sub>	1,6	1.2
M <sub>C120</sub>	1,35	1
D <sub>240</sub>	1,35	1

#### V.4.LES COMBINAISONS DE CHARGES

A l'état limite de services 'combinaison rare'

Tableau V.3 Les combinaisons de charges E.L.S

Etats	Type Combinaison	Formule
ELS 1	Rare	$G_{max} + 1,2 A(l)1Voie + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$
ELS 2	Rare	$G_{max} + 1,2 A(l)2Voies + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$
ELS 3	Rare	$G_{max} + 1,2 A(l)3Voies + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$
ELS 4	Rare	$G_{max} + 1,2 BC-1Voie + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$
ELS 5	Rare	$G_{max} + 1,2 BC-2Voies + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$
ELS 6	Rare	$G_{max} + 1,2 BC-3Voies + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$
ELS 7	Rare	$G_{max} + 1,2 Bt-1Voie + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$
ELS 8	Rare	$G_{max} + 1,2 Bt-2et3Voies + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$
ELS 9	Rare	$G_{max} + D240 + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$
ELS 10	Rare	$G_{max} + Mc240 + 0,6 T + 0,5 \Delta\theta$

A l'état limite de ultime 'combinaison fondamentale :

Tableau V.4 Les combinaisons de charges E.L.U

Etats	Type Combinaison	Formule
ELU 1	Fondamentale	$1,35G_{max} + 1,6 A(l)1Voie + 0,9T + 0,75 \Delta\theta$
ELU 2	Fondamentale	$1,35G_{max} + 1,6 A(l)2Voie + 0,9 T + 0,75 \Delta\theta$
ELU 3	Fondamentale	$1,35G_{max} + 1,6 A(l)3Voie + 0,9T + 0,75 \Delta\theta$
ELU 4	Fondamentale	$1,35G_{max} + 1,6 BC-1Voie + 0,9 T + 0,75 \Delta\theta$
ELU 5	Fondamentale	$1,35G_{max} + 1,6 BC-2Voie + 0,9 T + 0,75 \Delta\theta$
ELU 6	Fondamentale	$1,35G_{max} + 1,6 BC-3Voie + 0,9 T + 0,75 \Delta\theta$
ELU 7	Fondamentale	$1,35G_{max} + 1,6 Bt-1Voie + 0,9 T + 0,75 \Delta\theta$
ELU 8	Fondamentale	$1,35G_{max} + 1,6 Bt-2et3Voie + 0,9 T + 0,75 \Delta\theta$
ELU 9	Fondamentale	$1,35G_{max} + 1,35 D240 + 0,9 T + 0,75 \Delta\theta$
ELU 10	Fondamentale	$1,35G_{max} + 1,35 Mc240 + 0,9 T + 0,75 \Delta\theta$

On note que :

**G<sub>max</sub>** : poids propre (poutres + dalle) + 1.4 revêtement + 1.2 autres équipements.

### V.5.RESULTATS

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes :

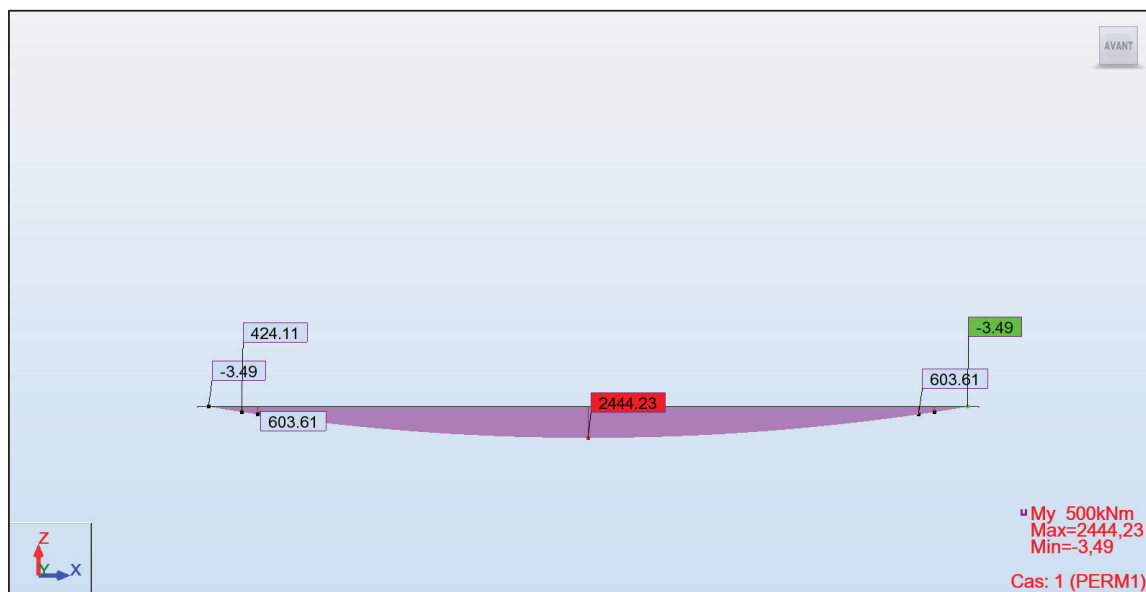


Figure V.5 Moment de poids propre de la Poutre.

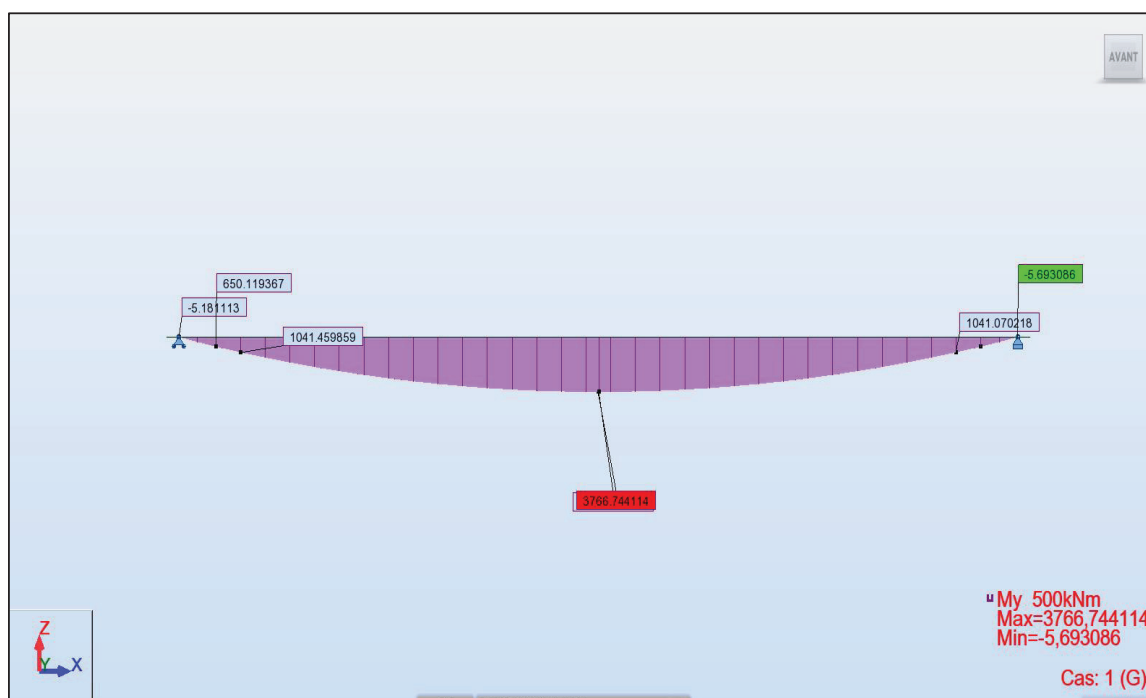


Figure V.6 Moment de Poutres +dalle.

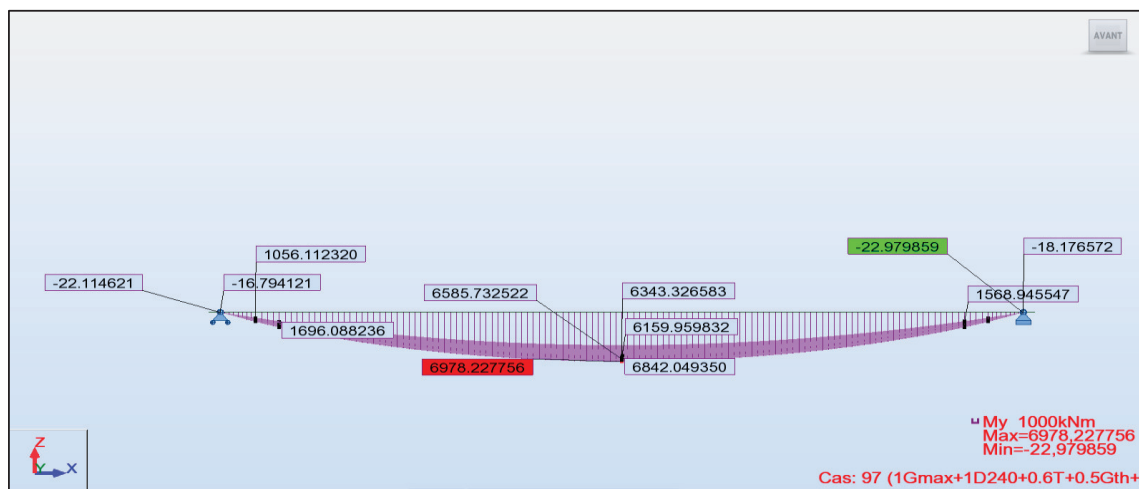


Figure V.7 Moment de l'E.L.S max.

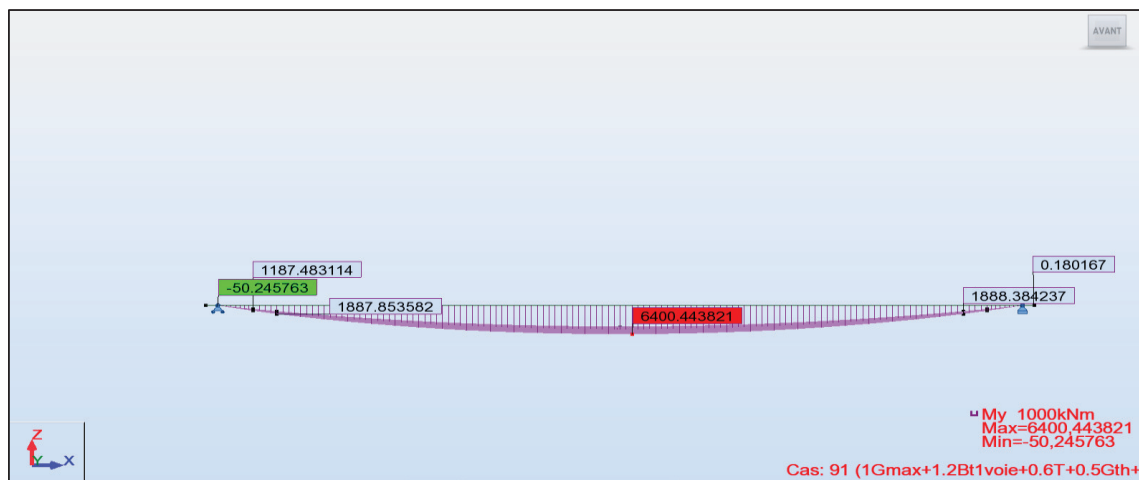


Figure V.8 Moment de l'E.L.S min.

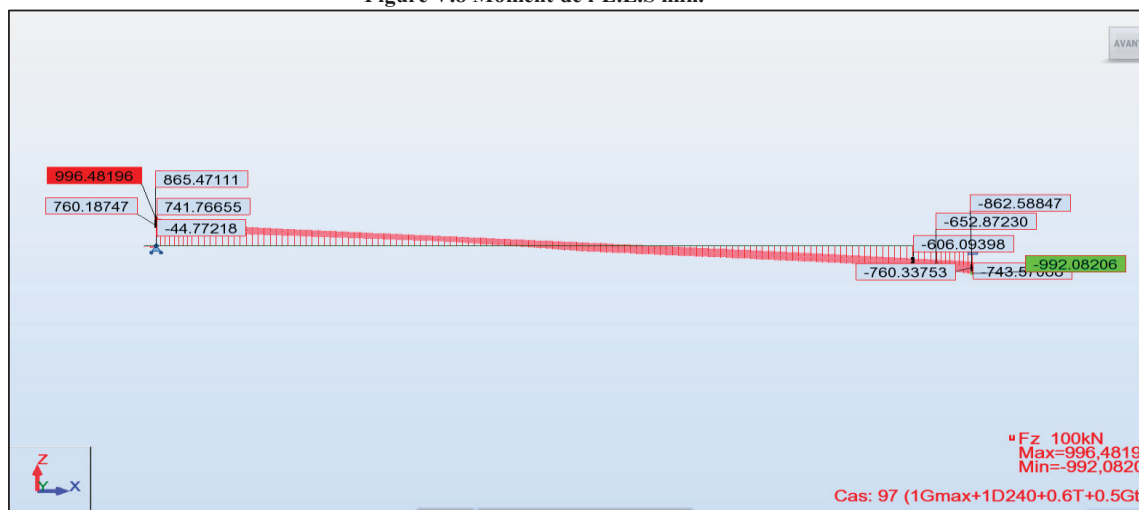


Figure V.9 L'effort tranchant de l'E.L.S max.

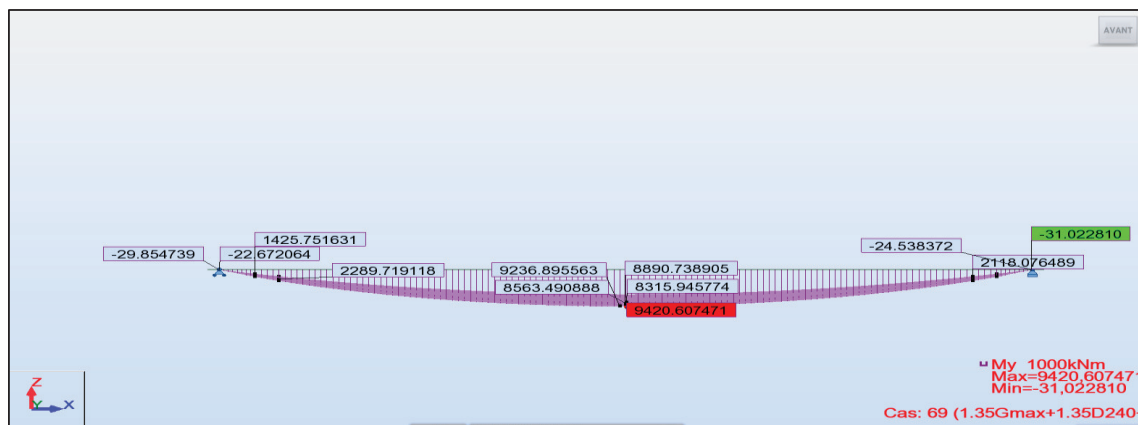


Figure V.10 Moment de l'E.L.U max.

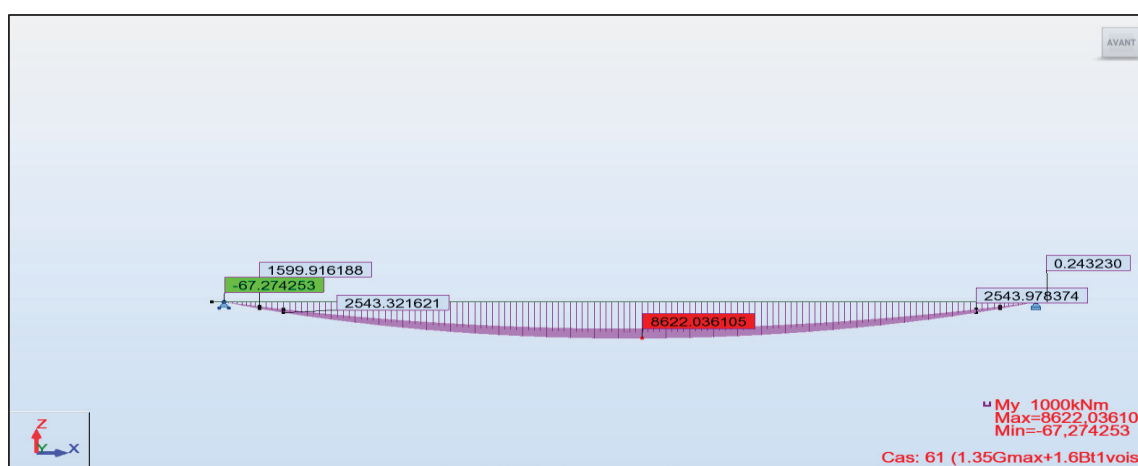


Figure V.11 Moment de l'E.L.U min.

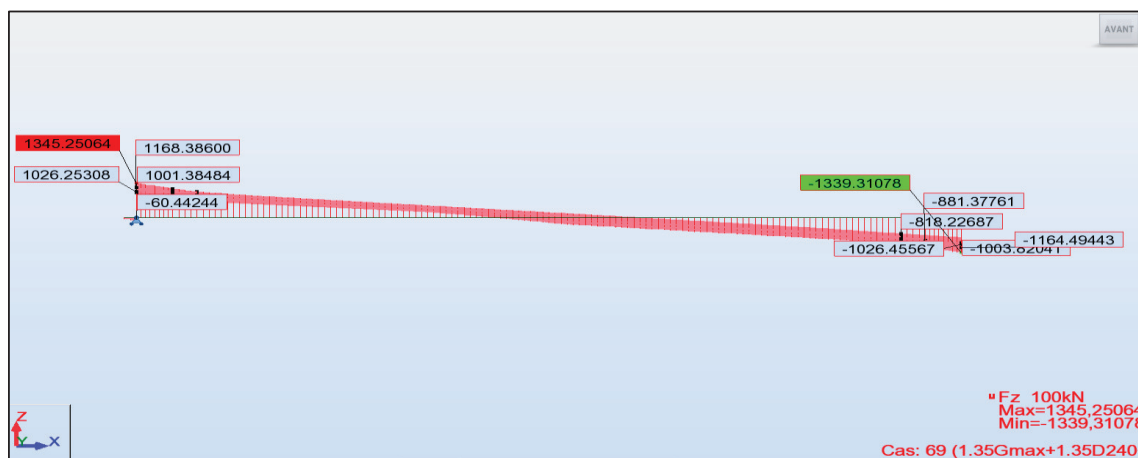


Figure V.12 L'effort tranchant de l'E.L.U max.

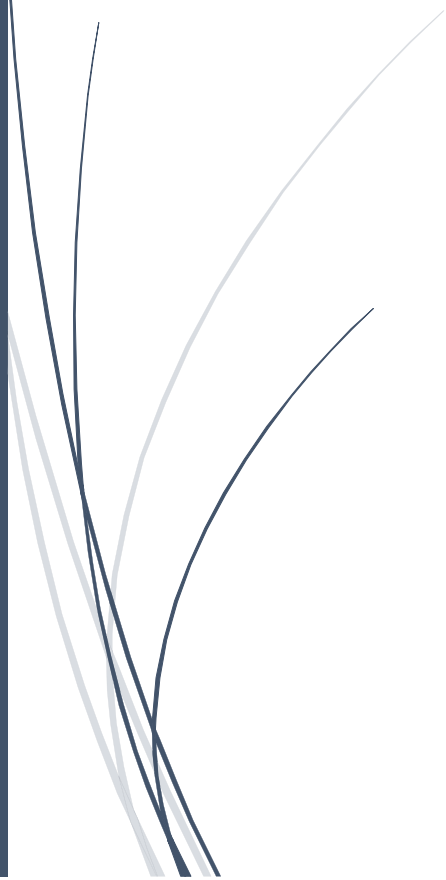
## V.6.CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on est arrivé à déterminer les sollicitations agissant sur notre ouvrage en utilisant le logiciel ROBOT pour la modélisation et le calcul des efforts.



**CHAPITRE 06 :**

# **LA PRECONTRAINTE**



### VI.1.INTRODUCTION

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression et par contre, une faible résistance en traction, Il est donc logique de chercher à utiliser la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Pour équilibrer les contraintes, en supprimant les contraintes de traction, on devra jouer principalement sur deux paramètres essentiels.

- la valeur de la précontrainte  $P$ .
- l'excentricité ' $e_0$ ' définie comme étant la distance du c.d.g de la section étudiée au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.

Il existe deux méthodes de la précontrainte :

- Par post-tension : La post-tension est une opération réalisée sur chantier qui consiste à mettre les câbles en tension après coulage du béton par l'intermédiaire d'ancrages et cette méthode utilisée pour les portés d'environ 30-50 m.
- Par pré-tension : La pré-tension est une opération réalisée en usine qui consiste à mettre les câbles en tension avant coulage du béton. C'est la technique la plus utilisée dans le domaine du béton précontraint et cette méthode utilisée pour les portés ne dépasse pas 35m.

### VI.2.PHASE DE MONTAGE

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose de gaines.
- Montage des ancres.
- Mise en place des torons. (par tirage, par enfilage).
- Pré blocage des ancres fixés.
- Bétonnage.
- Mise en tension des câbles.
- Coupe des surlongueurs.
- Injection.
- Cachetage des ancres.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur ' plaque d'about '. Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble.

Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but de réaliser une étanchéité parfaite du câble pour la protection de l'acier contre la corrosion, l'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancres ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

### VI.3.DIMENSIONNEMENT DES CABLE DE PRECONTRAINT

Tableau VI.1 Les caractéristiques de la poutre.

	about		intermédiaire		médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	1,1162	1,4913	0,8801	1,2551	0,6722	1,0472
<b>Ω (m)</b>	5.6525	6,9525	5,8465	7,1465	5,9915	7.2915
<b>v' (m)</b>	0,923	1,1624	0,9242	1,2083	0,924	1,2645
<b>v (m)</b>	0,827	0,8376	0,8258	0,7917	0,826	0,7355
<b>I<sub>G</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0,3088	0,5652	0,2729	0,5125	0,2483	0,468
<b>ρ</b>	0,362	0,389	0,406	0,427	0,484	0,481

Avec :

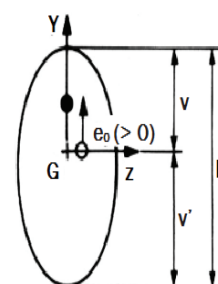
**B** : l'aire de la section.

**Ω** : périmètre de la section.

**v'** et **v** : les distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité (**v'+v = h**).

**I<sub>G</sub>** : le moment d'inertie.

**ρ** : le rendement géométrique.  $\rho = I / (B \times v' \times v)$ .



#### VI.3.1. Dimensionnement en classe II

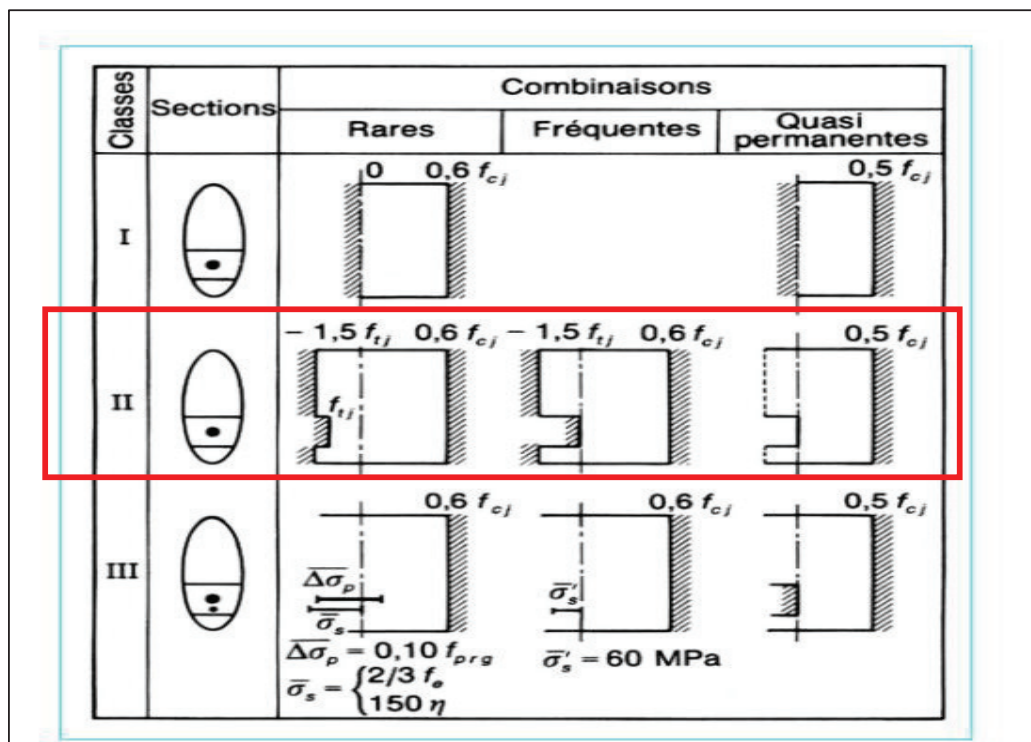


Figure VI.1 Dimensionnement en classe II.

VI.3.1.1. Les valeurs minimales de la précontrainte

$$P_{min} = \sup(P_I, P_{II})$$

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v} \bar{\sigma}_{bt1} + \frac{I}{v} \bar{\sigma}_{bt2}}{\rho * h}$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v} \bar{\sigma}_{bt2}}{v' + \rho * v - d'}$$

Résultats de Logiciel		
Mg(p+d)	3,77	MN.m
M <sub>Max</sub>	6,978	MN.m
M <sub>min</sub>	6,4	MN.m
V <sub>Max</sub>	0,996	MN
V <sub>min</sub>	0,843	MN

Avec :  $\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05$  MPa ; et :  $\bar{\sigma}_{bt2} = -f_{t28} = -2.7$  MPa. Tableau VI.2 Résultats de logiciel.

$$d' = 0.1 \times h_{tot}(poutre+dalle) = 0.1 \times 2 = 0.2 \text{ m.}$$

$$P_I = -3.03 \text{ MN.}$$

$$P_{II} = 4.32 \text{ MN.}$$

$$\text{Donc : } P_{min} = \max(P_I, P_{II}) = 4.32 \text{ MN.}$$

VI.3.1.2. Détermination nombre de câble

$$n \geq \frac{P_{min}}{P_0 * (1 - \Delta P_0)}$$

Avec :  $\Delta P_0$  : est la perte initial de l'ordre 20-30% ; on prend :  $\Delta P_0 = 25\%$ .

$$P_0 = \min\{(0.8 \times f_{prg} \times A_p); (0.9 \times f_{peg} \times A_p)\}.$$

$$P_0 = \min\{0.8 \times 1770 \times 0.0018 ; 0.8 \times 1557 \times 0.0018\}$$

$$P_0 = \{2.549 ; 2.24\} = 2.24 \text{ MPa}$$

$$n \geq \frac{4.32}{2.24(1-0.25)} \geq 2.28, \text{ donc on prend : } n = 3 \text{ câbles.}$$

VI.3.1.3. Vérification de la contrainte

Les caractéristiques géométriques à prendre sont celui à la poutre à mi-travées.

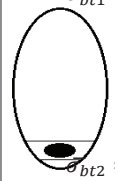
Classe	Exécution	Service					
		Rares		Fréquente		Quasi perm	
<b>Classe II</b> 	$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 f_{tj} \quad 0.6 f_{cj}$ $\bar{\sigma}_{bt2} = -0.7 f_{tj}$	$-1.5 f_{tj} \quad 0.6 f_{cj}$ $-f_{tj}$	$-1.5 f_{tj} \quad 0.6 f_{cj}$ $0$	$-1.5 f_{tj} \quad 0.6 f_{cj}$ $0$	$-1.5 f_{tj} \quad 0.5 f_{cj}$ $0$	$-1.5 f_{tj} \quad 0.5 f_{cj}$ $0$	

Figure VI.2 Vérification de la contrainte.

La vérification des contraintes se fait en 04 phases :

**1<sup>er</sup> phase : après 7 jours :**

La mise en tension est 50%, et les pertes sont d'ordre 10%.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c7} = \frac{7}{4.76 + 0.83 \times 7} \times 35 = 23.18 \text{ MPa}, f_{t7} = 0.6 + 0.06 f_{c7} = 1.99 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times f_{t7} = -2.99 \text{ MPa}; \text{ et } \bar{\sigma}_{bt2} = -0.7 \times f_{t7} = -1.393 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c7} = 13.91 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

**2<sup>eme</sup> phase : après 28 jours :**

La mise en tension est 100%, et les pertes sont d'ordre 20%.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 35 \text{ MPa}, f_{t28} = 2.7 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}; \text{ et } \bar{\sigma}_{bt2} = -0.7 f_{t28} = -1.89 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**3<sup>eme</sup> phase: après le coulage de la dalle.**

Après le collage de la dalle, la mise en tension est faite à 100%, et les pertes sont d'ordre 20%.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 35 \text{ MPa}, f_{t28} = 2.7 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}; \text{ et } \bar{\sigma}_{bt2} = -0.7 f_{t28} = -1.89 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**4<sup>eme</sup> phase: en phase de service.**

La mise en tension est faite à 100%, et les pertes sont d'ordre 25%.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 35 \text{ MPa}, f_{t28} = 2.7 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -4.05 \text{ MPa}; \text{ et } \bar{\sigma}_{bt2} = -f_{t28} = -2.70 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Et on doit trouver que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}. \\ \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}. \end{array} \right. \quad \text{avec : } e_0 = v' - d$$

Tableau VI.3 La vérification des contraintes.

Phase	e <sub>0</sub> (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	remarque
Phase 1	0,72	2,44	4.20	4.25	8.50	13.91	C.V
Phase 2	0,72	2,44	6,05	2,54	16,24	21	C.V
Phase 3	1,06	3,766	6,05	1,03	12,47	21	C.V
Phase 4	1,06	6,978	5,68	6,89	2,89	21	C.V

VI.3.1.4. Tracé du câble

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties (suivie le diagramme des moments).

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{l^2}$$

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$$

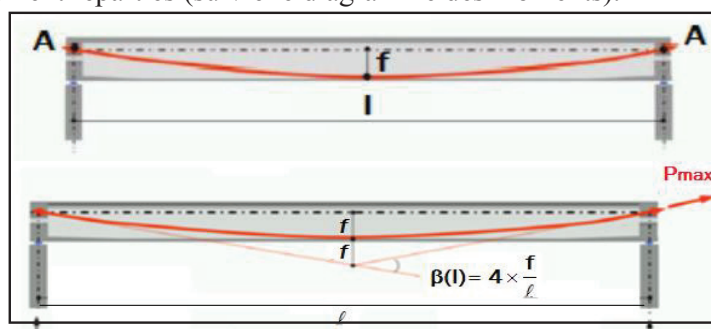


Figure VI.3 Tracer de câble.

- Caractéristiques des plaques d'ancrages :

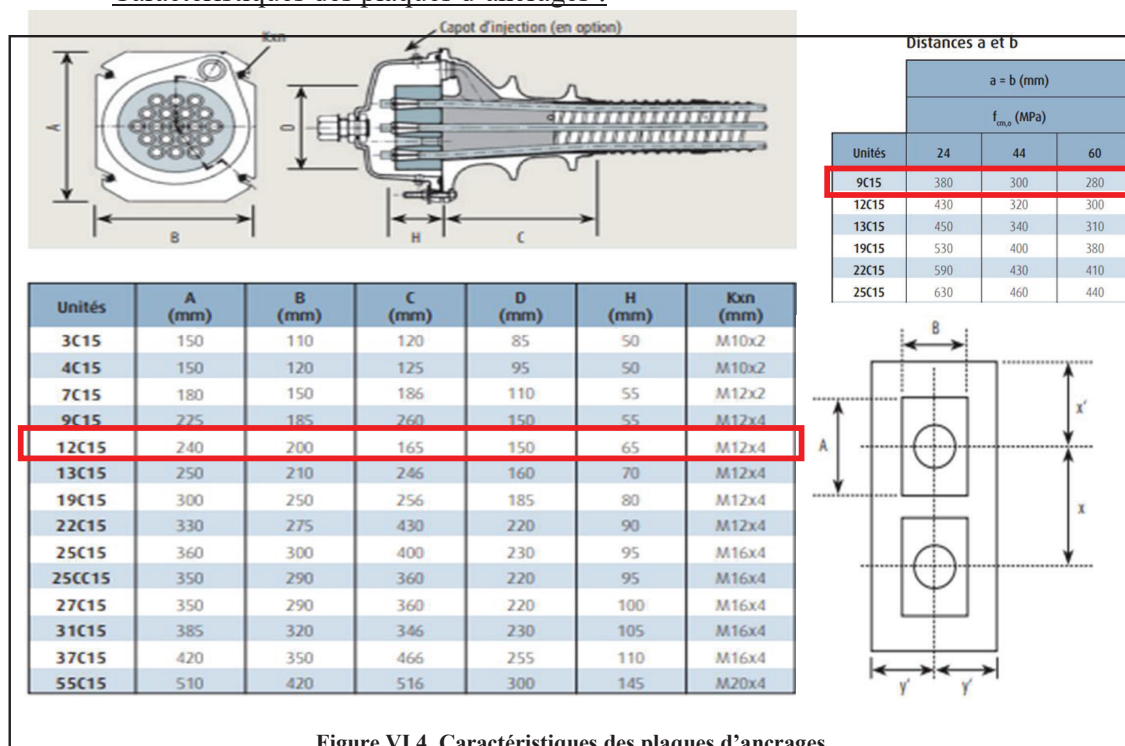


Figure VI.4 Caractéristiques des plaques d'ancrages.

- L'ancrage se fait à la section d'about et on dispose un seul lit.

- Les dimensions  $x$  et  $x'$  et  $y$  doivent satisfaire les conditions suivant :  
 $x \geq A+30$  (mm).  $x \geq 0.85 \times a$ .  $x' \geq 0.5 \times x + \text{enrobage de béton } -10\text{mm}$ .  
 $y' \geq 0.5 \times x + \text{enrobage de béton } -10 \text{ mm}$ .

Avec :  $f_{c28} = 35\text{MPa}$  ;  $a=396.5 \text{ mm}$ .

$x \geq 27\text{cm}$  ;  $x \geq 32\text{cm}$  ; on prend  $x = 35 \text{ cm}$ .  $x' \geq 21.5 \text{ cm}$  on prend  $x' = 25 \text{ cm}$ .

$y' \geq 21.5 \text{ cm}$  ; on prend la disposition de l'ancrage au milieu de l'âme  $y' = 30\text{cm}$ .

Au niveau de la section médiane section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon (au milieu de la poutre) :

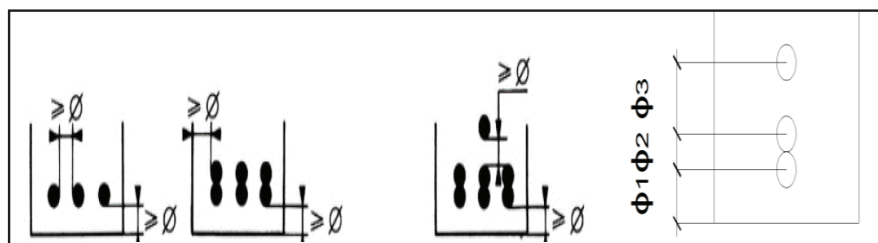


Figure VI.5 le tracer des câbles Au niveau de la section médiane

$$\phi_1 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ m.}$$

$$\phi_2 \geq 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} + \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 2.5 \times 0.08 = 0.20 \text{ m.}$$

$$\phi_3 \geq 3 \times \phi_{\text{gaine}} + 1.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 4.5 \times \phi_{\text{gaine}} = 0.36 \text{ m. on prend } \phi_3 = 0.46 \text{ m.}$$

### VI.3.1.5. Détermination l'angle de relevage

L'angle de relevage ( $x=0$ ) est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m partir de son ancrage et peut déterminer par la formule suivante :

$$\text{Arc sin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arc sin}\left(\frac{V_M + \bar{V}}{P}\right).$$

Avec :

$V_M$  et  $V_m$  : l'effort tranchant maximal et minimal obtenu.

$\bar{V}$  : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about =  $\bar{T} \times b_n \times 0.8 \times h$ .

$\bar{T}$  : contrainte tangentielle limite en l'état limite de service =  $[0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^2$ .

$\sigma_x$  : contrainte normale au niveau de la fibre neutre =  $\frac{P}{B_n}$ .

$B_n = B_{\text{Brute}} - n_{\text{nombre de lit}} \times B_{\text{gaine}}$ .

$b_n$  : la largeur nette de la section d'about + hourdis =  $b_0 - n_{\text{nombre de lit}} \times \phi$ . et  $b_0$  : la largeur brute de l'âme de section de l'about = 0.6 m.  $n_{\text{nombre de lit}}$  : nombre de lit = 1.

Tableau VI.4 Tableau récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

$b_n =$	0,52	m
$B_n =$	1,48	m <sup>2</sup>
$P =$	5,68	MN
$\sigma_x =$	3,84	MPa
$T =$	2,66	MPa
$V =$	2,21	MPa

Donc : l'angle de relevage sera :

$$-12,37 \leq \alpha \leq 32,57$$

Tableau VI.5 Les résultats de f et R et  $\beta$ .

$$\alpha_{C1} = 4,32^\circ \quad \alpha_{C2} = 6,04^\circ \quad \alpha_{C3} = 6,67^\circ$$

N° câble	L (m)	$\alpha_{rel}$ (°)	Yi (m)			F (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	17,5			
C1	33	4,32	0,8	0,72	0,12	0,60	82,28	0,073
C2	33	6,04	1,15	1,04	0,2	0,84	114,92	0,102
C3	33	6,67	1,5	1,38	0,46	0,92	125,65	0,112

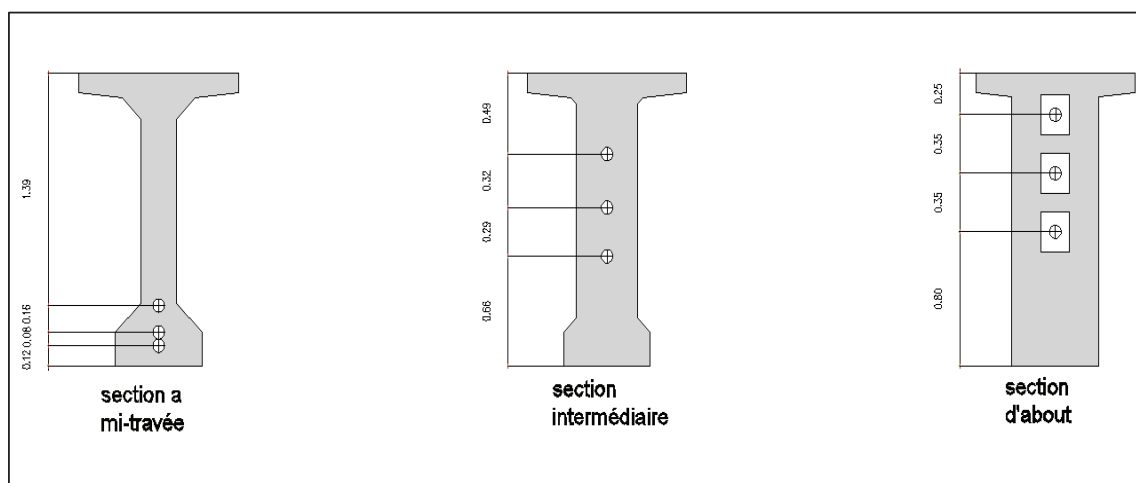


Figure VI.6 Le tracé des câbles dans les différentes sections de la poutre.

#### VI.4.CALCUL DES PERTES

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

#### VI.4.1. Pertes instantanées

##### VI.4.1. 1. Pertes par frottements

Données pas la formule suivant :  $\Delta\sigma_\phi = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \phi \times x)})$  ; Avec :

$\phi$  : coefficient de perte en ligne = 0.002 m<sup>-1</sup>.5

$f$  : coefficient de frottement d'un câble sur son conduit = 0.18.

$\sigma_{p0}$  : contrainte à l'origine correspondant a 'F<sub>0</sub>' = 1417 MPa.

Tableau VI.6 coefficients  $f$  et  $\phi$ .

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients $f$ et $\phi$				
Cas	Nature des armatures	$f$		$\phi$ (m <sup>-1</sup> )
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Tableau VI.7 Les résultats de calcul des pertes par frottements.

N° câble	B (rad)	$\Delta\sigma_\phi$ x=0 (m)	$\Delta\sigma_\phi$ x=l/4 (m)	$\Delta\sigma_\phi$ x=3l/8 (m)	$\Delta\sigma_\phi$ x=l/2 (m)
C1	0,073	18,55	42,79	54,76	66,62
C2	0,102	25,84	49,96	61,86	73,66
C3	0,112	28,23	52,31	64,19	75,96

##### VI.4.1.2. Les pertes par glissement d'ancrage (le recul de l'ancrage)

Données pas la formule suivant :  $\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d-x)$  ; Avec :

$k$  : constant ;  $k = f \times \frac{\beta}{l} + \phi$ .

$d$  : la longueur sur laquelle s'effectue le recul de l'ancrage =  $\sqrt{\frac{E_p * g}{\sigma_{p0} * k}}$ .

$g$  : intensité du recul d'ancrage (2-6 mm).

Tableau VI.8 Les résultats de calcul des pertes par glissement d'ancrage.

N° câble	k (m <sup>-1</sup> )	d (m)	$\Delta\sigma_{p(1/2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(3/8)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(1/4)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
C1	0,0028	17,10	0	30,99	65,11	133,34
C2	0,0031	16,24	0	26,93	64,75	140,39
C3	0,0032	15,98	0	25,52	64,56	142,64

### VI.4.1.3. Perte par déformation instantané de béton (raccourcissement de béton)

Données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_e = \frac{E_p}{2 * E_{ij}} \sigma_{bi} \text{ et } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P * e^2}{I_G} - \frac{M_p * e}{I_G}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 35\,981,73 \text{ MPa et } E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.9 Tableau récapitulatif des pertes par déformation instantanée.

Désignation	La valeur			
	X=1/2	X=3/8	X=1/4	X=0
P=n <sub>câble</sub> ×P0 (MN)	7.56	7.56	7.56	7.56
B (m <sup>2</sup> )	0.6722	0.6722	0.6722	1,1162
e=v'-moy(e <sub>i</sub> ) (m)	0.68	0.63	0.45	0,22
M <sub>p</sub> (MN.m)	2.44	2.28	1.80	0
$\sigma_{bi}$	16,91	10,47	7,33	5,83
$\Delta\sigma_e$ MPA	44,65	27,65	19,37	15,39
$\Delta\sigma_e$ en %	0,0315	0.0195	0,0136	0,0108

La perte de tension instantanée :

	X=1/2	X=3/8	X=1/4	X=0
$\Delta\sigma_{insta}$ MPA	116,73	115.53	67.72	39.60
$\Delta\sigma_{insta}$ en %	8,24	8.15	4.78	2.80

### VI.4.2. Les pertes de tension défférées

#### VI.4.2.1. Pertes par retrait

La perte de tension par retrait données par la formule suivante :  $\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r [1 - r(t)]$  avec :

$r(t)$  : la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, en général négligeable devant 1.

$\varepsilon_r$  : le retrait final =  $2 \times 10^{-4}$ .

$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa}$  ;  $\Delta\sigma_r = 2.68\%$ .

#### VI.4.2.2. Perte par fluage

La perte de tension par fluage données par la formule suivant :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}} \text{ et } : \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I_G} - \frac{M_p \cdot e}{I_G}$$

La section considéré est la section de la poutre + dalle.

Tableau VI.10 Les résultats de calcul des pertes par fluage.

Désignation	La valeur			
	X=1/2	X=31/8	X=1/4	X=0
$P = n_{cable} \times P_0 (1 - (\Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_e))$ (MN)	6,98	6,98	6,98	6,98
B (m <sup>2</sup> )	1,047	1,047	1,047	1,491
$e = v' - \text{moy}(e_i)$ (m)	1,04	0,96	0,63	0,34
Mp (MN.m)	5.29	4.42	3.23	0
$\sigma_{bi}$	10,2479	9.38	8,17	6,37492
$\Delta\sigma_{fl}$ MPA	135,28	123.83	107,85	84,15
$\Delta\sigma_{fl}$ en %	0,0955	0.087	0.076	0.059

#### VI.4.2.3. La perte par relaxation

La perte de tension par relaxation peut estimer dans la formule suivant :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left( \frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i ; \text{ avec } :$$

$\rho_{1000}$  (%) : relaxation garantie à 1 000 h = 2.5%.

$\mu_0$  : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

$$\Delta\sigma_p = 59,26 \text{ MPa. } \Delta\sigma_p = 4,18\%$$

La perte de tension déferée :  $\Delta\sigma_{d\acute{e}f} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + 5/6 \Delta\sigma_p$

	X=1/2	X=31/8	X=1/4	X=0
$\Delta\sigma_{d\acute{e}f}$ MPA	222,66	211.21	195.23	171.53
$\Delta\sigma_{d\acute{e}f}$ en %	15,72	14.91	13.78	12.11

Donc la perte totale :  $\Delta\sigma_{total} = \Delta\sigma_{d\acute{e}f} + \Delta\sigma_{insta}$

	X=1/2	X=31/8	X=1/4	X=0
$\Delta\sigma_{total}$ MPA	339,39	326.74	262.95	211.12
$\Delta\sigma_{total}$ en %	23.97	23.07	18.56	14.91

#### VI.5. LA VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALE A L'ELS

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue phase par phase ; en considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale.

Tableau VI.11 Les caractéristiques de la poutre.

## Chapitre VI. Précontrainte.

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,750	2,000	1,750	2,000	1,750	2,000	1,750	2,000
B <sub>nette</sub> (m <sup>2</sup> )	0,657	1,476	0,657	1,032	0,657	1,032	0,657	1,032
v <sub>n</sub> (m)	0,815	0,838	0,815	0,724	0,811	0,721	0,810	0,720
v' <sub>n</sub> (m)	0,935	1,163	0,935	1,276	0,939	1,279	0,940	1,280
I <sub>nG</sub> (m <sup>4</sup> )	0,246	0,564	0,245	0,458	0,242	0,453	0,241	0,451
ρ (%)	49,039	39,235	48,839	48,007	48,326	47,596	48,097	47,433

Pour les justifications aux **E.L.S**, on doit calculer les deux valeurs caractéristiques **P<sub>1</sub>** et **P<sub>2</sub>** tel que :

$$P_1 = 1,02 \times P_0 - 0,8 \times \Delta P$$

$$P_2 = 0,98 \times P_0 - 1,2 \times \Delta P ; \text{ Avec : } \Delta P : \text{ les pertes de tension de chaque phase.}$$

Et :

$$\text{Etat à vide : } \sigma_{p1} = \begin{cases} \bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} = \frac{P_1}{B} - (P_1 \times e_0 - M_{min}) \times \frac{v'}{I} \\ \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} = \frac{P_1}{B} + (P_1 \times e_0 - M_{min}) \times \frac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad \sigma_1 = \sigma_p + \sigma_{p1}$$

$$\text{Etat en charge : } \sigma_{p2} = \begin{cases} \sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} = \frac{P_2}{B} - (P_2 \times e_0 - M_{max}) \times \frac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} = \frac{P_2}{B} + (P_2 \times e_0 - M_{max}) \times \frac{v'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad \sigma_2 = \sigma_p + \sigma_{p2}$$

$$e_0 = v' - d$$

	d L/2	d L/4
	0,226	0,465
d L/2	0,226	0,465
0,260	0,310	0,480
	0,226	0,465
	0,226	0,465

Tableau VI.12 Les contraintes admissibles

Les contraintes admissibles	i = 7 jours	i ≥ 28 jours	Unité	Cas
σ <sub>bc</sub>	13,91	21	MPa	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
σ <sub>bt1</sub>	-2,99	-4,05	MPa	
σ <sub>bt2</sub>	-1,39	-1,89	MPa	Exécution
σ <sub>bt2</sub>	-1,99	-2,7	MPa	Q.Rares

La vérification des contraintes normales est présentée dans le Tableau VI.13.

Tableau VI.13 Les valeurs de la contrainte normale à l'ELS.

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,22	0,45	0,63	0,68	-0,22	0,45	0,63	0,68
MEls		0,00	1,80	2,28	2,44	0	1,8	2,283	2,44
P1 (MN)		3,77	3,71	3,61	3,73	7,55	7,43	7,22	7,22
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0,00	6,00	7,66	8,21	0,00	6,00	7,66	8,21
	$\sigma_{inf}$	0,00	-6,88	-8,72	-9,32	0,00	-6,88	-8,72	-9,32
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	8,44	0,02	-2,12	-2,87	16,88	0,04	-4,24	-5,54
	$\sigma_{inf}$	2,65	12,11	14,32	15,61	5,30	24,21	28,63	30,17
$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	8,44	6,02	5,54	5,35	16,88	6,04	3,42	2,68
	$\sigma_{inf}$	2,65	5,23	5,59	6,28	5,30	17,33	19,91	20,84

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,01	0,80	0,97	1,02	0,01	0,80	0,97	1,02
MEls		0,00	2,77	3,52	3,77	<b>0</b>	<b>5,718</b>	<b>6,557</b>	<b>6,978</b>
P1 (MN)		7,18	7,01	6,77	6,71	-	-	-	-
P2 (MN)		-	-	-	-	6,32	6,16	6,06	5,13
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0,00	4,39	5,60	6,01	0,00	9,04	10,44	11,14
	$\sigma_{inf}$	0,00	-7,74	-9,93	-10,68	0,00	-15,94	-18,51	-19,79
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	4,73	-2,04	-3,88	-4,42	-	-	-	-
	$\sigma_{inf}$	5,05	22,36	25,08	25,91	-	-	-	-
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	-	-	-	-	7,14	1,74	-0,21	-3,38
	$\sigma_{inf}$	-	-	-	-	4,44	19,66	22,45	19,82
$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	4,73	2,35	1,72	1,59	-	-	-	-
	$\sigma_{inf}$	5,05	14,63	15,15	15,23	-	-	-	-
$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	-	-	-	-	7,14	10,79	10,22	7,75
	$\sigma_{inf}$	-	-	-	-	4,44	3,72	3,94	0,04

## VI.6.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELU

### Les hypothèses de calcul

Pour justifier les contraintes normales à l'ELU, on suppose que :

- la résistance du béton est négligée.
- les sections droites restent planes après déformation.
- aucun glissement relatif entre les matériaux (béton et acier).
- la règle des trois pivots est respectée.

### Principe de la méthode de justification

Le principe de justification consiste à assurer que le couple  $(N_u, M_u)$  se trouve à l'intérieur de la courbe d'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant.

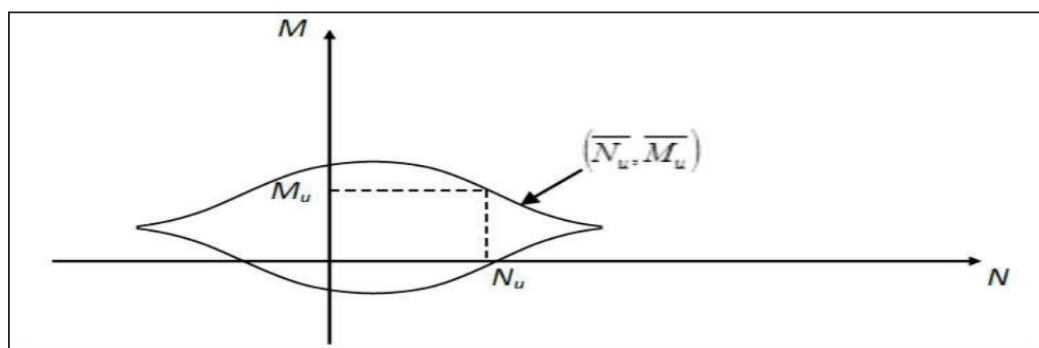


Figure VI.7 Courbe d'interaction effort normal moment fléchissant.

### Etapes de calcul

On suit les étapes suivantes :

- Choisir un diagramme de déformation passant par les trois pivots (Figure 7.2).
- Détermination de  $Y$  pour le calcul de  $\Delta\varepsilon, \Delta\sigma_p$ ...
- Faire une comparaison entre  $N_u$  et  $\bar{N}_u$  tel que

Si  $\bar{N}_u = N_u \Rightarrow$  on calcule directement  $M_u$

Si  $N_u \leq \bar{N}_u \Rightarrow$  la section de béton est très grande, on pivote le diagramme autour du pivot A (nouvelle valeur de  $\varepsilon_s$ )

Si  $N_u \geq \bar{N}_u \Rightarrow$  on doit pivoter autour de B jusqu'à avoir  $\bar{N}_u = N_u$

- Vérifier l'inéquation  $M_u \leq \bar{M}_u$ .

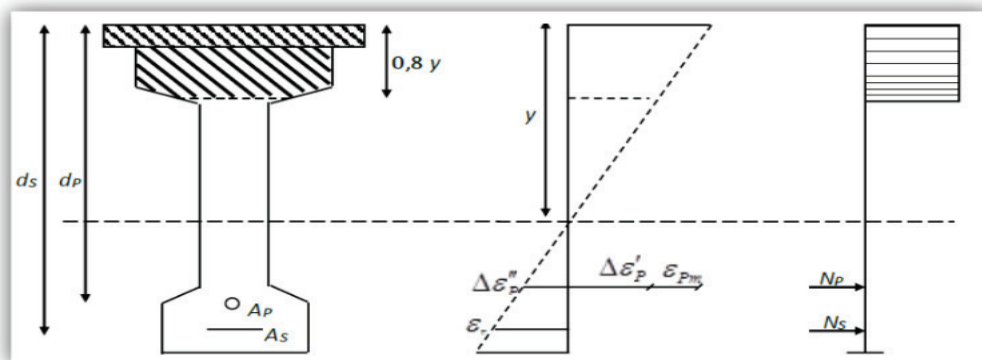


Figure VI.8 Diagramme des contraintes et des déformations à l'ELU

**Application numérique**

Les données :

$$\begin{aligned} A_s &= 9.23 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 (6\phi 14) \\ A_p &= 1800 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \\ h &= 2 \text{ m} \\ d_s &= 2 - 0.05 = 1.95 \text{ m} \\ d_p &= 2 - 0.2 = 1.80 \text{ m} \end{aligned}$$

On calcule  $N_u$  :

$$N_u = P_m = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \times n \times A_p = (1417 - 339.39) \times 3 \times 1800 \times 10^{-6} = 5.82 \text{ MN.}$$

Pour la vérification, on suit la procédure suivante :

**La première itération :**

On suppose que le diagramme de déformation passe par le pivot A et B c'est-à-dire  $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$  et  $\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ .

Equation d'équilibre :

Les efforts ultimes sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \overline{N}_u = A(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \sigma_p \\ \overline{M}_u = A(y) \times \sigma_{bc} \times Z(y) - A_s \times \sigma_s \times (d_s - d_p) \end{cases}$$

Tel que :

- $A(y)$  : la section du béton comprimé de hauteur  $0.8y$ .
- $A_s \times \sigma_s$  : tension des armatures passives.
- $A_p \times \sigma_p$  : surtension de la précontrainte.
- $A(y) \times \sigma_{bc}$  : compression du béton.
- $Z(y)$  : bras de levier des moments de compression

Equation de comptabilité :

A partir de la similitude des triangles dans le diagramme de déformation, on peut écrire :

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s} \times d_s = 0.505 \text{ m.}$$

On a la section de béton comprimé de hauteur  $0.8y$  :

$$A(y) = 0.2 b_{dalle} + (0.8y - 0.2) b_{poutre} = 0.2 \times 1.5 + (0.8 \times 0.505 - 0.2) \times 1.10 = 0.542 \text{ m}^2$$

L'allongement préalable  $\varepsilon_{pm}$  est donné par :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{P_m}{n \times A_p \times E_p} = \frac{5.82}{3 \times 1800 \times 10^{-6} \times 1.9 \times 10^5} = 5.66 \text{ ‰.}$$

On obtient la déformation dû à la compression du béton au niveau du câble moyen :

$$\Delta\varepsilon'_p = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$$

Tel que :

$\sigma_{bpm}$  : Contrainte dans le béton au niveau de l'armature « moyenne » de précontrainte sous l'effet de la précontrainte et des actions permanentes.

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{A_n} + \left( \frac{P_m \times e_0 + M_{\min}}{I_n} \right) \times e_0$$

$$e_0 = -(V'_h - d' - e_m) = -(1.28 - 0.20 - 0.2) = -0.808 \text{ m}$$

$$A_n = 1,032 \text{ m}^2 ; I_n = 0,458 \text{ m}^4 ; M_{\min} = 3.77 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{5.82}{1.032} + \frac{5.82 \times (-1.084) + 3.77}{0.458} (-0.808) = 7.28 \text{ MPa.}$$

$$\Delta \varepsilon'_p = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 5 \times \frac{7.28}{1.9 \times 10^5} = 0.19 \text{ ‰.}$$

La variation complémentaire accompagnant la déformation du béton est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \times \frac{d_p - y}{y} = \frac{3.5 \times (1.8 - 0.505)}{1000 \times 0.505} \times d_s = 8.97 \text{ ‰.}$$

La déformation totale est donnée par :

$$\Sigma \varepsilon = \varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p = 5.66 + 0.19 + 8.97 = 14.82 \text{ ‰.}$$

La déformation du béton  $\varepsilon_p$  est donnée par :  $\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \times \left( \frac{\sigma_p}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5$

On a aussi :

$$\Delta \sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p) - f(\varepsilon_{pm})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma \varepsilon = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} + 100 \times \left( \frac{\sigma_{p1}}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5 \\ \varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{p2}}{E_p} + 100 \times \left( \frac{\sigma_{p2}}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 14.82 = \frac{\sigma_{p1}}{1.9 \times 10^5} + 100 \times \left( \frac{\sigma_{p1}}{1770} - 0.9 \right)^5 \\ 5.66 = \frac{\sigma_{p2}}{1.9 \times 10^5} + 100 \times \left( \frac{\sigma_{p2}}{1770} - 0.9 \right)^5 \end{array} \right\}$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p1} = 2800.72 \text{ MPa} \\ \sigma_{p2} = 2582.49 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \Delta \sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{p2} = 218.23 \text{ MPa.}$$

On sait que :

$$\overline{N}_u = A(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \Delta \sigma_p$$

$$\overline{N}_u = 0.542 \times \frac{0.85 \times 35}{1.5} - 9.23 \times 10^{-4} \times \frac{500}{1.15} - 3 \times 1800 \times 10^{-6} \times 218.23 = 9.17 \text{ MN.}$$

On a donc :  $N_u = 5.82 \text{ MN} \leq \overline{N}_u = 9.17 \text{ MN}$  alors la section du béton est très grande, on doit choisir une nouvelle valeur de  $\varepsilon_{bc}$ .

On calcule  $\overline{N}_u$  pour s'approcher de la valeur de  $N_u$  en diminuant le  $\varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$ .

### La deuxième itération :

On pose :  $N_u \approx \overline{N}_u$

On cherche  $A(y)$  :

$$A(y) = \frac{N_u + A_s \times \sigma_s + n \times A_p \times \Delta \sigma_p}{\sigma_{bc}} = \frac{5.82 + 9.23 \times 10^{-4} \times 500 + 3 \times 1800 \times 10^{-6} \times 218.23}{21}$$

$$A(y) = 0.333 \text{ m}^2 ; A(y) = 0.2 \text{ b}_{\text{dalle}} + (0.8y - 0.2) \text{ b}_{\text{poutre}} \rightarrow y = 0.316 \text{ m}$$

De la même méthode de l'itération 01 on trouve les différentes inconnues.

$$\varepsilon_{pm} = 5.66\text{‰}$$

$$\Delta\varepsilon'_p = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 5 \times \frac{7.28}{1.9 \times 10^5} = 0.19 \text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = \frac{\varepsilon_s \times y}{d_s - y} = 0.67\text{‰}$$

$$\Delta\varepsilon''_p = 6.14\text{‰}$$

$$\Sigma\varepsilon = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p = 5.66 + 0.19 + 6.14 = 12\text{‰}$$

$$\sigma_{p1} = 2802.8 \text{MPa}$$

$$\sigma_{p2} = 2582.5 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 220.3 \text{MPa}$$

Vérification :

Effort normal ultime  $\bar{N}_u$  :

$$\bar{N}_u = A(y) \times \sigma_{bc} - A_s \times \sigma_s - n \times A_p \times \Delta\sigma_p$$

$$\bar{N}_u = 0.333 \times \frac{0.85 \times 35}{1.5} - 9.23 \times 10^{-4} \times \frac{500}{1.15} - 3 \times 1800 \times 10^{-6} \times 220.3 = 5.67 \text{ MN}$$

L'approche  $N_u \approx \bar{N}_u$  est vérifiée

Moment fléchissant ultime  $\bar{M}_u$  :

$$\bar{M}_u = A(y) \times \sigma_{bc} \times (d_p - 0.4y) - A_s \times \sigma_s \times (d_s - d_p)$$

$$\bar{M}_u = 0.333 \times 21 \times (1.8 - 0.4 \times 0.316) - 9.23 \times 10^{-4} \times (1.95 - 1.80) = 11.70 \text{ MN.m}$$

On a  $M_u = 9.96 \text{ MN.m} \leq \bar{M}_u = 11.70 \text{ MN.m}$  Vérifiée.

D'après ces résultats, on conclut que la résistance à l'ELU est assurée et les contraintes normales sont vérifiées.

### VI.7.JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELU

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_1^2$$

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

Si :  $\sigma_x < 0.4 \times f_{cj}$  on a :  $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ ; on vérifie que :  $\tau < \bar{\tau}_1$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}; \text{ et } : P = \sum_{i=1}^3 P_i * \cos \alpha_i$$

$$\tau = \frac{V_{red} * S_n}{I_n * b_n}; \text{ et } : V_{red} = V_{ser} - \sum_{i=1}^3 P_i * \sin \alpha_i$$

$$S_n = v' \times B_n.$$

$\tau$  : contrainte tangentielle.

$\sigma$  : contrainte normale longitudinal au centre de gravité.

$$\sigma_x = 4.04 \text{ MPa} < 0.4 \times f_{c28} = 0.4 \times 35 = 14 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_1 = 2.70 \text{ MPa.}$$

$$V_{ser} = 0.996 \text{ MN}; V_{red} = 0.427 \text{ MN}; S_n = 1.72 \text{ m}^3; b_n = 0.52 \text{ m.}$$

$\tau = 2.50 \text{ MPa}$ , la condition est vérifiée.

### VI.8.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTIELLE A L'E.L.U

$$\tan(2\beta_u) = \frac{2 * \tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{ avec } : \beta \geq 30^\circ.$$

$\sigma_x$  et  $\sigma_y$  : représenter les contraintes normales au niveau de G ;  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$ .

$\tau_u$  : La contrainte tangentielle ultime =  $\frac{V_{Ured} * S_n}{I_n * b_n}$ .

$$V_u = 1.345 \text{ MN}; V_u = V_u - \sum_{i=1}^3 P_i * \sin \alpha_i = 0.695 = 0.7 \text{ MN.}$$

Donc :  $\tau_u = 1.23 \text{ MPa}$  et  $\beta_u = 13.63^\circ$  on prend :  $\beta_u = 30^\circ$ .

Détermination de la section des armatures transversale  $A_t$  :  $\frac{A_t * f_e}{b_t * S_t * \gamma} \geq (\tau_u - f_{t28}/3) \times \tan(\beta_u)$ .

$$\tau_u = 1,23 \text{ MPa}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{t28} = 2,70 \text{ MPa}$$

$$b_n = 0,52 \text{ m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 2.27 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{4 \cdot \gamma_b} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa, condition est vérifiée.}$$

### VI.9. LE FERRAILLAGE DE LA POUTRE

#### VI.9.1. Les armatures de la zone tendues

Dans notre cas nous n'avons pas de traction, donc pas d'armature passive mais nous disposerons quand même une section minimale de 0.1% de la section du béton sur le talon :

$$A_s = 6.722 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{6HA14.}$$

#### VI.9.2. Les armatures de peau

Transversales : 2 cm<sup>2</sup>/ml placé sur le pourtour.

Longitudinale

Pour les armatures de peau on prend 3 cm<sup>2</sup> / ml de périmètre de section et A / B > 0,1 %.

$$A_{pl} \geq 3 \times 5.9915 = 17.97 \text{ cm}^2.$$

$$A_{pl} / B = 17.97 / 6722 = 0.267\% > 0.1 \%. \text{ Soit : } \mathbf{20HA12.}$$

#### VI.9.3. Le pourcentage minimum à disposer

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{\gamma_s b_n}{f_e} ; \frac{A_t}{S_t} \geq 7,17 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

On prend  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$  (un cadre de HA12) et l'espacement pour la zone d'about on prend :

$$S_t = 15 \text{ cm et pour la zone a médiane } S_t = 20 \text{ cm}$$

Le ferrailage final de la poutre est représenté dans la figure VI.8.

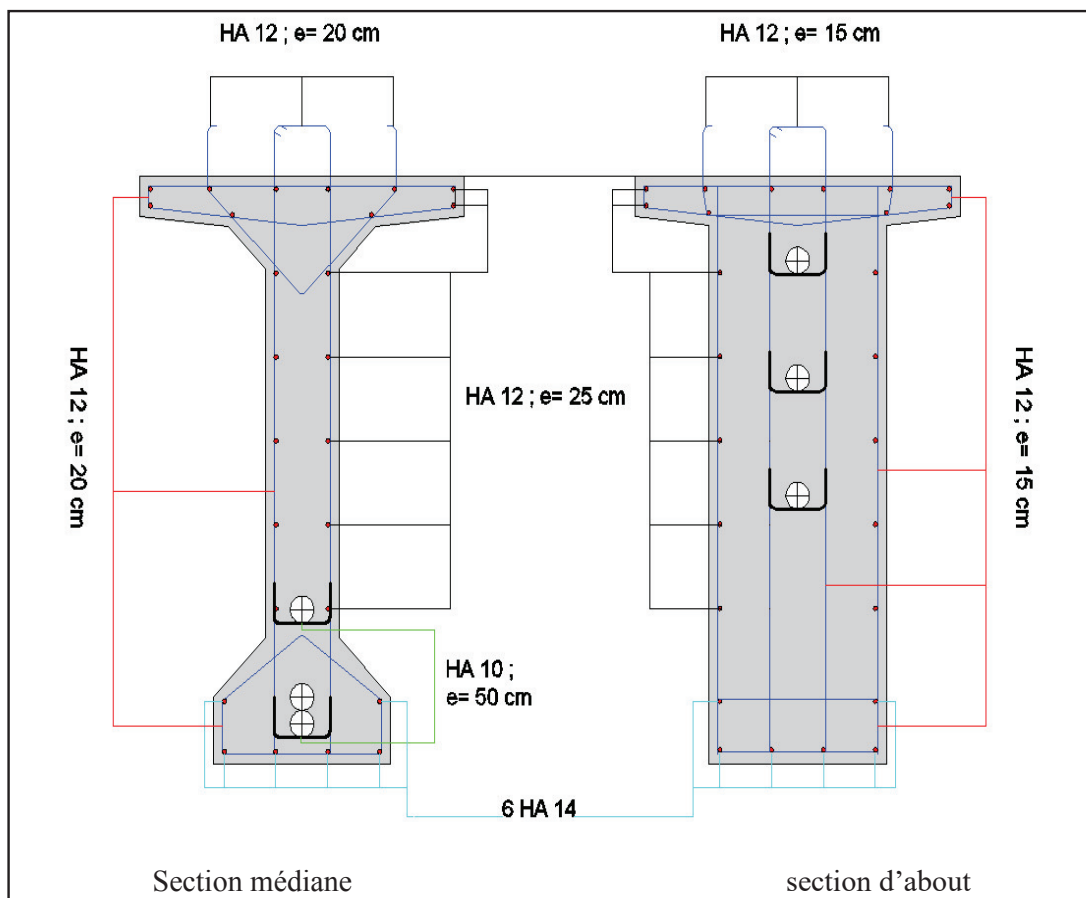


Figure VI.9 Ferrailage des sections de la poutre.

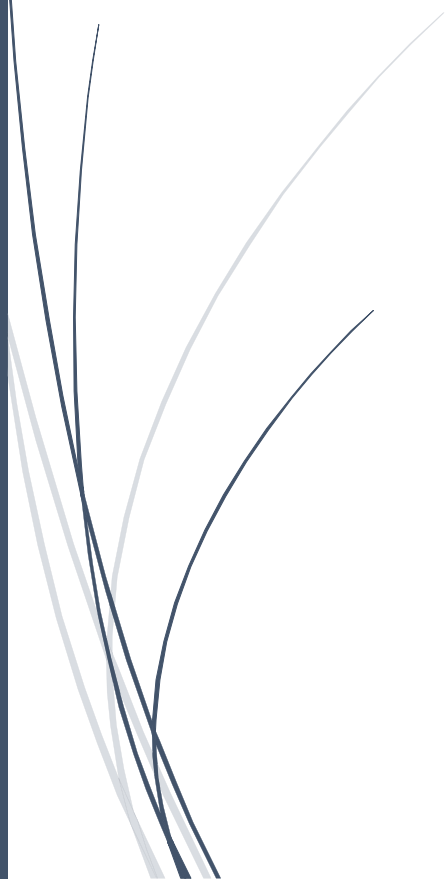
### VI.10.CONCLUSION

Dans ce chapitre on a vu la méthode de dimensionnement de la précontrainte de la poutre ainsi les vérifications nécessaires à faire.



**CHAPITRE 07 :**

# **ETUDE DE TABLIER**



### VII.1.INTRODUCTION

L'étude de tablier englobe à faire la vérification de la flèche et l'étude de l'hourdis et ensuite étudiera l'équipement de tablier pour prendre en mesure la stabilité et la durée de vie de l'ouvrage.

### VII.2.LA FLECHE ET CONTRE FLECHE

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

#### VII.2.1.Flèche due au poids propre

La flèche max due au poids propre est donnée par la combinaison  $G_{max}$ .



Figure VII.1 Flèche due au poids propre

D'après ce diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 7.0 cm.

$$f_G = 7.0 \text{ cm}$$

#### VII.2.2.Contre flèche de précontrainte

$$P_{\text{Câble moy}} = 5.748 \text{ MN (mise en tension à 100 \%)}$$

$$e_0 = -68 \text{ cm}$$

$$e_1 = 22 \text{ cm}$$

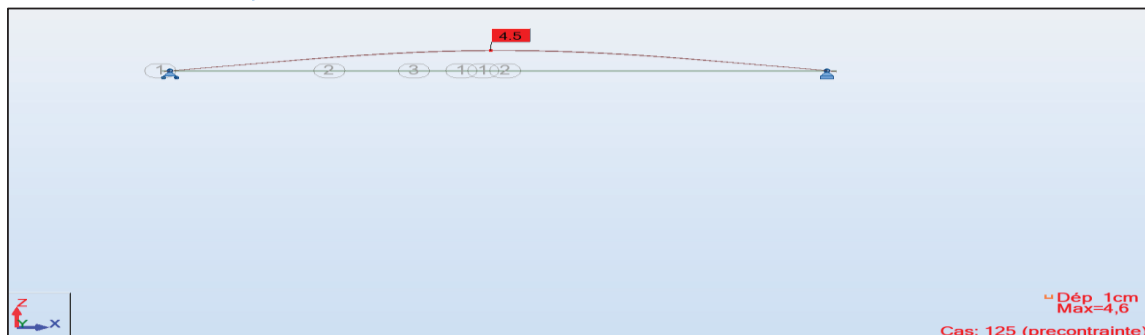


Figure VII.2 Contre flèche de précontrainte

On constate que la contre flèche maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension a 100 % pour les quatre câbles) est égale à 4.5 cm.

$$f_p = - 4.5 \text{ cm}$$

### VII.2.3.Flèche de construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G) = 3/4 (4.5-7) = - 2.625 \text{ cm}$$
$$f_c = - 2.625 \text{ cm}$$

### VII.2.4.Flèche maximale a ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :

$$G_{\max} + D_{240} + 0,6 T + 0,5 GTh$$

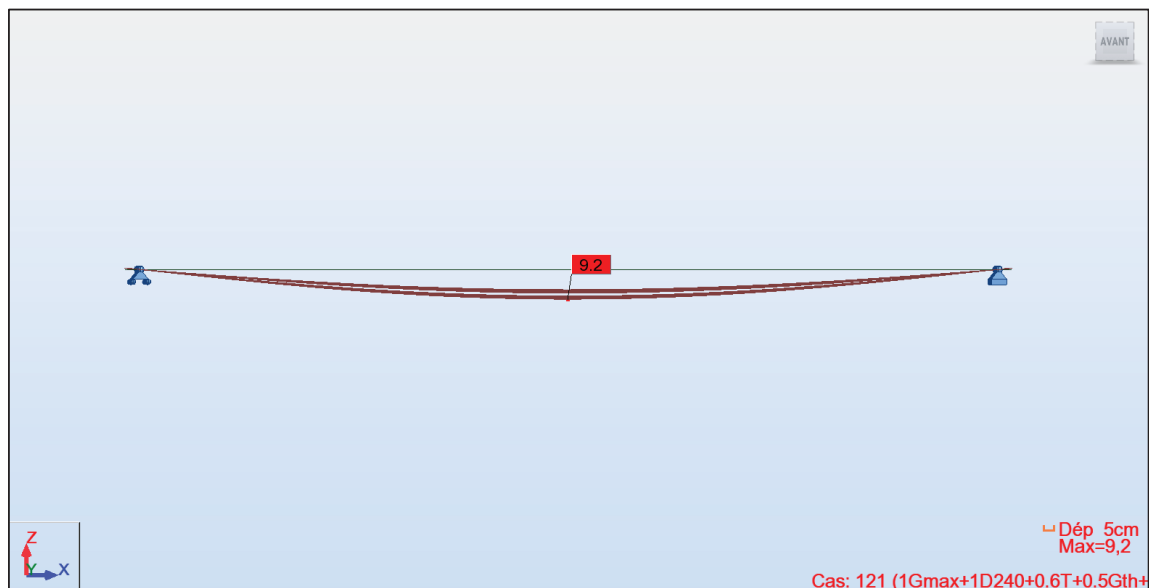


Figure VII.3 Flèche maximale à ELS

La flèche maximale de la poutre à ELS est égale à 9.2 cm.

$$f_{ELS} = 9.2 \text{ cm}$$

### VII.2.5.Flèche totale

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches :

$$f_{\text{tot}} = f_{ELS} + f_P + f_C$$
$$f_{\text{tot}} = 2.075 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$f_{\text{adm}} = L/700 = 5,0 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} > f_{\text{tot}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.3.ETUDE DE L'HOURLDIS

La dalle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), et les surcharges (civil, militaire et exceptionnelle etc...).

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprendre ces efforts.

#### VII.3.1. Ferrailage sous la flexion transversal

##### VII.3.1.1. La modélisation de la dalle

La dalle est modélisée comme un élément de barre de section (0.25×13.25 m×m) sur 1 mètre linéaire repose sur 9 appuis.

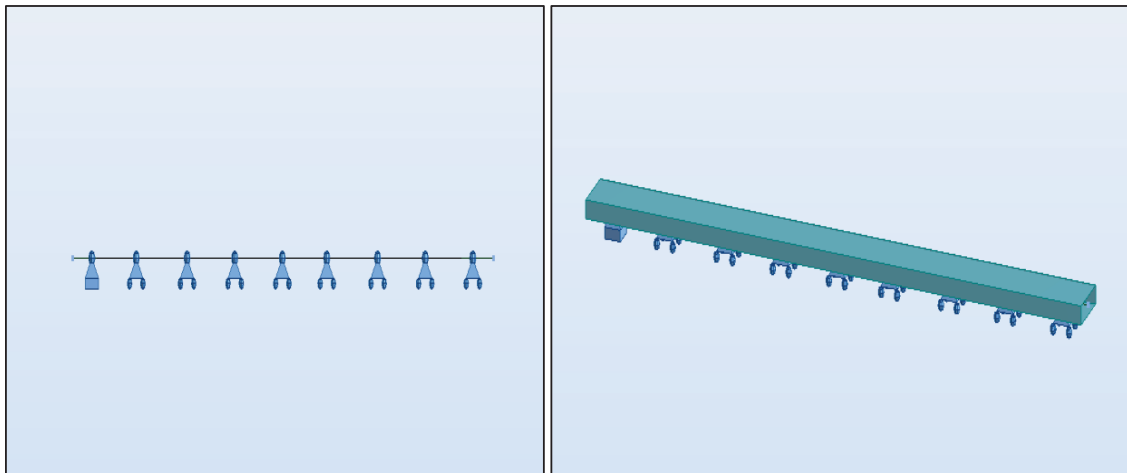


Figure VII.4 La modélisation de l'hourdis

##### VII.3.1.2. Affectation de charge

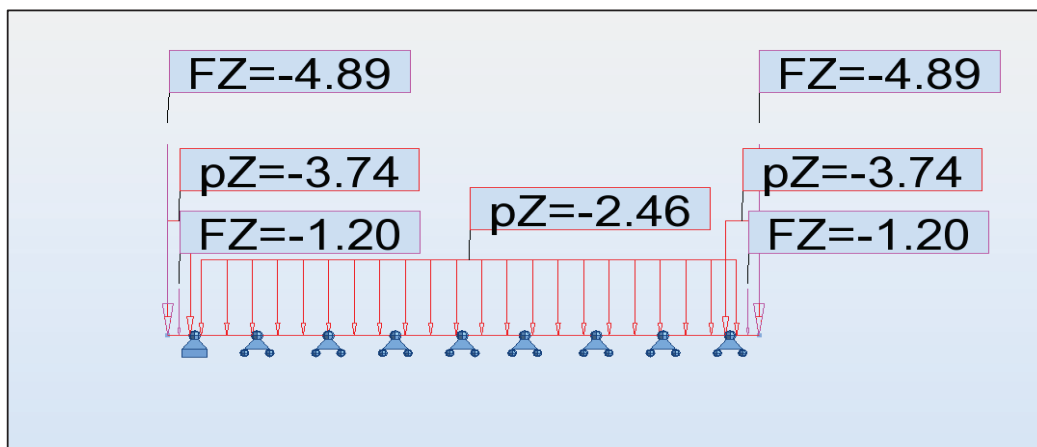


Figure VII.5 Affectation de  $G_{max}$

VII.3.1.3.Résultats

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous ne considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limitent de service (ELS).

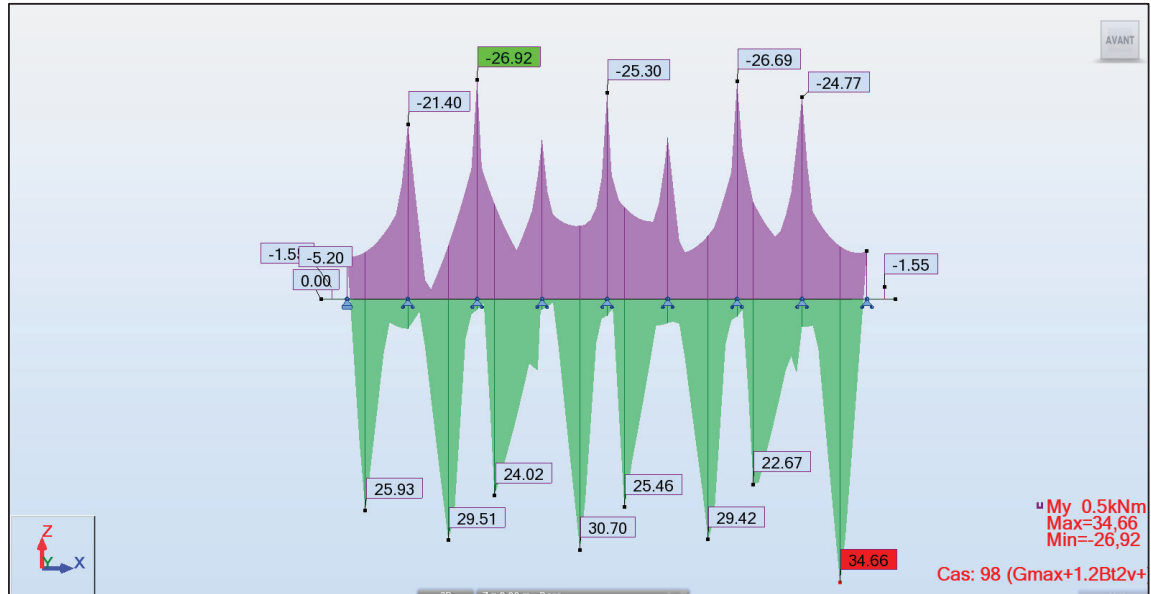


Figure VII.6 Moment max à l'E.L.S : Gmax+1.2Bt 2vois

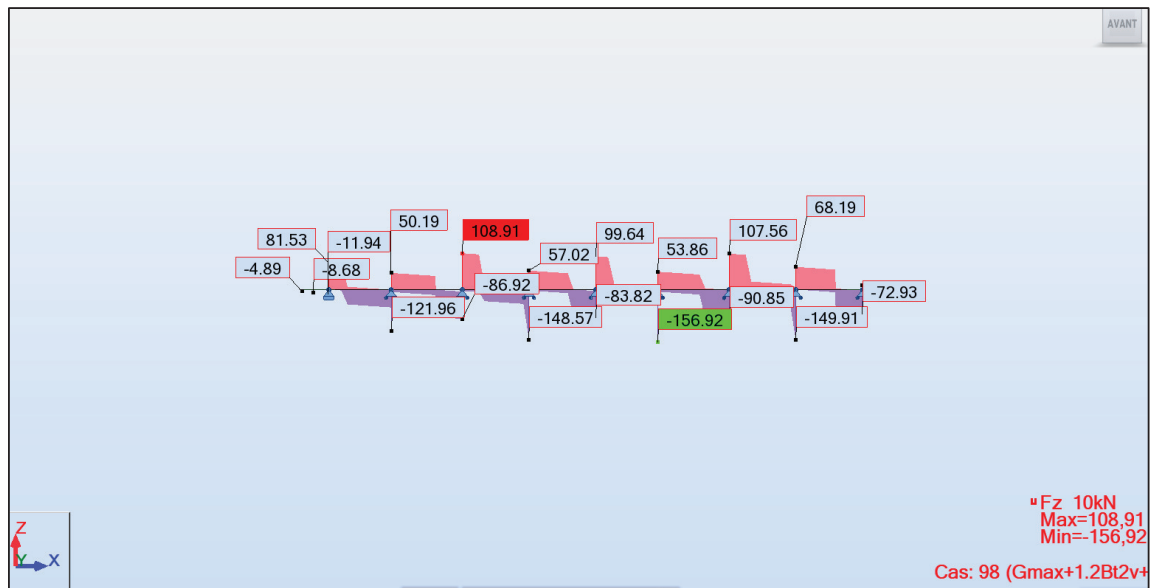


Figure VII.7. T<sub>max</sub> a l'E.L.S : Gmax+1.2Bt 2vois.

Donc les moments max à l'ELS et les efforts tranchants sont :

Fibre supérieure :  $M_{ELS} = 26.92 \text{ KN.m}$  ;  $T_{ELS}=108.91 \text{ KN}$ .

Fibre inférieure :  $M_{ELS} = 34.66 \text{ KN.m}$  ;  $T_{ELS}=156.92 \text{ KN}$ .

### VII.3.2.Ferraillages

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, la dalle est soumise à un moment fléchissant, elle est ferraillée en flexion simple. Les résultats sont présentés comme suite :

La nappe supérieure :

Les armatures transversales :

Le moment maximal est négatif :  $M_{sup} = -26.92$  (KN.m).

Par robot expert : on a trouvés que :  $A_s \geq 6.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ HA14} \rightarrow A_s = 7.7 \text{ cm}^2$  ;

Avec un espacement de 25 cm et enrobage = 5cm.

Les armatures longitudinales de construction :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ .

On prend 5HA10 ( $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 25 cm et enrobage =5cm.

La nappe inferieure :

Les armatures transversales :

Le moment maximal est positif :  $M_{sup} = 34.66$  (KN.m).

Par robot expert : on a trouvés que :  $A_s \geq 6.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ HA14} \rightarrow A_s = 7.70 \text{ cm}^2$  ;

Avec un espacement de 20 cm et enrobage =5cm.

Les armatures longitudinales de construction :

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ .

On prend 5HA10 ( $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm et enrobage =5 cm.

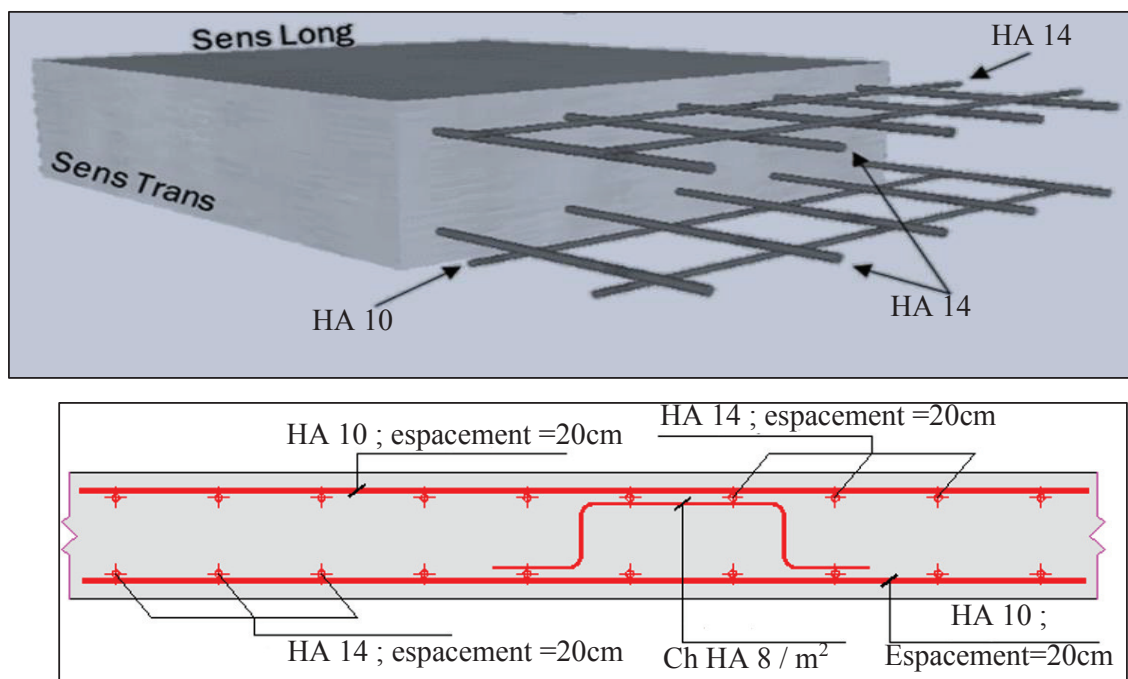


Figure VII.8 Ferrailage de la dalle

## VII.4.ETUDE DES EQUIPEMENTS

### VII.4.1.Appareil d'appuis

Le tablier repose sur les appuis par l'intermédiaire de l'appareil d'appuis conçus pour transmettre les efforts de tablier verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

Notre choix s'est porté sur appareils d'appuis élastomère fretté de types B. Ils comportent  $n+1$  frettes métalliques et  $n$  feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm.

Il est précisé que les valeurs données sont en fonction de  $\sigma_p$ . Pour une descente de charge donnée, le coefficient de frottement est calculé à partir de la contrainte à l'ELU.

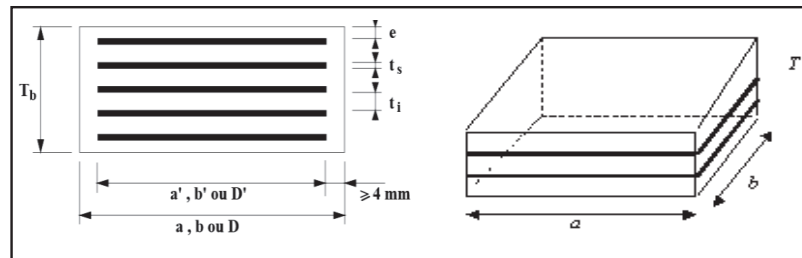


Figure VII.9 les dimensions de l'appareil d'appui

#### VII.4.1.1.Aire de l'appareil d'appui

$\sigma_p$  : contrainte de compression admissible de l'appareils d'appuis varie entre 20-25 MPa, On prend  $\sigma_p = 20$  MPa.

$$A' \geq \frac{R_{max}}{\sigma_p} = \frac{1345.25}{20\ 000} = 0.06727 \text{ m}^2 ; a' \times b' \geq 0.06727 \text{ m}^2 \text{ on prend : } a \times b = 35 \times 35 \text{ cm.}$$

#### VII.4.1.2.L'épaisseur de l'appareil d'appui

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} ; \frac{350}{10} \leq T \leq \frac{350}{5} ; 35 \text{ mm} \leq T \leq 70 \text{ mm.}$$

#### VII.4.1.3.Dimensionnement des frettes

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq 2 \text{ mm} \\ t_s \geq \frac{a \cdot \sigma_m}{\beta \cdot \sigma_e} \end{array} \right.$$

Avec :

$\sigma_e$  : Limite élastique de l'acier qui compose les frettes = 235 MPa.

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a*b} = 10.98 \text{ MPa.}$$

$$\beta = \frac{a*b}{2*G*(a+b)} = 9.722 ; G \text{ le module de cisaillement conventionnel est de } 0,9 \text{ MPa}$$

$t_s \geq 1.68 \text{ mm}$  et  $t_s \geq 2\text{mm}$  donc on prend :

Feuillets d'élastomère :  $t_i = 10 \text{ mm}$

Frettes métalliques :  $t_s = 3\text{mm}$ , Enrobage extérieur :  $e = 5 \text{ mm}$ ,

$350 \times 350$  ;  $6 \times 10 + 7 \times 3$  ;  $2 \times 4.5$ ,  $T_d = 90 \text{ mm}$

#### VII.4.1.4. Vérification de dimensionnement

Tableau VII.1 Vérification de dimensionnement

Vérification	La formule
Résistance à la compression	$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$
Limite de la distorsion	$\delta \leq 0.7 + 4(\delta o - 0,7)(0.25 - p)$
Stabilité au flambement	$\gamma_s \times P_u < P_c$
Non-glissement	$H \leq f \times N$

##### ✓ Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité en résistance en compression du matériau est pris égal à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduit par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa ; avec } \sigma_m = \frac{N}{a*b} = \frac{1.345}{0.35*0.35} = 10.98 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

##### ✓ Stabilité au flambement

$$\gamma_s \times P_u < P_c$$

Avec :  $\gamma_s = 3$  coefficient partielle de sécurité.

$P_u$  : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons à l'ELU

$P_c$  : la charge critique de l'appareil d'appui donne par la formule suivant :

$$P_c = 4GBS^2d/h$$

$B$  : l'aire nominale de l'appui ( $a \times b$ ) ;

$d$  : somme d'une épaisseur de la frette et d'une épaisseur d'élastomère.

$h$  : hauteur total de l'appareil d'appui

$S$  : facteur de forme ;  $S = \frac{a*b}{2*t_i(a+b)}$

Application numérique :

$$S = 8.75 ; h = 0.09\text{m} ; B = 0.1225\text{m}^2 ; d = 0.013\text{m.}$$

$$P_c = 4.88 \text{ MN} ; P_u = 1.345 \text{ MN} \rightarrow 4.036\text{MN} < 4.88\text{MN} \rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

### ✓ Limite de la distorsion

La distorsion  $\delta = \tan(\gamma)$ , rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limité aux valeurs suivantes :

- Pour :  $p = P_u/P_c \leq 0.25$  :  $\delta \leq 0.7 + 4(\delta_o - 0.7)(0.25 - p)$   
 $\delta_o = c/hc$ , borné par  $[0.7 < \delta_o < 2]$

C : diamètre pour un appui circulaire, petit cote pour un appui rectangulaire

hc : épaisseur totale d'élastomère.

- Pour :  $p \geq 0.25$  :  $\delta \leq \delta_c = 1.4(1 - 2p)$

Application numérique :

$$P = \frac{1.34525}{4.877} = 0.276 > 0.25 \rightarrow \delta_c = 1.4(1 - 2 \times 0.276) = 0.628;$$

$$Y = 0.2 \times H_{\text{déf}} + 0.4 \times H_{\text{tem}} + H_{\text{sis}} + H_{\text{tablier}} = 0.0547 \text{ m}$$

$$\delta = \tan(\gamma) = Y / T_d = 0.609 \leq \delta_c = 0.628$$

### ✓ Condition de non-glissement

Condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante :

$$H \leq f \times N$$

Avec : H : l'effort horizontal.

f : coefficient de frottement.

N : l'effort de compression verticale.

$$f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$$

Pour la pile :

$$N = (R_G + 0.2 \times R_{A(l)}) / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) = 0.565 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = N / (a \times b) = 4.61 \text{ MPa} \rightarrow f = 0.230$$

$$H = E_l / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) + (0.2 \times F_{\text{freinage}}) / (2 \times N_{\text{POUTRE}}) + (0.4 \times F_{\text{tem}} \times F_{\text{déf}} / 9)$$

$$H = 0.125 \text{ MN} \leq 0.565 \times 0.23 = 0.130 \text{ MN.}$$

Pour la culée :

$$N = (R_G + 0.2 \times R_{A(l)}) / (N_{\text{POUTRE}}) = 0.572 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = N / (a \times b) = 4.67 \text{ MPa} \rightarrow f = 0.228$$

$$H = A / 1000 = 0.0002 \text{ MN} \leq 0.572 \times 0.228 = 0.131 \text{ MN.}$$

#### VII.4.1.5. Les plaques de fixation

Ils sont en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

Ils ont une épaisseur de **25 mm** avec une section supérieure à **5 cm** dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

### VII.4.2. Dés d'appuis

#### VII.4.2.1. Dimensionnement de dés 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.

$$A \geq a + h/2 \text{ et } B \geq b + h/2$$

$$h \geq \frac{a*b}{a+b} = 0.175 \rightarrow \text{on prend } A=B=0.6\text{m et } h=0.2\text{m}$$

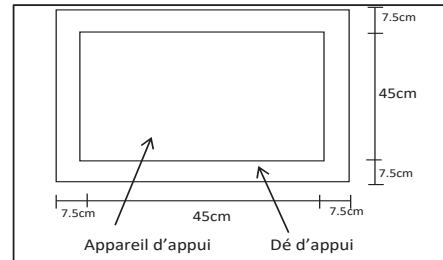


Figure VII.10 Dimensionnement de dés d'appuis

#### VII.4.2.2. Ferrailage des dés d'appuis

##### Armatures de chaînage

La section calculée doit reprendre 25% l'effort  $N_{\max}$

$$A_c = \frac{0.25 * N}{\sigma_s} = \frac{0.25 * 1.345}{434.78} = 7.73 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } \mathbf{6HA14}.$$

##### Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation éventuelle fissures, l'ensemble des armatures devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_p = \frac{0.125 * N}{\sigma_s} = \frac{0.125 * 1.345}{434.78} = 3.86 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } \mathbf{6HA12}.$$

##### Armateur de diffusion

##### **Ferrailage de surface (frette supérieur)**

Une frette supérieure placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui.

$$A_s = \frac{0.04 * N}{\sigma_s} = \frac{0.04 * 1.345}{434.78} = 1.24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } \mathbf{4HA10}.$$

##### **Ferrailage inférieur (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.

$$A_s = \frac{0.1 * N}{\sigma_s} = \frac{0.1 * 1.345}{434.78} = 3.09 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } \mathbf{6HA10}.$$

### VII.4.2. Joint de chaussée

Un joint de chaussée, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau.

Un joint doit avoir les propriétés suivantes :

- Assurer la liberté de mouvement du pont ;
- Donner une continuité de la surface de roulement ;
- Ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

### VII.4.2. Détermination du souffle

Les éléments ou paramètres nécessaires à la détermination du souffle du joint sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique, les actions.

La gamme des joints CIPEC offre une solution adaptée quel que soit le souffle (de 30 à 1000 mm), elle se compose :

- des joints de faibles souffles (JEP, WR et WOSd) ;
- des joints de souffles moyens (Wd) ;
- des joints de grands souffles (WP)

Le calcul de souffle est donnée par :

$$W = W_D + 0.3W_T + W_S/3$$

- **W** : souffle total du joint.
- **W<sub>D</sub>** : souffle des déformations différées (retrait = 0.007 m. et de fluage = 0.0105 m)
- **W<sub>T</sub>** : souffle thermique = 0.007 m.
- **W<sub>S</sub>** : souffle sismique = 0.034 m.

$$W = 30.93 \text{ mm}$$

Type de joint a choisi :

Tableau VII.2 Type de Joint de chaussée

Souffle	S < 50	50 ≤ S ≤ 60	60 ≤ S ≤ 80	80 ≤ S ≤ 110	110 ≤ S ≤ 160	160 ≤ S ≤ 230	230 ≤ S ≤ 250	S > 250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

## Chapitre VII. Etude du tablier

Donc notre choix sera JEP3.

Tableau VII.3 les dimensions de Joint de chaussée

Type	ØL	A min.	A max.	B min.	B max.	D min.	D max.	H	C	E	F
JEP3	30	30	60	80	110	10	40	80	140	60	55
JEP5	50	25	75	75	125	10	60	80	140	75	59
JEP8	80	25	105	75	155	10	90	80	140	95	59

Dimensions en mm.

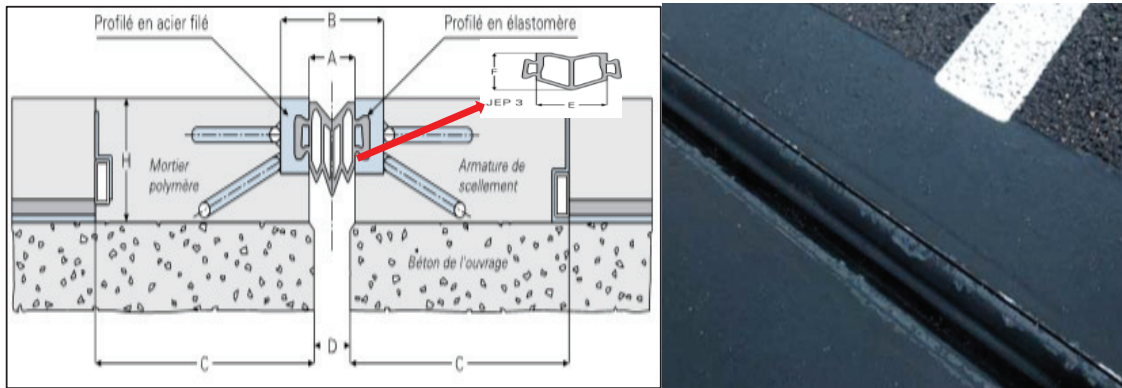


Figure VII.11 les éléments de Joint de chaussée

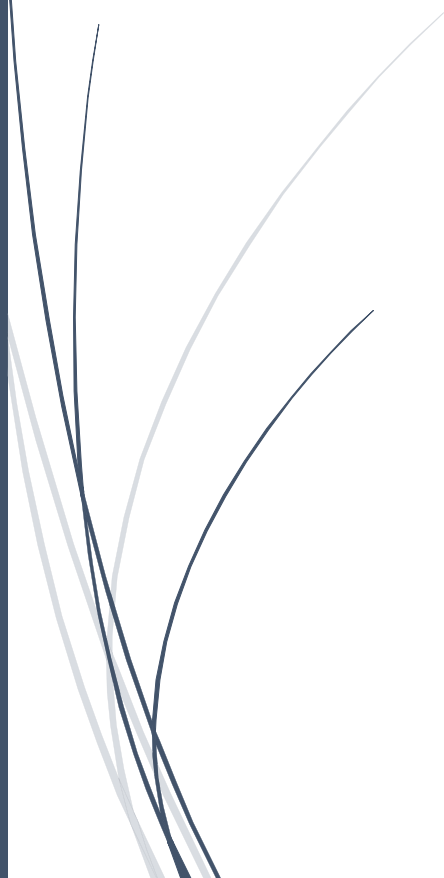
### VII.5.Conclusion

Nous avons vu dans ce chapitre la vérification de la flèche et le dimensionnement la dalle et le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement.



**CHAPITRE 08 :**

# **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**



### VIII.1.INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Dans le présent, on va étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

### VIII.2.ETUDE DE LA PILE

La pile est un appui intermédiaire qui a un rôle de transmettre les charges au sol, d'une manière générale, une pile comporte deux parties bien distinctes :

- ✓ Une superstructure où fût, sur laquelle repose le tablier.
- ✓ Une fondation, constituée soit par une simple semelle ou sur une fondation profonde (puit ou pieux). La pile qu'on va proposer est une pile composée de fûts à section circulaire.

#### VIII.2.1.Conception de la pile

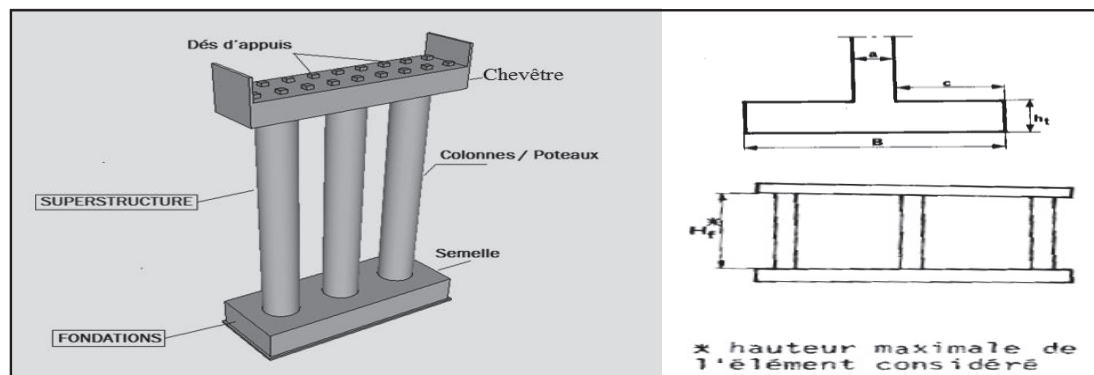


Figure VIII.1 Les éléments de la pile

Le viaduc qui présente des grandes hauteurs dans les piles est le viaduc droit.

Tableau VIII.1 Implantation et hauteurs des piles

Piles	P1	P2	P3	P4
Hauteur (m)	16.34	15.26	15.03	12.31
Position	PK 80+344.4	PK 80+378.6	PK 80+415	PK 80+450.2

Le système des fondations, choisi sur la base des données géotechniques du terrain donc la fondation sera superficielle.

Tableau VIII.2 Dimension de la pile la plus haute

Les éléments	de la pile	La condition	Les dimensions
Chevêtre	longueur	$L=8 \times d + 2 \times (b_0/2) + 2 \times 0.30$	$L= 13.25 \text{ m}$
	largeur	-	$l = 3.1 \text{ m}$
	hauteur	$1 \text{ m} \leq h \leq L/6 ; 1 \text{ m} \leq h \leq 2.2 \text{ m}$	$h = 1.6 \text{ m}$
Les fûts	Diamètre	$\Phi \geq 0.60 \text{ m} ; \Phi \geq \frac{H_f}{10}$	$\Phi=2.00 \text{ m}$
La fondation	Epaisseur	-	$h_t = 2,5 \text{ m}$
	Largeur	$B=a+2c$	$B=8 \text{ m}$
	longueur	$L=3a+2(e_{fut}-a)+2 \times 1.5$	$L=15 \text{ m}$

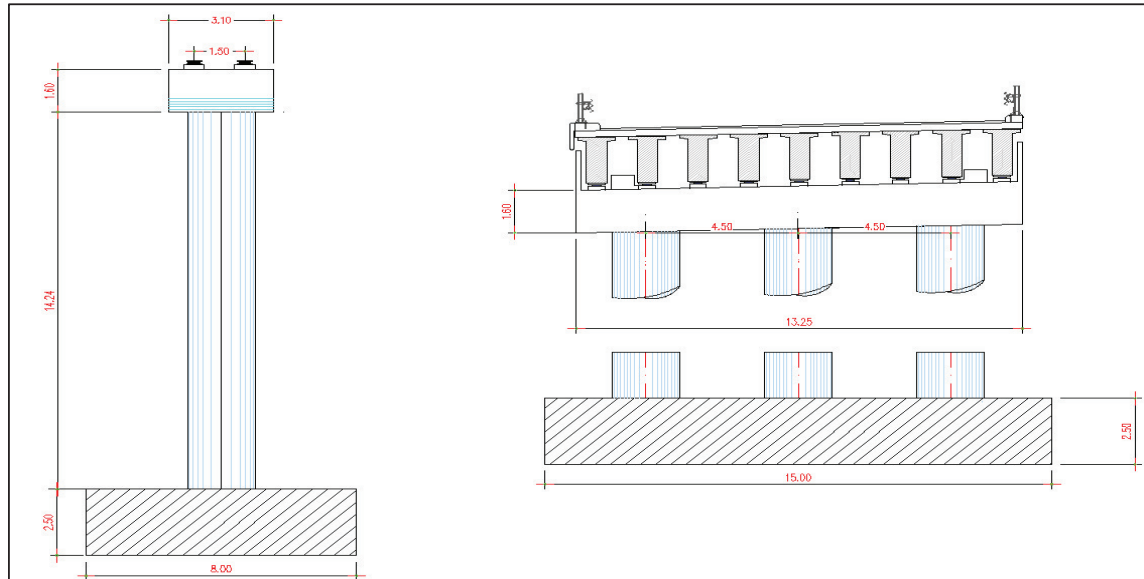


Figure VIII.2 Dimension de la pile la plus haute

### VIII.2.2. Evaluation de la raideur totale K

$$K_{A-app} = G \times \frac{a \times b}{T} ; K_{pile} = n \frac{3EI}{h^3} \text{ (longitudinale)} ; K_{pile} = \frac{3EI}{h^3} \text{ (transversale)} ;$$

$$K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{k_{Ap-d'appui}}}$$

**G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui = 1,2 MPa en condition sismique ;

**a x b** : surface en plan de l'appareil d'appui = 0,35 x 0,35 m<sup>2</sup> ;

**T** : épaisseur des feuilles en caoutchouc de l'appareil d'appui, T = 0,069 m

**n** : nombre de colonnes n=3 ;

**E** : module d'élasticité instantané du béton = 33000 MPa ;

**f<sub>cj</sub>** : la résistance caractéristique du béton, vaut : **f<sub>c28</sub> = 27 MPa**.

Tableau VIII.3 Raideurs statiques longitudinales des appuis

Appuis	h (m)	k <sub>Ap-d'appui</sub> (MN/m)	K <sub>longitudinale</sub> (MN/m)	K <sub>appuis</sub> (MN/m)
C1	7.84	2.13	Infinie	19.17
P1	16,34	2,13	53,44	22,33
P2	15,26	2,13	65,61	24,20
P3	15,03	2,13	68,67	24,61
P4	12,31	2,13	124,98	29,34
C2	8.96	2.13	Infinie	19.17

❖ Raideur total du système (K<sub>T</sub>) :

$$K_T = \Sigma K_i = 138,8270 \text{ MN/m}$$

Tableau VIII.4 Raideurs statiques transversales des appuis

Appuis	h (m)	k Ap-d'appui (MN/m)	K transversale (MN/m)	K appuis (MN/m)
C1	7.84	2.13	Infinie	19.17
P1	16,34	2,13	2940,93	37,85
P2	15,26	2,13	3610,58	37,94
P3	15,03	2,13	3778,88	37,96
P4	12,31	2,13	6878,06	38,14
C2	8.96	2.13	Infinie	19.17

### VIII.2.3.Evaluation de l'effort sismique

#### VIII.2.3.1.Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Le spectre de réponse élastique ( $S_a$ ) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique ( $T$ ) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage :

$$S_a = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_{10}}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS (\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta AgS (\frac{3 \cdot T_2}{T^2}) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$g$  : accélération de la pesanteur = **9,81 m/s<sup>2</sup>** ;

$\eta$  : facteur de correction de l'amortissement,  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$  ;

$\xi$  : taux d'amortissement 5 % ;

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie de site ;  $T_1 = 0.15$  ;  $T_2 = 0.3$  ;

$S$  : coefficient du site égale 1 ;

$A$  : coefficient d'accélération égale 0.2 ;

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente  $F$  donnée par l'expression :

$$F = M \cdot S_a(T)$$

Avec :

$M$  : est La masse du système est égale à la masse du tablier seul car il repose sur des appareils d'appuis en élastomères frettés ;  $M = 4860.30$  (t).

$S_a(T)$  : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale  $T$ .

La période fondamentale  $T$  a pour expression :

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{K}}$$

**Application numérique**

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{4860.30 \times 10^3}{138,8270 \times 10^6}} = 1.175 \text{ (s)}$$

$$T_2 \leq T = 1.175 \leq 3.0 \text{ s}$$

$$S_a = 2.5 \eta A g S \left(\frac{T_2}{T}\right) = 2.5 \times 1 \times 0.2 \times 9.81 \times 1 \times (0.3/1.175) = 1.25 \text{ m/s}^2$$

$$F_{\text{long}} = M \times S_a = 6086,52 \text{ KN.}$$

La force horizontale et le déplacement seront répartis sur chaque appui (i) sont données par les formules suivantes :

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F \quad \text{et} \quad d_{L(\text{tablier})} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times S_a.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

**Tableau VIII.5 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui**

Appuis	C <sub>1</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	C <sub>2</sub>
F <sub>L</sub> (KN)	840,6	978,9	1061.1	1078,8	1286.5	840,6
Déplacement du tablier (cm)	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4

**VIII.2.3.2. Evaluation de l'effort sismique transversal**

Dans certains cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y pas d'interaction importante entre des piles adjacentes, dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la i<sup>ème</sup> pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times S_a \times T_i$$

M<sub>i</sub> : est la masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier efférent à la pile) ;

$$T_i = 2\pi \times \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$$

est la période fondamentale de la même pile.

Cette simplification peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$$0.90 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.10$$

**Tableau VIII.6 Distribution de forces transversales sur chaque appui.**

appuis	M (kg)	T (s)	S <sub>a</sub> (m/s <sup>2</sup> )	F <sub>i</sub> (KN)
C1	486 030,00	0,9999	1,9623	953,73
P1	1 322 863,50	1,1740	1,6712	2 210,82
P2	1 310 146,50	1,1669	1,6813	2 202,80
P3	1 307 438,25	1,1654	1,6835	2 201,04
P4	1 275 410,25	1,1485	1,7084	2 178,85
C2	486 030,00	0,9999	1,9623	953,73

### VIII.2.3.3.Séisme vertical

L'effet vertical de séisme sur les piles des ouvrages se situe dans une zone sismique classée en zone (I) et (IIa) est négligeable.

### VIII.2.3.4.Combinaison des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Tableau VIII.7 Les combinaisons des forces sismiques

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort sismique (pile4) KN
Ex (Longitudinal)	1	0,3	0,3	1940.18
Ey (Transversal)	0,3	1	0,3	2564,81

### VIII.2.3.5.calcul des efforts et des déplacements horizontale dus à variation linéaire

L'effort de variation linéaire est donné par la formule suivant :

$$H_{Flv} = |X_i| \times K_i \times \varepsilon \quad ; \quad X_i = 17m.$$

$\varepsilon$  : coefficient de dilatation ;

$\varepsilon_f$ : coefficient du fluage est de  $3 \times 10^{-4}$  ;

$\varepsilon_r$  : coefficient de retrait,  $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$  ;

$\varepsilon_T$  : coefficient de la température.  $\varepsilon_T = 2 \times 10^{-4}$  ;

$$H_{flv} (\text{Ret} + \text{flu}) = 122.23 \text{ KN} \quad ; \quad H_T = 48,89 \text{ KN}.$$

Les déplacements horizontaux sont donnés par la formule suivante :

$$\Delta l = X_i \times \varepsilon$$

$$\text{Déplacement}_{(\text{Ret} + \text{flu})} = 0,85 \text{ cm} \quad ; \quad d_T = 0.34 \text{ cm} ;$$

## VIII.2.4.Etude des éléments de la pile

### VIII.2.4.1.Etude de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée chargée à cause de l'excentricité transversale des charges.

#### ❖ Flexion longitudinale

La chevêtre est reposé sur des colonnes peut présenter par le schéma statique suivant :

La modélisation

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est les résultats de calcul sont illustrés dans les figures suivantes :

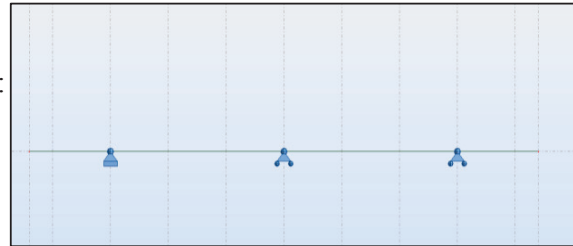


Figure VIII.3 Modélisation du chevêtre

Les charges prises en considération :

- $G_{MAX}$  de tablier
- $Q_{max}$  (A(I) 3vois).

Résultat

$M_{max}$  a ELS :  $G + 1.2A(I)3v$

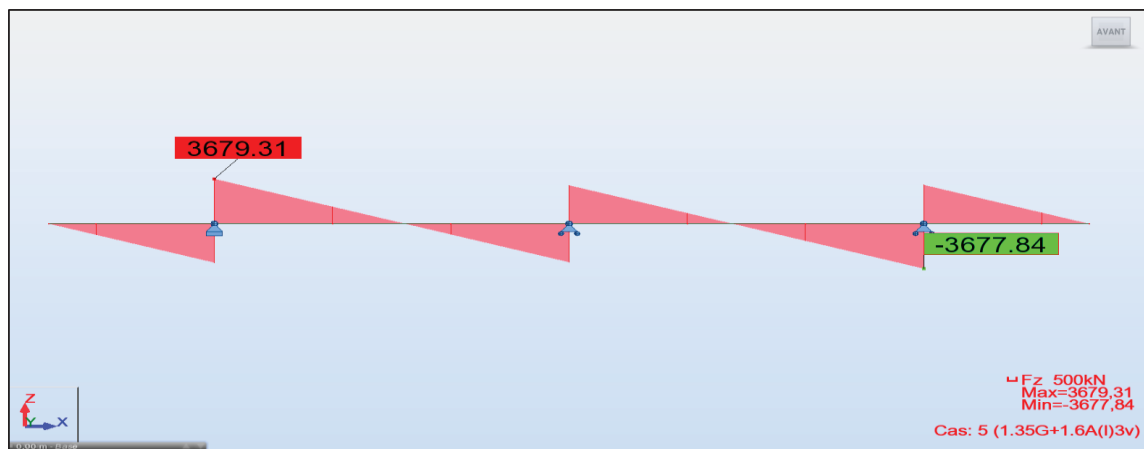


Figure VIII.4 Effort tranchant maximale à L'ELU

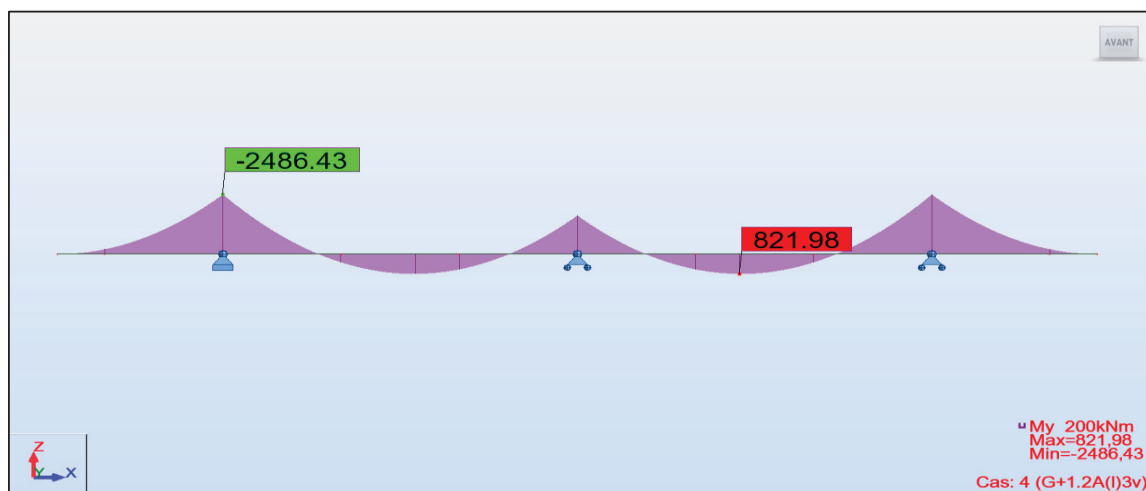


Figure VIII.5 Moments maximale à l'ELS

Fibre supérieure :  $M_{ELS} = -2486.43$  KN.m ;

Fibre inférieure :  $M_{ELS} = 821.98$  KN.m ;

Et :  $T_{ELU} = 3679.31$  KN.

❖ **Ferraillages**

La nappe supérieure :

Les armatures longitudinales :

Le moment maximale est négatif :  $M_{sup} = - 2486.43 \text{ KN.m}$  ;

Par robot expert : on a trouvés que :  $A_s \geq 68.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 14\text{HA}25 \rightarrow A_s = 68.72 \text{ cm}^2$  ;

Avec un espacement de 20 cm et enrobage =5cm.

La nappe inférieure :

Les armatures longitudinales :

Le moment maximal est positif :  $M_{sup} = 821.98 \text{ KN.m}$

Par robot expert : on a trouvés que :  $A_s \geq 48.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}25+8\text{HA}20 \rightarrow A_s = 54.59 \text{ cm}^2$  ;

Avec un espacement de 20 cm et enrobage =5cm.

Les armatures transversales :

Par robot expert :

1 cadre de HA20 espacement = 10 cm zone critique et 20 cm zone courant.

❖ **Dimensionnement à la torsion :**

Détermination du ferraillage nécessaire peu résisté à l'effort de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et de largeur  $l_t$ .

$$l_t = l_c \quad \text{si } l_c \leq \emptyset + h_c$$

$$l_t = l_c + \emptyset \quad \text{si } l_c > \emptyset + h_c$$

$$h_c = 1.6\text{m} , \emptyset = 2\text{m} , l_c = 3\text{m} \quad \text{donc : } l_t = 3\text{m}$$

La contrainte tangente de torsion donne par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 * \Omega * b_n}$$

$b_n$  : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent,  $b_n = \frac{h_c}{6} = 0.2667\text{m}$

$\Omega$  : L'aire de torsion,  $\Omega = (h_c - b_n) \times (l_t - b_n) = (1.6 - 0.2667) \times (3 - 0.2667) = 3.644\text{m}^2$

❖ **Evaluation de moment de torsion**

Phase de construction

$$C_1 = P_G \times e$$

$$P_G = 415,83 \text{ KN/ml} , e = 0.75\text{m} \rightarrow C_1 = 311,87 \text{ KN.m/ml}$$

Phase de service :

$$C_2 = P_{A(l)-3V} \times e$$

$$P_{A(l)-3V} = 167,00 \text{ KN/ml} , e = 0.75\text{m} \rightarrow C_2 = 91,85 \text{ KN.m/ml}$$

Donc :  $C = \text{Max}(C_1, C_2) = 311.87 \text{ KN.m/ml}$

❖ **Vérification des contraintes tangentielles :**

La condition a vérifié est :

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_b = \frac{311.87}{2 \times 3.644 \times 0.2667} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 \times d}, \quad b_0 = 3\text{m}, \quad d = 0.9 \times h_c = 1.44\text{m} \rightarrow \tau_v = \frac{3679.31}{3.1 \times 1.44} = 0.824\text{MPa}$$

$$\tau_{lim} = \min\{0.2 \times f_{c28} / \gamma_b = 3.6 \text{ MPa}; 5\text{MPa}\} = 3.6\text{MPa}$$

$$0.735\text{MPa} < 12.96\text{MPa} \rightarrow \text{vérifie}$$

❖ **Ferraillage longitudinal :**

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2 \times \Omega}$$

P : périmètre du chevron, P = 12 m.

$\sigma_{st}$ : Contrainte admissible d l'acier  $\sigma_{st} = 333.333\text{MPa}$ .

$$A_s = \frac{1}{333.333} \times \frac{311.87 \times 8.667}{2 \times 3.644} = 11.12 \text{ cm}^2$$

Les armatures : **8HA14** →  $A_s = 12.32 \text{ cm}^2$  avec espacement de 15 cm.

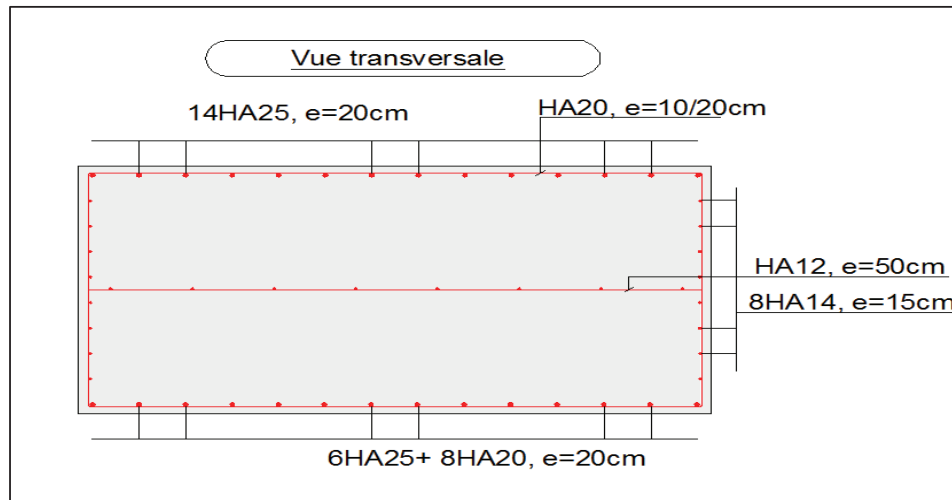


Figure VIII.6 Ferraillage du chevron

### VIII.2.4.2. Etude des futs de la pile

#### ❖ Evaluation des efforts agissant sur les futs de la pile

Les efforts sont résumés dans le tableau VIII.8

Tableau VIII.8 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
G	5057,03	-	-
G Tablier	9720,60	-	-
A(l) Voies	2212,80	-	-
D240	2114,12	-	-
Bc 3Voies	1587,25	-	-
Mc 120	1141,24	-	-
Freinage Bc 3Vs	-	150	2451
Freinage A(l) 3 Vs	-	154.12	2518.32
H <sub>T</sub>	-	48,89	798.86
H <sub>flv</sub> (Ret + flu)	-	122,23	1997.23
Séisme longitudinal	-	2187.98	33255.10
Séisme transversal	-	2757.025	43095.357

#### ❖ Combinaison des efforts :

Les sollicitations les plus défavorables sur les futs :

Tableau VIII.9 combinaison des efforts

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1,2 A(l) 3voie+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	17432,99	336,51	5498,64
ELU	1,35G + 1,6 A(l) 3voie + 0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	23490,28	412,83	7192,86
ELA	G+0.2A(l)+E <sub>3</sub> +0,4 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	15523.61	1171.05	18191.03

#### ❖ Vérification vis-à-vis du flambement :

L'élanement  $\lambda$  doit inférieure à 50

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

$l_f$  : la longueur du flambement :  $l_f = 0.7 \times l_0 = 10.318$  m

$i$  : rayon de giration  $i = \frac{D}{4} = 0.5$  m ;  $\lambda = 20.636 \leq 50 \rightarrow$  vérifie

Section d'acier :

Avec Robot expert  $A_s = 314.42$  cm<sup>2</sup>

Donc : on prend **40HA32** ( $A_s = A_s = 321.70$  cm<sup>2</sup>).

Cercle transversale :

Par robot expert :

1 cerce H14 et 1 cerce de HA16, espacement= 15 cm zone critique et 20 cm zone courant.

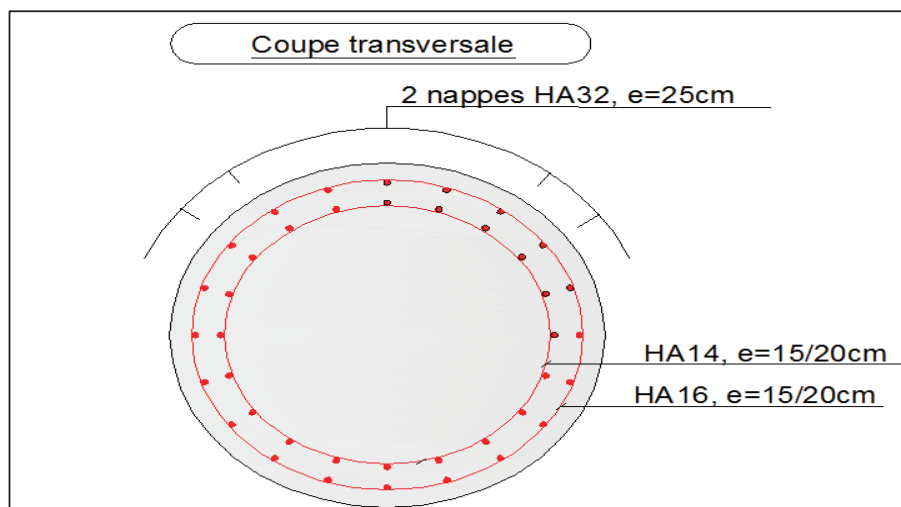


Figure VIII.7 Ferrailage des colonnes

### VIII.2.4.3. Etude de fondation

#### ❖ Evaluation des efforts agissant sur la semelle :

Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.10 Evaluations des efforts agissant sur la semelle

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
G (ch+fut+semelle)	12557,03	-	-
G Tablier	9720,60	-	-
A(l) Voies	2212,80	-	-
D240	2114,12	-	-
Bc 3Voies	1587,25	-	-
Mc 120	1141,24	-	-
Freinage Bc 3Vs	-	150	2826
Freinage A(l) 3 Vs	-	154.12	2903.62
H <sub>T</sub>	-	48,89	921.09
H <sub>flv</sub> (Ret + flu)	-	122,23	2302.81
Séisme longitudinal	-	3173.558	39304.025
Séisme transversal	-	3589.624	50434.117

#### ❖ Combinaison des efforts

Tableau VIII.11 combinaison des efforts

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	$G + 1,2 A(l) + 0,6H_T + H_{flv}$	24932,99	336,51	6339,92
ELU	$1,35G + 1,6 A(l) + 0,9 H_T + H_{flv}$	31084,03	417,72	8409,18
ELA	$G + 0,2A(l) + E_v + 0,4 H_T + H_{flv}$	23473,61	1557,11	21335,98

❖ **Vérification de la stabilité de la semelle**

✓ **Stabilité au renversement**

Quel que soit le type de fondation, on doit vérifier que l'excentricité de la résultante des forces est :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}, \frac{B}{4} = 2$$

ELS:  $e = 0.25 < 2 \rightarrow$  vérifie

ELA:  $e = 0.92 < 2 \rightarrow$  vérifie

✓ **Stabilité au glissement :**

$$F \leq \frac{N \cdot \tan \varphi}{H}$$

Avec les notions suivant :

N : Composante de calcul verticale de l'effort appliqué à la fondation ;

H : Composante de calcul horizontale de l'effort appliqué à la fondation ;

$\varphi$ : Angle de frottement interne du sol  $30^\circ$  ;

F : Facteur de sécurité égale 1.5 (condition normale) et 1.2 (condition sismique).

ELS:  $1.5 < 42 \rightarrow$  vérifie

ELA:  $1.2 < 8 \rightarrow$  vérifie

✓ **Vérification au non poinçonnement :**

Pour la vérification du poinçonnement de la semelle, on suppose qu'elle est infiniment rigide et la position de N est dans le noyau central ( $e = 0.27 < \frac{B}{4}$ ), donc diagramme des contraintes est trapèze donné par les formule suivantes :

$$\sigma_{\max} = \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) \cdot \frac{N}{A \cdot B} = \left(1 + \frac{6 \cdot 0.27}{8}\right) \cdot \frac{N}{A \cdot B}$$

$$\sigma_{\min} = \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) \cdot \frac{N}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \cdot 0.27}{8}\right) \cdot \frac{N}{A \cdot B}$$

D'où : 
$$\sigma_{3/4} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{B}\right) \leq \sigma_{Sol}$$

$$\sigma_{Sol} = 0.25 \text{ MPa}$$

ELS:  $0.229 \text{ MPa} < 0.25 \text{ MPa} \rightarrow$  vérifie

ELA:  $0.215 \text{ MPa} < 0.25 \text{ MPa} \rightarrow$  vérifie

❖ **Ferraillage de la fondation :**

Les armatures dans la direction B (la largeur), sont calculées par **la méthode des moments**. Pour cela on va utiliser l'effort normal :  $N_u = 31084,03 \text{ KN}$  et  $M_u = 8409,18 \text{ KN.m}$

On considère que N est excentré de ( $e = \frac{M}{N}$ ) du centre de gravité passant par l'axe neutre de la pile.

$M_u$  (s1) : moment dans l'axe de la pile, qu'il a la formule simplifiée proposée par les DTR.

$$e = \frac{M}{N} = 0.27 \text{ m}$$

$$M_u (s1) = \frac{N_u}{8B} (B - 0,70b)^2 = 21.157 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_c 28}{1,5} = 15,30 \text{ MPa} \quad \mu = \frac{M_u (s1)}{d^2 f_{bu}} = 0,221 \text{ m} \quad z = d (1 - 0,6 \mu) = 2,169 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u (s1)}{z \cdot \frac{f_e}{1,15}} = 224,34 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 1,1 A_u \text{ (en cas de fissuration préjudiciable).}$$

$$A_s = 246,774 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{32HA32} \text{ Esp} = 20 \text{ cm}$$

**Armatures longitudinales inférieure :**

$A_{s1} = A_s/3$  ; Soit : **HA20**, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures transversales supérieure :**

$A_{s2} = A_s/4$  ; Soit : **HA20**, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures longitudinales supérieure :**

$A_{s3} = A_s/10$  ; Soit : **HA14**, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures latérales :**

$A_{s4} = A_s/10$  ; Soit : **HA14**, avec un espacement de 20 cm.

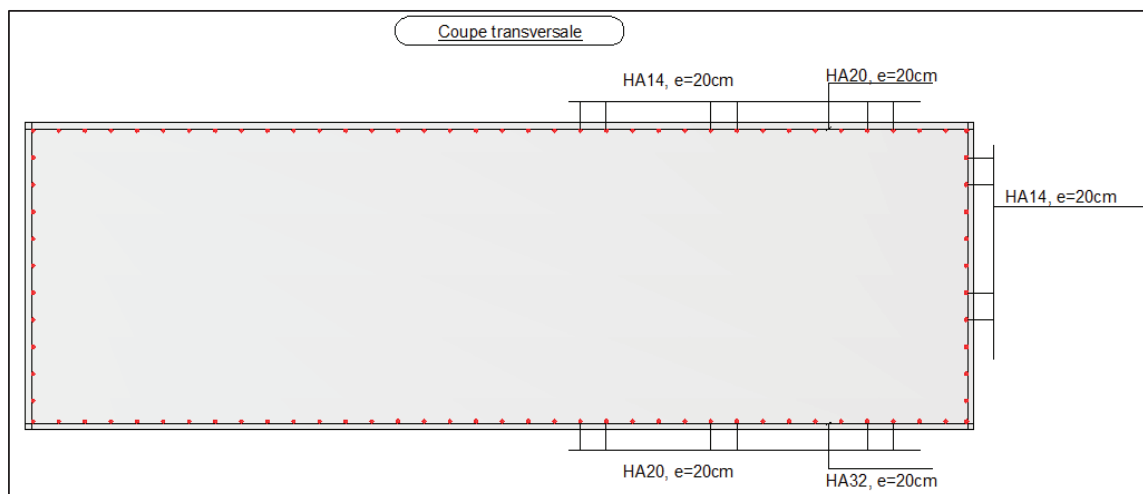


Figure VIII.8 Ferrailage de la semelle de pile

### VIII.3.ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appui extrême au tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Notre choix s'est porté sur une culée remblayée qui compose d'un ensemble de mur :

Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont. Un mur de garde grève destiné à isoler le tablier de contact de remblai. Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai. Dalle de transition et La fondation

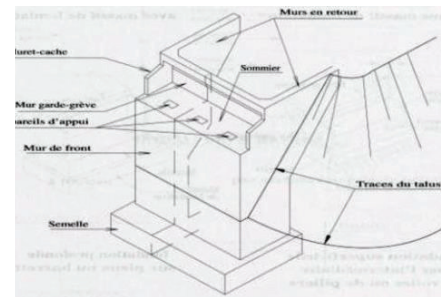


Figure VIII.9 Les éléments de la culée

#### VIII.3.1.Pré dimensionnement de la culée

La culée qui prit en considération pour le calcul est celle qui présente une hauteur maximale. Soit la **Culée C2** (Côté droite) au **PK : 80+485.84**.

D'après le profil en long de l'ouvrage on trouve que la hauteur moyenne de la culée est de 8.96m

Le type de fondation adoptée est profond, sur pieux forés de diamètre 1.2m et de profondeur de 15m.

Tableau VIII.12 Récapitulatif des rôles et dimension des éléments de la culée

Eléments de la culée	Le rôle	Dimension
Mur de de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$L = L_{\text{tablier}} = 13.25 \text{ m}$ $H = H_p + H_D + H_{D-A} + H_{A-A} + H_{BOS} = 2.32 \text{ m}$ $e \geq \text{Max} (0,3\text{m} ; H/8) ; e = 40 \text{ cm}$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e = 0.80 \text{ m}$
La dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	$L \geq \text{Min} [6\text{m}, \text{max} (4\text{m}, 0,6H)] ; L = 4.5 \text{ m}$ $35 \text{ cm} \geq e \geq 25 \text{ cm} \quad e = 35 \text{ cm.}$
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	$B_{ca} = 0.8\text{m}$ $b_{ca} = 0.5\text{m}$ $h_{ca} = 0.4\text{m}$
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$L = 13.25\text{m}$ $e = 1.60\text{m}$
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$L = 13.5\text{m}$ $l = 9.6\text{m}$ $e = 2.5\text{m.}$

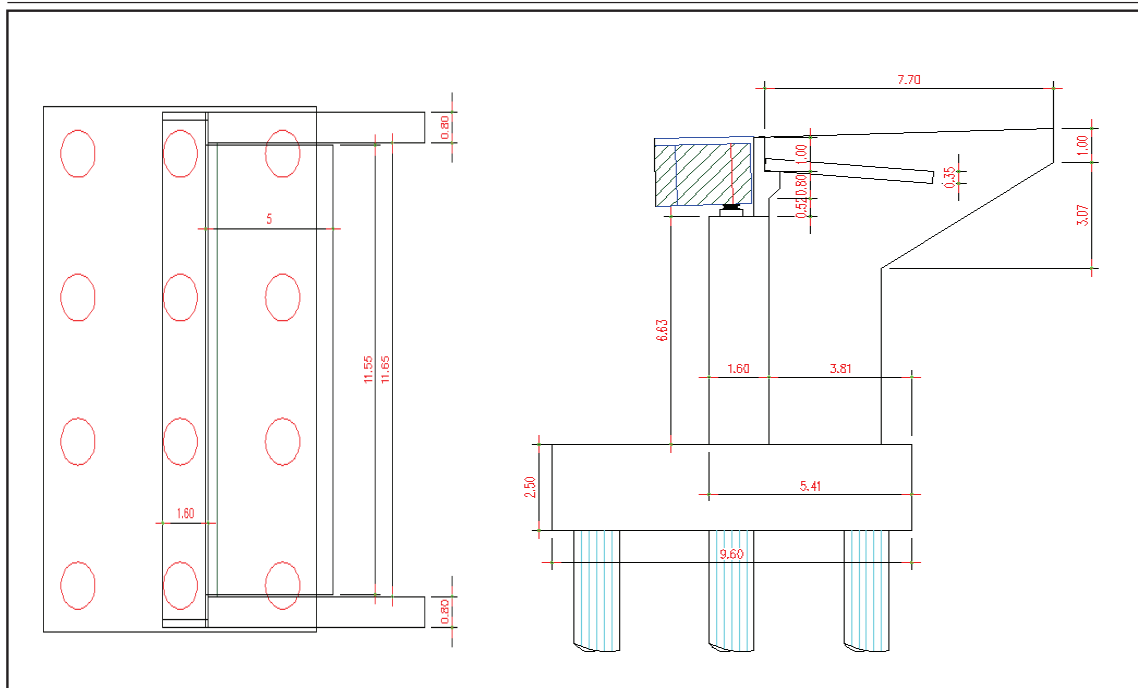


Figure VIII.10 Dimension de la culée

### VIII.3.2. Evaluation des efforts dus aux poussées

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculée à partir des coefficients sismique  $k_h$  ;  $k_v$  :

$$K_v = 0.3 \times k_h$$

$K_h$  : coefficient sismique horizontal ;

$k_v$  : coefficient sismique vertical.

La poussée des terres agissantes sur une hauteur  $h$  et sur un largeur  $L$  est donnée comme de suit :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$$

#### ❖ Calcul du coefficient de poussée :

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE – OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]}$$

$H$  : la hauteur du mur ;

$\gamma$  : le poids ces terres ;

$\varphi = 30^\circ$  angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta$  = angle de talus avec l'horizontal et  $\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$ .

Tableau VIII.13 Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$

Condition		Notation	$K_h$	$K_v$	$\theta$ (°)	$K_{ad}$
Condition normal		C.N	0	0	0	0.33
Condition sismique	Horizontal $1+k_v$	C.S 1	0.2	0.06	10.685	0.464
	Horizontal $1-k_v$	C.S 2	0.2	-0.06	12.011	0.484
	verticale	C.S 3	0	0.06	0	0.33

### VIII.3.3.Évaluation des efforts statiques agissant sur la culée

Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.14 Evaluations des efforts agissant sur la culée.

Sollicitation	N (kN)	H (kN)	v (m)	h (m)	Mv (kN.m)	Mh (kN.m)
Désignation						
MGG+corbeau	297,541	-	0,839	10,191	249,726	-
Mur frontale	3513,503	-	0,189	5,815	664,052	-
Mur en retour	1570,176	-	3,415	8,000	5362,622	-
Semelle	8100,000	-	0,00	1,250	0,00	-
Dalle de transition	454,781	-	3,150	10,456	1432,561	-
Poids des terres	7664,44	-	2,900	6,858	22226,881	-
Poussé des terre	--	5173,159	-	3,867	-	20002,9
Poids des surcharges	442,700	-	2,890	-	1279,403	-
Poussé des surcharges	-	347,599	-	6,980	-	2426,24
Tablier	4860,30	-	-	9,13	-	-
A(l) 3 voie	1647,06	-	-	9.13	-	-
Bc 3 voie	1457,46	-	-	9.13	-	-
M <sub>c</sub> 120	1067,900	-	-	9.13	-	-
D 240	1743,53	-	-	9.13	-	-
H <sub>f+r</sub>	-	122,234	-	9.13	-	1116
H <sub>T</sub>	-	48,893	-	9.13	-	446,39
F <sub>fre A(l)</sub>	-	77,06	-	9.13	-	703,56
F <sub>fre Bc</sub>	-	150,00	-	9.13	-	1369,50

### VIII.3.4. Combinaison des efforts

Les sollicitations les plus défavorables sur la culée :

Tableau VIII.15 combinaison des efforts

Cas	Combinaison	N(MN)	H(MN)	M(MN.m)
ELS	$G + 1.2 A(l) 3V_s + 0.6H_T + H_{flv}$	28.437	5.417	7.704
ELU	$1.35G + 1.6 A(l) 3V_s + 0.9 H_T + H_{flv}$	38.790	7.246	11.015
ELA	$P_{max} + V - 0,3H$	29.382	9.320	42.474

### VIII.3.5. Etude des éléments de la culée

#### VIII.3.4.1. Etude de mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encasté 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'exploitation.

#### ❖ les sollicitations les plus défavorables

Tableau VIII.16 combinaison des efforts

Cas	Combinaison	N (KN/ml)	T (KN/ml)	M(KN.m/ml)
ELS	$G + 1,2A(l) 3v + 0.6H_T + H_{flv}$	956.43	251.32	319.44
ELU	$1.35G + 1.6 A(l) 3V + 0.9 H_T + H_{flv}$	1480.04	334.26	397.6

#### ❖ Ferrailage du mur frontal

Section d'acier :

Avec robot expert :  $A_s = 16 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Donc : on prend **6HA20/ml** ( $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$ ).

Armatures horizontales :

$A_s' = A_s / 3$  ; 6HA14/ml.

#### VIII.3.4.2. Etude mure garde grève

#### ❖ Evaluation des efforts

Moment des poussées des terres :

$$M_p = \frac{P \cdot H}{3} ; \text{ avec : } P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L \lambda$$

H : hauteur des remblais,  $H = 2.32 \text{ m}$  ;

$K_a$  : coefficient de poussée des terres,  $K_a = 0.333$  ;

L : longueur des remblais ;

$$P = 17.762 \text{ KN/ml}$$

$$M_{p-ELU} = 18.54 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{p-ELS} = 13.74 \text{ KN.m/ml}$$

Moment du à la force de freinage du camion Bc :

$$M_f = \frac{2 \cdot \mu \cdot P \cdot h}{0.25 + 2h}$$

$\mu$  : Coefficient de pondération,  $\mu=1.6$  à L'ELU et  $1.2$  à L'ELS

$$P = 60 \text{ KN}$$

$$M_{P-ELU} = 91.09 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{P-ELS} = 68.32 \text{ KN.m/ml}$$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève:

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx, \text{ avec : } K=K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

$\gamma$  : Coefficient de pondération.  $\gamma = 1.6$  à L'ELU et  $1.2$  à L'ELS ;

$bc$  : Coefficient de pondération du system Bc ;

$\delta$  : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

$h$  : hauteur de mur garde grève.

$$M_{P-ELU} = 49.76 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{P-ELS} = 37.32 \text{ KN.m/ml}$$

❖ **Combinaison action sur le MGG**

$$M_{P-ELU} = 159.40 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{P-ELS} = 119.38 \text{ KN.m/ml}$$

❖ **Ferraillage du mur garde grève**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

Avec robot expert :  $A_s = 15.2 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on prend 6HA20/ml ( $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$ )/coté remblai.

Armatures de construction :  $A'_s = A_s / 3$  ; Soit : 6HA14/ml ( $A'_s = 9.24 \text{ cm}^2$ )/coté tablier

Armatures horizontales :  $A_t = A_s / 4$  ; Soit : 6HA12/ml ( $A_t = 6.79 \text{ cm}^2$ )

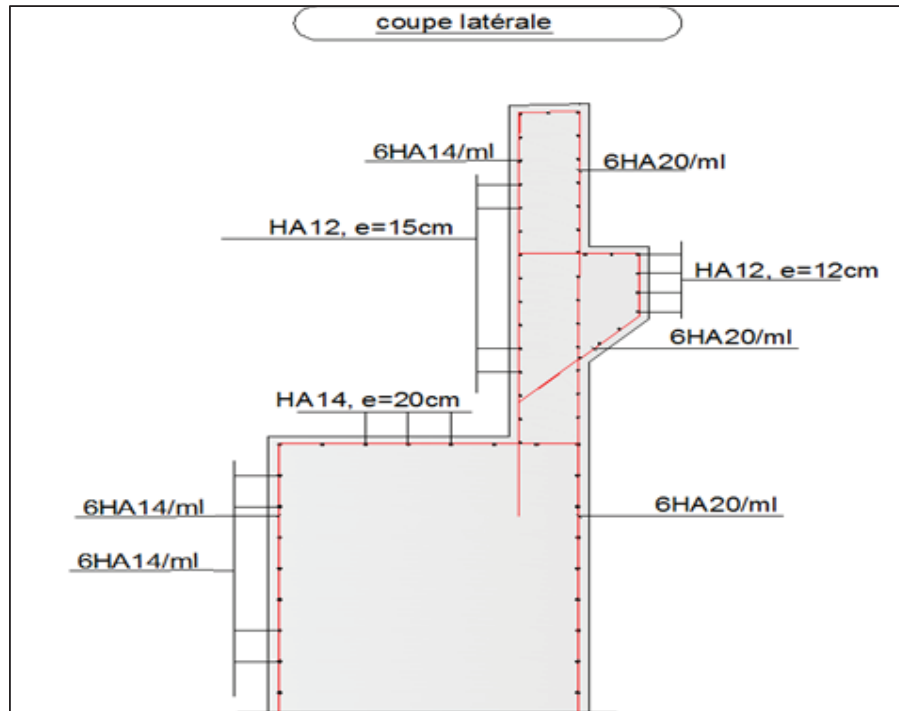


Figure VIII.11 Ferrailage du mur garde grève + corbeau + mur frontale

### VIII.3.4.3. Etude de Dalle de transition

#### ❖ Evaluation des efforts

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémités.

Tableau VIII.17 Evaluation des efforts agissant sur la dalle de transition.

Type de charge	q(KN/ml)	M(MN.m/ml)	T(KN)
Poids propre	8.7.5	22.15	19.69
Revêtement	1.92	4.86	4.32
Remblai	17.5	44.55	39.6
Surcharges	10	25.31	22.5

#### ❖ Combinaison des actions

Tableau VIII.18 combinaison des efforts

Etat	Combinaison	M(KN.m)	T(KN)
ELU	1.35G+1.6Q	134.57	119.62
ELS	G+1.2Q	101.93	90.61

#### ❖ Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

Avec robot expert :  $A_s = 15.2 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on prend **8HA16/ml** ( $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$ ).

Armatures longitudinales :

Avec robot expert :2 nappes HA12(barre supérieure + barre inférieure ), esp = 20 cm(zone courante).

Armatures de construction :  $A'_s = A_s/3$  ; Soit : **8HA12/ml** ( $A'_s=9.05\text{cm}^2$ ).

**VIII.3.4.4.Etude 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 charges permanentes :

$$R_{\text{per}} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{28.27 \cdot 4.5}{2} = 63.61 \text{ KN/ml}$$

Réaction des surcharges sur remblais :

$$R_{\text{sur-rem}} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{10 \cdot 4.5}{2} = 22.5 \text{ KN/ml}$$

❖ **Combinaison des actions :**

ELU :  $R_{\text{ELU}} = 1.35R_G + 1.6R_Q$  ;  $R_{\text{ELU}} = 119.62 \text{ KN.m/ml}$

ELS :  $R_{\text{ELS}} = R_G + 1.2R_Q$  ;  $R_{\text{ELS}} = 90.61 \text{ KN.m/ml}$

❖ **Ferraillage :**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considéré préjudiciable

Section d'acier :

Avec robot expert :  $A_s = 11.2 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on prend 6HA20/ml ( $A_s = 18.85\text{cm}^2$ ).

Armature de construction :

$A'_s = A_s/3$  ; Soit : **8HA12/ml** ( $A'_s=9.05\text{cm}^2$ ).

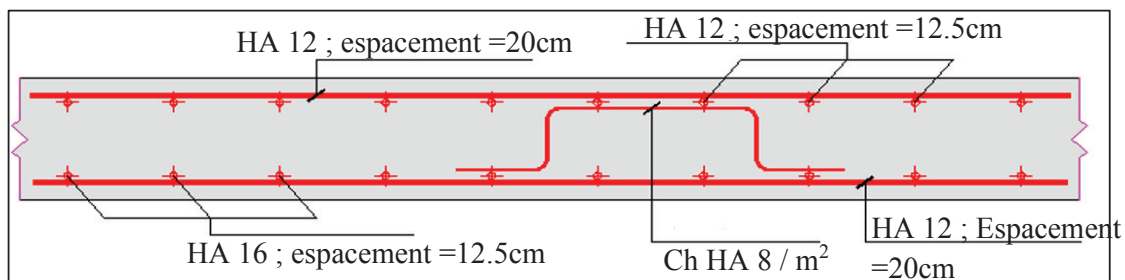


Figure VII.12 La coupe longitudinale de Ferraillage de la dalle de transition

**VIII.3.4.5.Etude d'un mur en retour**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot.

Le mur en retour est supposé encastrier sur ses deux côtés.

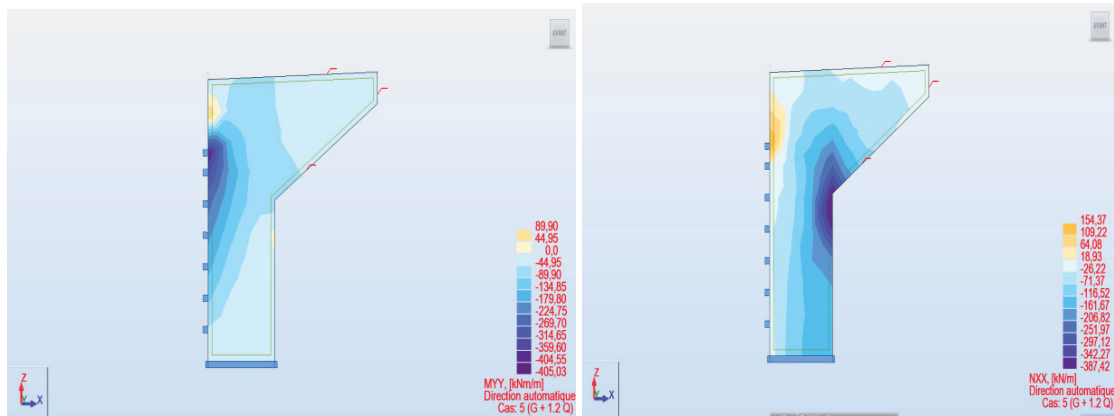


Figure VII.13 Les sollicitation dus au mur à L'ELS

Les sollicitations agissantes sur le mur en retour

$$\text{ELS: } M_S = M_G + 1.2M_Q = 359.6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_S = N_G + 1.2N_Q = 297.12 \text{ KN.m/ml}$$

❖ **Ferrailage du mur en retour**

Le mur est sollicité par une flexion composé, la fissuration est considérée préjudiciable.

Armatures verticales :

Avec robot expert :  $A_s = 15.1 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on prend **5HA20** ( $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$ ).

Armatures horizontales :

Avec robot expert :  $A_s = 17.1 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on prend **6HA20** ( $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$ ).

**VIII.3.4.6. Etude des pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier et à la culée.

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_{p-ELS}} = \frac{28.437 * 1000}{5823.4} = 4.8$$

On prend 12 pieux.

Effort revenant à chaque pieu :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x * Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y * X}{\sum X^2}$$

n : nombre des pieux ;

N : effort normal ;

$M_x, M_y$  : moments dans les sens x,y ;

X,y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Vérification de non poinçonnement et non arrachement des pieux :

$$\text{ELS: } N_{max} = 2647,201 \text{ KN} < 5823.4 \text{ KN} \text{ et } N_{min} = 1908.22 \text{ KN} > 0 \rightarrow \text{vérifie}$$

$$\text{ELU: } N_{max} = 3641,892 \text{ KN} < 7782.8 \text{ KN} \text{ et } N_{min} = 2607.53 \text{ KN} > 0 \rightarrow \text{vérifie}$$

$$\text{ELA: } N_{max} = 3983,56 \text{ KN} < 6794 \text{ KN} \text{ et } N_{min} = 1597.03 \text{ KN} > 0 \rightarrow \text{vérifie}$$

❖ **Action sur les pieux**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + c_u \times b \times y = 0$$

- 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 :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{C_u * b}}$$

- α : Longueur élastique du pieu ;

Calcul du coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u * b}{4 * E * I}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton ;
- I : Moment d'inertie du pieu ;
- b : Longueur du pieu.

L = 15m; E= 33000 MPa; b= 1.2m; C<sub>u</sub> = 30 kN/m<sup>3</sup>; λ = 0.228 ; d'où : λ \* l = 3.419

En tient compte les valeurs de (X<sub>φ</sub><sup>H</sup>, X<sub>φ</sub><sup>M</sup>) pour λ \* l = 3.419 à partir du tableau WERNER.

$$\lambda * l = 3.419 \rightarrow X_{\phi}^H = 1.2 \quad \text{et} \quad X_{\phi}^M = 1.51$$

Effort tranchant en tête de pieu :

<u>ELS</u> :	H <sub>max</sub> = 5741.85KN	p̄ = 478.48KN
<u>ELU</u> :	H <sub>max</sub> = 7651.843KN	p̄ = 637.65KN
<u>ELA</u> :	H <sub>max</sub> = 17737.72KN	p̄ = 1478.14KN

Moment fléchissant :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = - \frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{p̄}{\lambda}$$

<u>ELS</u> :	p̄ = 478.48KN	M̄ = -1676.14KN.m
<u>ELU</u> :	p̄ = 637.65KN	M̄ = -2233.72KN.m
<u>ELA</u> :	p̄ = 1478.14KN	M̄ = -5178KN.m

❖ **Ferraillage de pieu**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier :

Avec Robot expert  $A_s = 198.5\text{cm}^2 \rightarrow$  on prend **25 HA32** ( $A_s = 201.06\text{cm}^2$ )

Cerces transversales :

Avec Robot expert : 1 cerces **HA14** , esp =12 cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante .

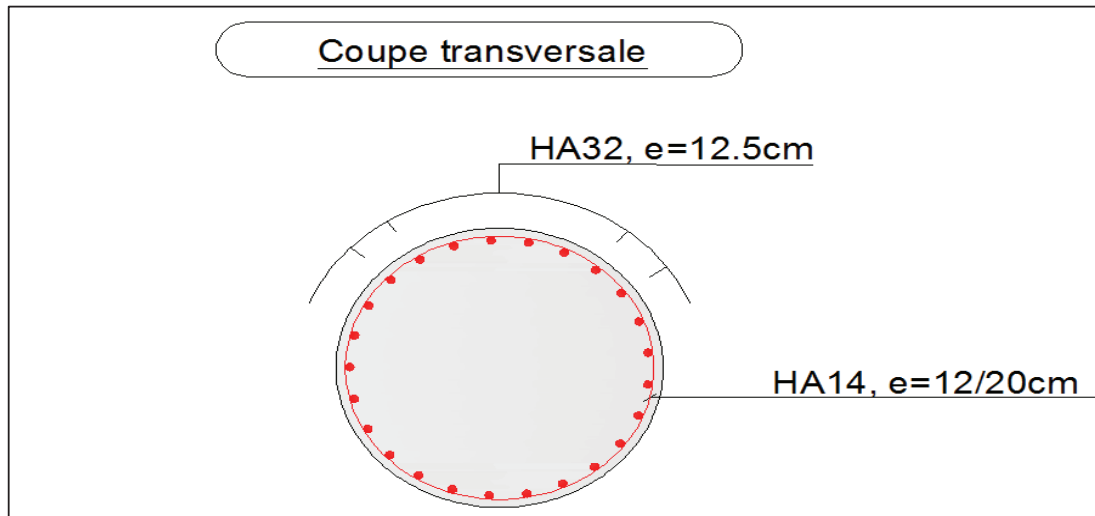


Figure VIII.14 Ferraillage du pieu

**VIII.3.4.7. Etude de la semelle**

❖ **Evaluation des efforts :**

ELS :  $N_{\max} = 2\,647,201\text{ KN}$

ELA :  $N_{\max} = 3\,983,56\text{ KN}$

❖ **Ferraillage de la semelle :**

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\alpha \geq 45^\circ$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

Avec :  $h = H - d'$  ,  $d' = 10\text{ cm}$  ;

$L$  : entraxe entre les pieux

$b$  : épaisseur de mur frontal ;

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.4\text{m} < 2.4\text{m} \quad \rightarrow \text{vérifie}$$

$$\alpha_1 > 45^\circ \text{ et } \alpha_2 > 45^\circ \quad \rightarrow \text{vérifie}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{MAX}}{\sigma_a} * \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Avec :  $\sigma_a = \frac{2}{3} f_e$  ;  $\sigma_{a-ELS} = 333.33 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_a = 500 \text{ MPa}$

Donc :  $A_{S-ELS} = 46.34 \text{ cm}^2$  ;  $A_{S-ELA} = 46.47 \text{ cm}^2$  ;

On prend 12 **HA25** ( $A_s = 58.9 \text{ cm}^2$ )

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur L telle que :  $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2.5 + 1,2 = 3,7 \text{ m}$ .

Avec :

$$St = \frac{\emptyset + H}{n-1} = 33.63 \text{ cm, on opte pour un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

**Armatures longitudinales inférieures :**

$A_{S1} = A_s/3$  ; Soit : **HA16**, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures transversales supérieures :**

$A_{S2} = A_s/4$  ; Soit : **HA14**, avec un espacement de 20 cm.

**Armatures longitudinales supérieures :**

$A_{S3} = A_s/10$  ; Soit : **HA12**, avec un espacement de 20 cm.

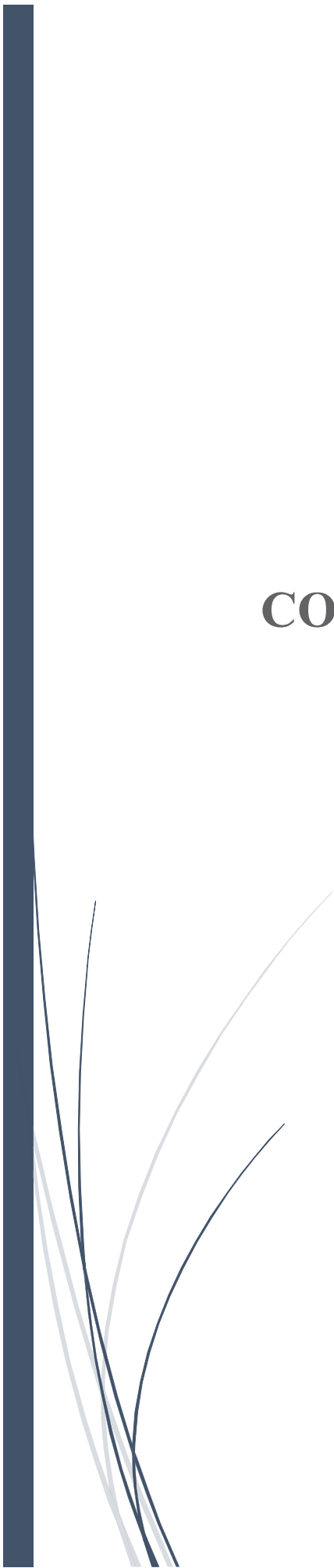
**Armatures latérales :**

$A_{S4} = A_s/10$  ; Soit : **HA12**, avec un espacement de 20 cm.

#### **VIII.4.CONCLUSION**

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenant compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevée. Pour notre cas.

# CONCLUSION GENERALE



## CONCLUSION GENERALE

L'élaboration d'un projet de pont est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part. L'ingénieur doit donc faire preuve de rigueur et d'un sens de l'observation très développé.

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances et ceci en complétant la formation acquise à l'E.N.S.T.P, et aussi Nous avons fait suivit tous les calculs et les étapes nécessaires pour concevoir un pont qui remplis tous les critères demandés en veillant au bon respect des normes de sécurité.

A la fin de ce mémoire qui constitue pour nous une première expérience, nous avons acquis des ordres de grandeurs très importantes qui nous servirons dans le domaine professionnel.

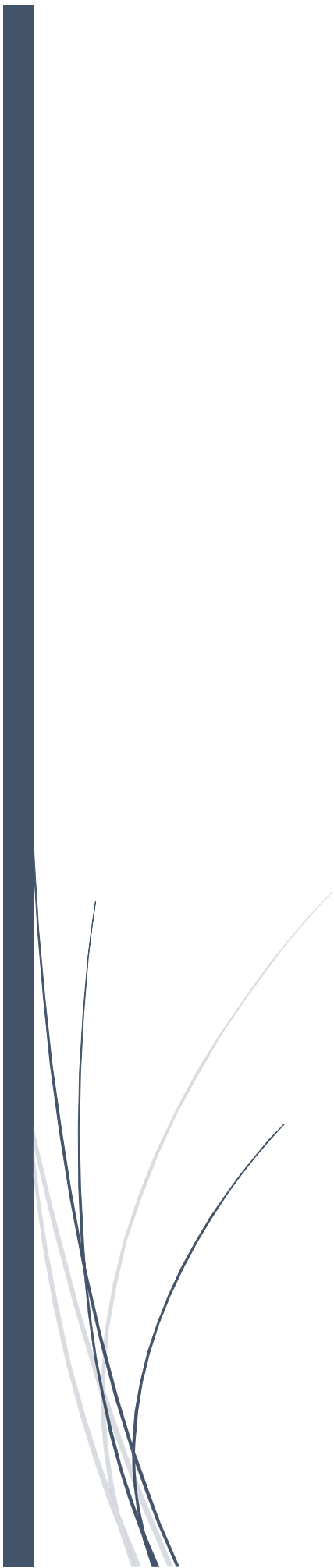


# **REFERENCE BIBLIOGRAPHIE**

## **Bibliographie :**

- [1] EUROCODE 2 : CALCUL DES STRUCTURES EN BETON : Partie 1-2 : Règles générales- Calcul du comportement au feu
- [2] DIAGNOSTIC D'UN BÉTON DÉGRADÉ PAR INCENDIE  
[www.ifsttar.fr](http://www.ifsttar.fr)
- [3] Fire Testing Laboratory – University of Liège (Belgium)  
[fabien.dumont@ulg.ac.be](mailto:fabien.dumont@ulg.ac.be)
- [4] CEREMA : Incendie sur ouvrages d'art ; date : 9 septembre 2014  
<http://www.cotita.fr>
- [5] Les conséquences des incendies sur les structures en béton armé : Loïc DIVET  
Colloque « Le Pont » - Toulouse les 8 et 9 octobre 2013
- [6] Incendies des ouvrages d'art : Pierre TROUILLET et Jean-Paul BRUNET-BUSCHIAZZO 'BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES-209-MAI-JUIN1997-RÉF.4101-PP.35'
- [7] CALGARO, J.A., & BERNARD-GELY.A, (1994) « **Conception des ponts** ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).
- [8] Document SETRA, (septembre 2009) « **Ponts mixtes acier-béton** ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).
- [9] Document SETRA, (juin 2003) « **Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs** ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).
- [10] Document SETRA, (Février 1996) « **Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension** ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).
- [11] CHAUSSIN. R, (1992) « **Béton précontraint** ». Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).
- [12] Appuis des Tabliers (ferrailage) — Document **SETRA**.
- [13] Mémoires ENSTP — Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.
- [14] BABAKHOUYA Yacine et BETTAHAR Abdelkader, (2017) « **Etude et conception d'un viaduc** ». Thèse d'obtention d'un diplôme de master 02 en Gini civil. Structures. Université de BOUIRA.
- [15] Appareils d'appui en élastomère fretté — Guide technique / Document **SETRA**.
- [16] Catalogue CIPEC des Joint de chaussée : **Concevoir, Construire, Maintenir**
- [17] Les règlements Algériens : RPOA et RCPR.
- [18] Appuis des Tabliers — Document **SETRA**.

# ANNEXES

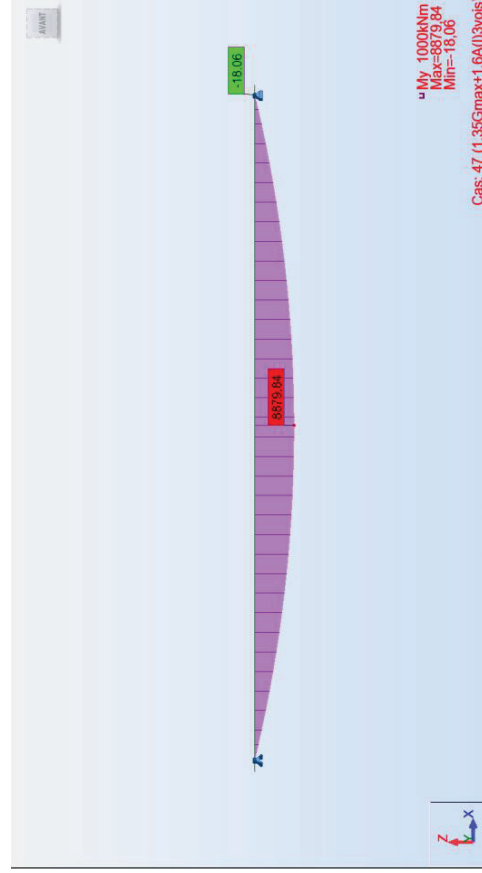
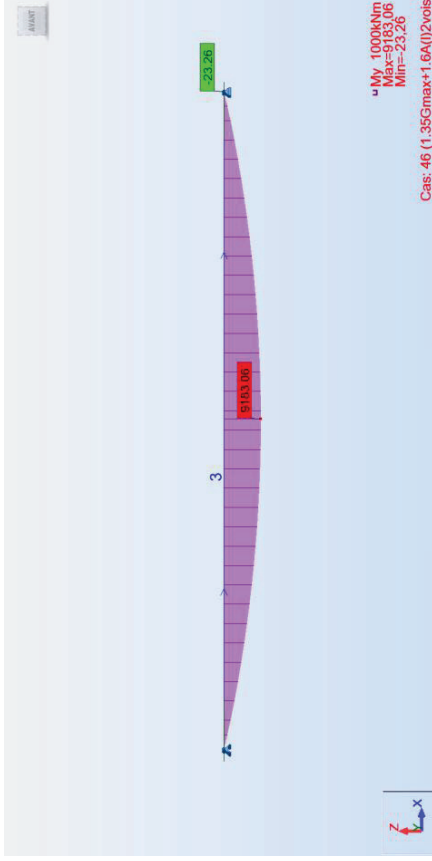
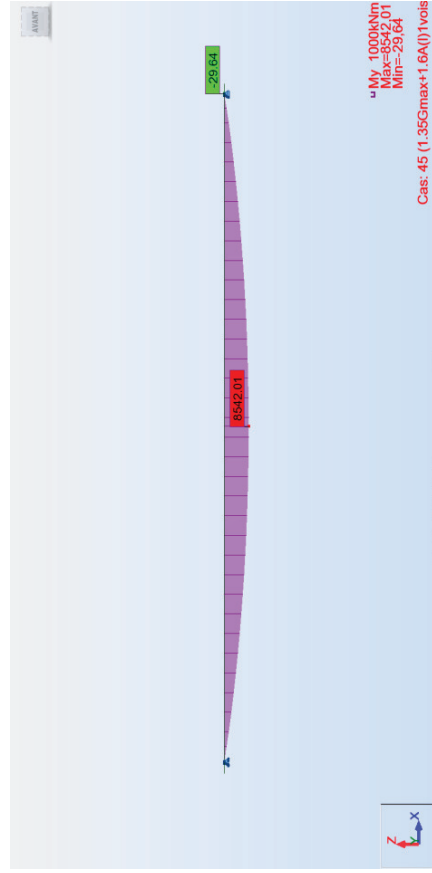


# ANNEXE A. Résultats de logiciel

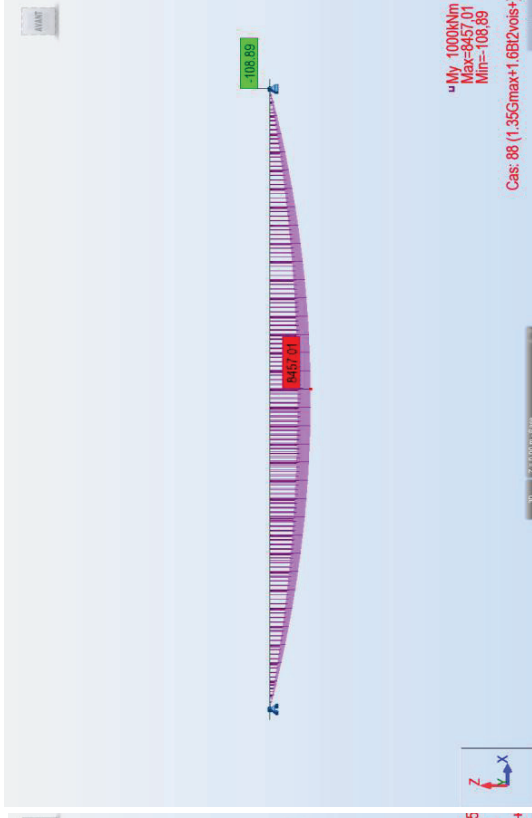
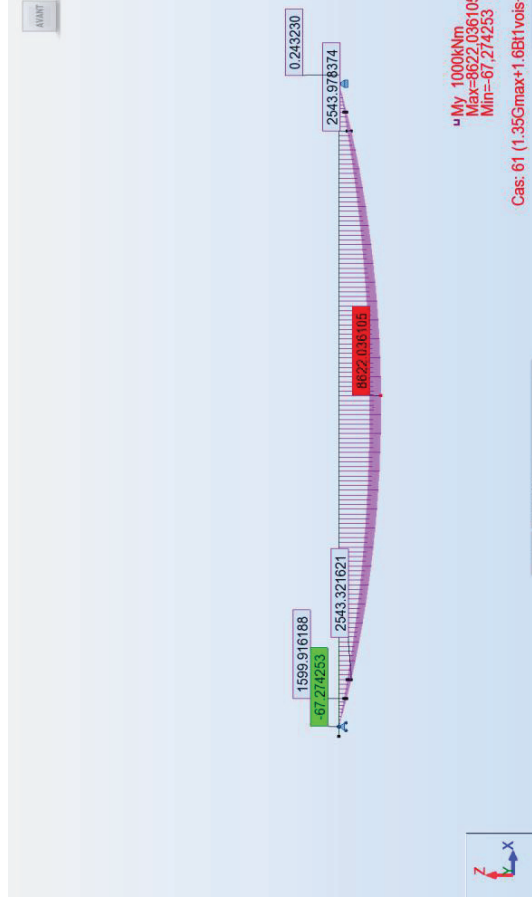
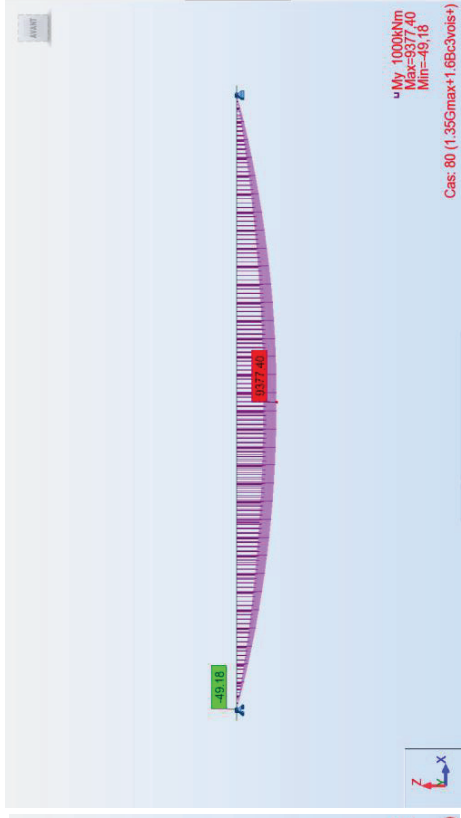
## LE TABLIER

### LE MOMENT

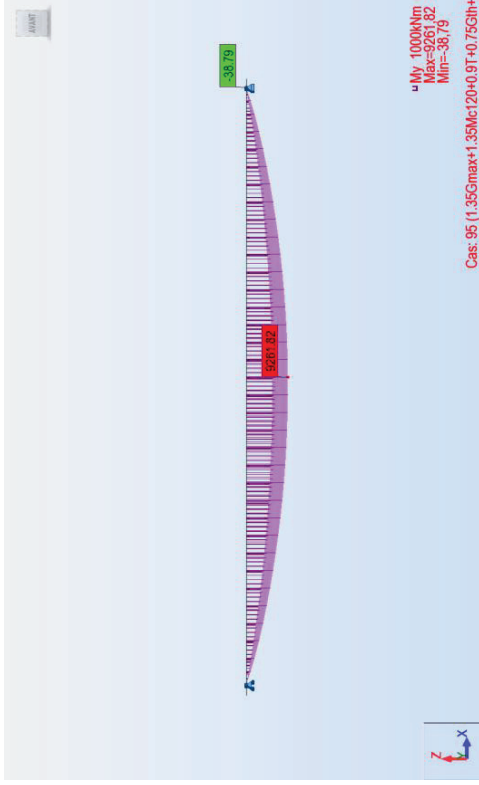
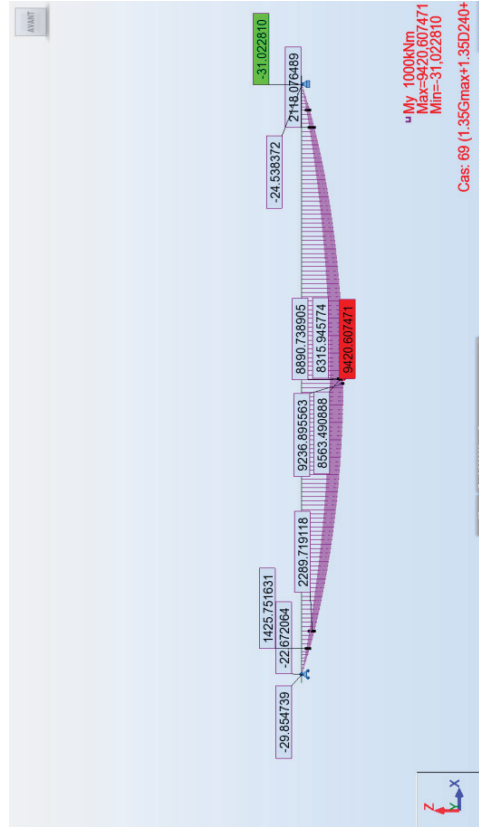
### LES COMBINAISON ELU



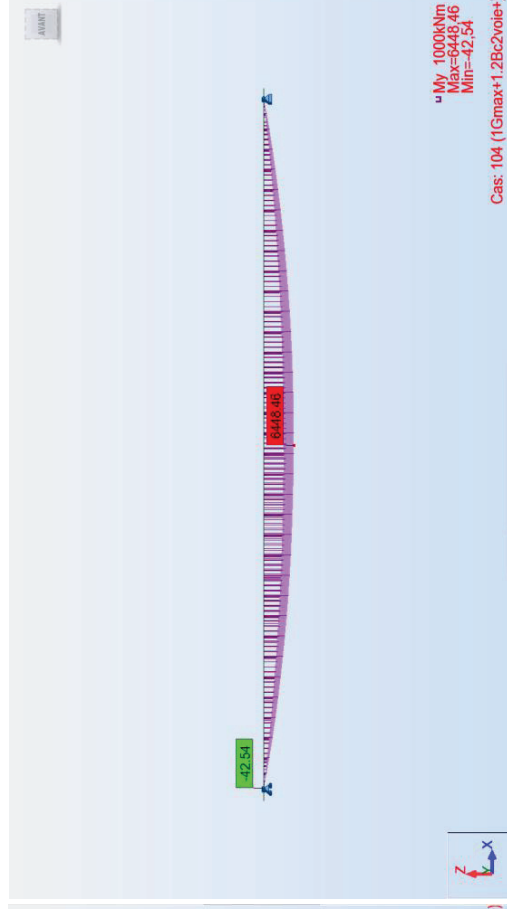
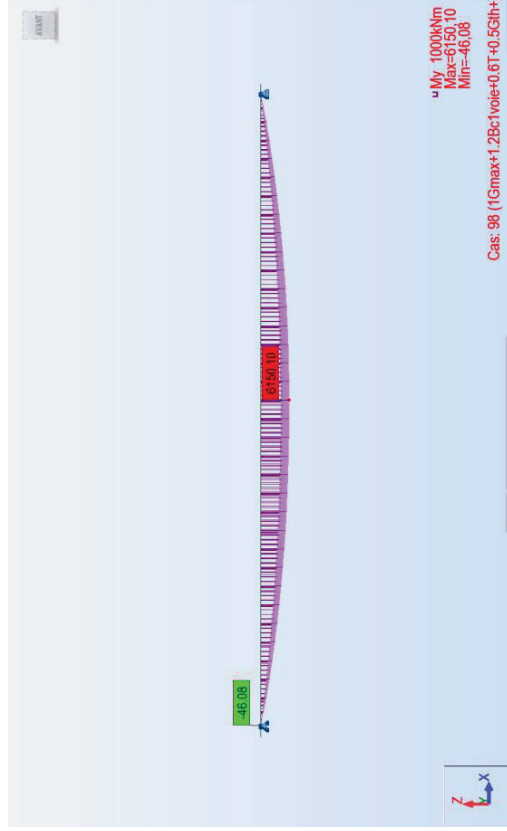
# ANNEXE A. Résultats de logiciel



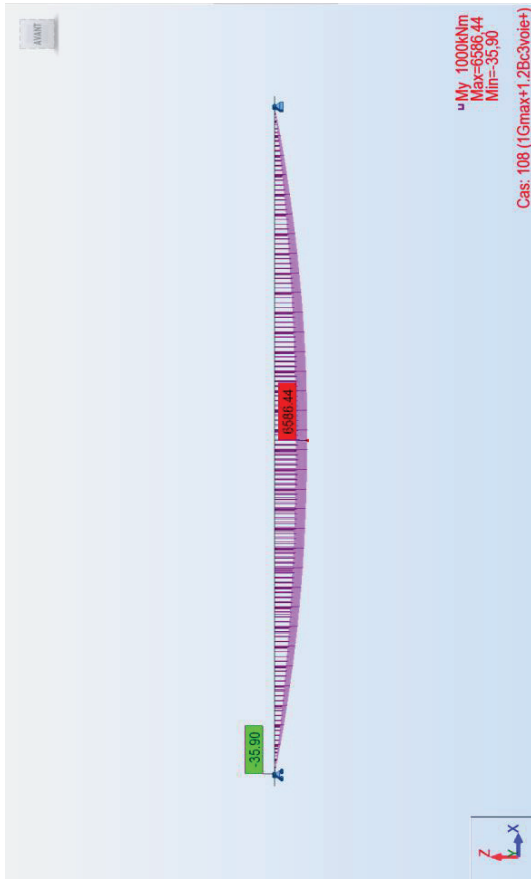
## ANNEXE A. Résultats de logiciel



## LES COMBINAISON ELS



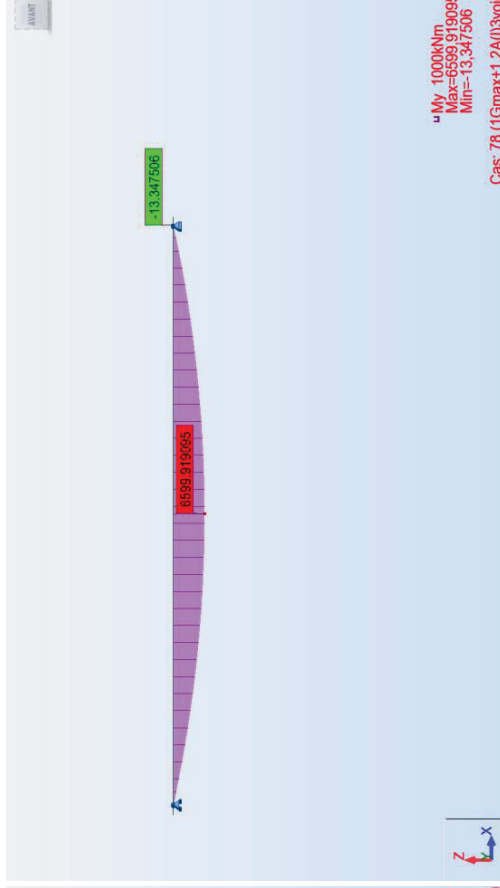
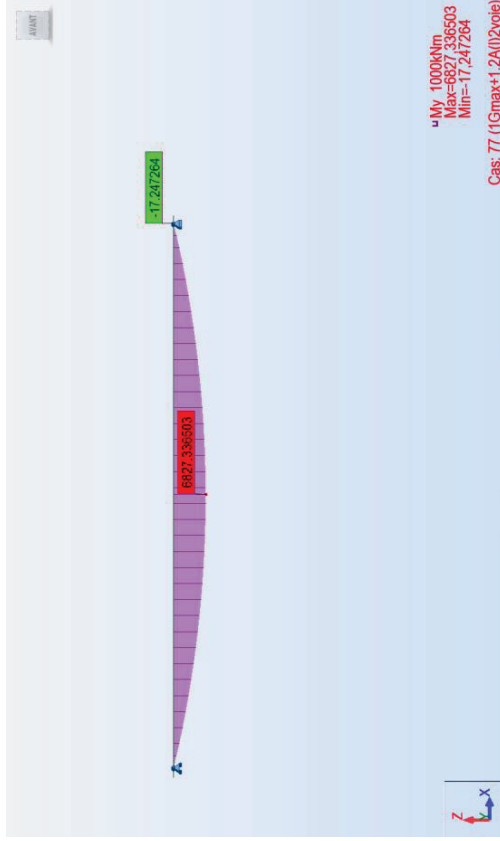
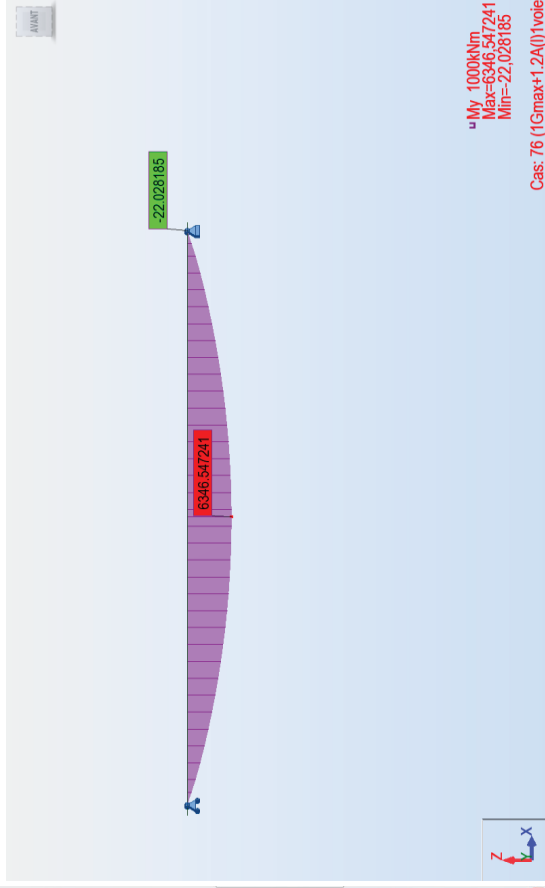
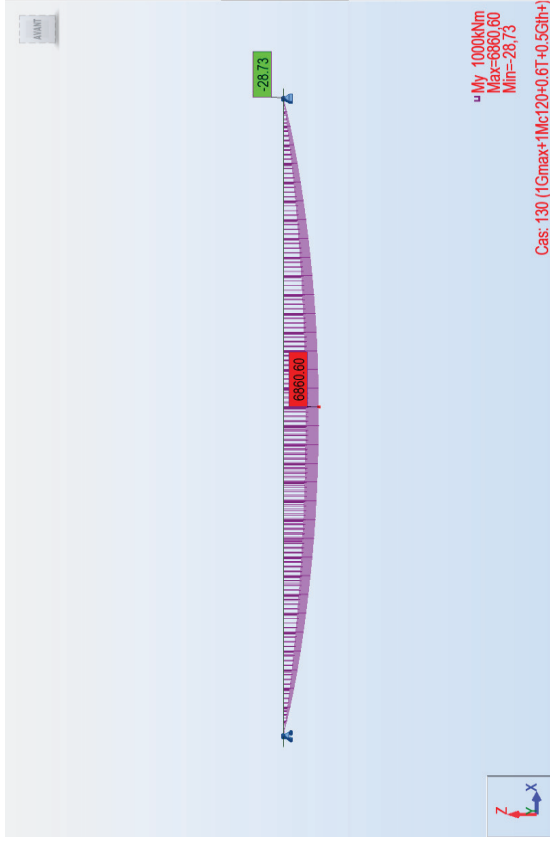
## ANNEXE A. Résultats de logiciel



# ANNEXE A. Résultats de logiciel

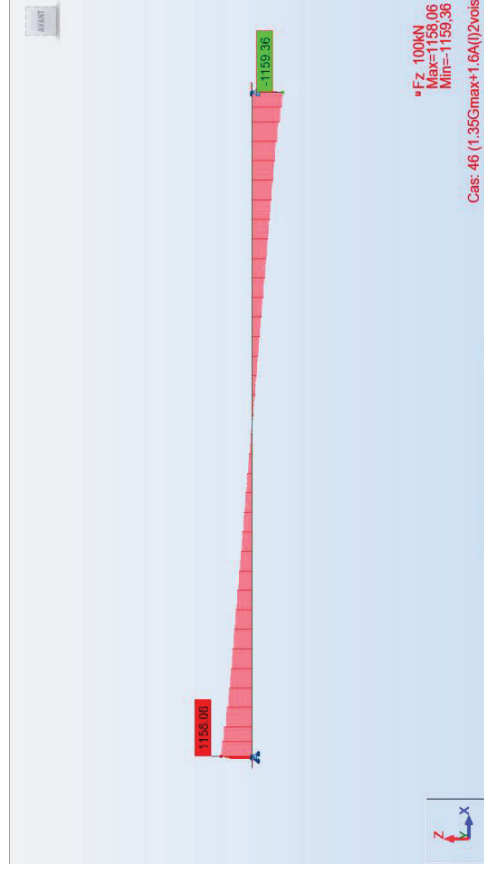
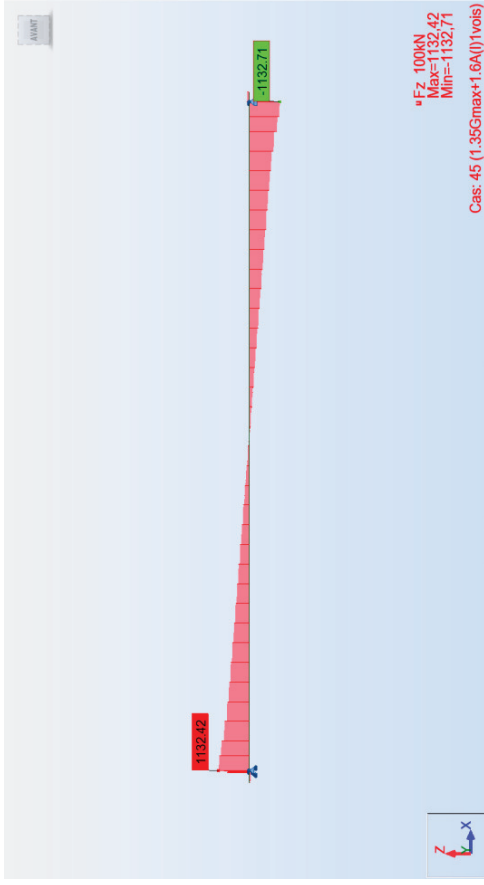


# ANNEXE A. Résultats de logiciel

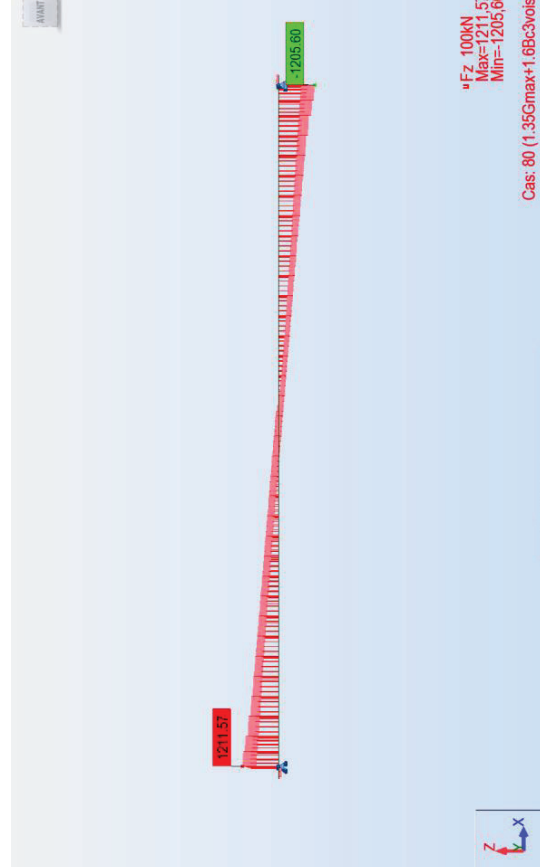
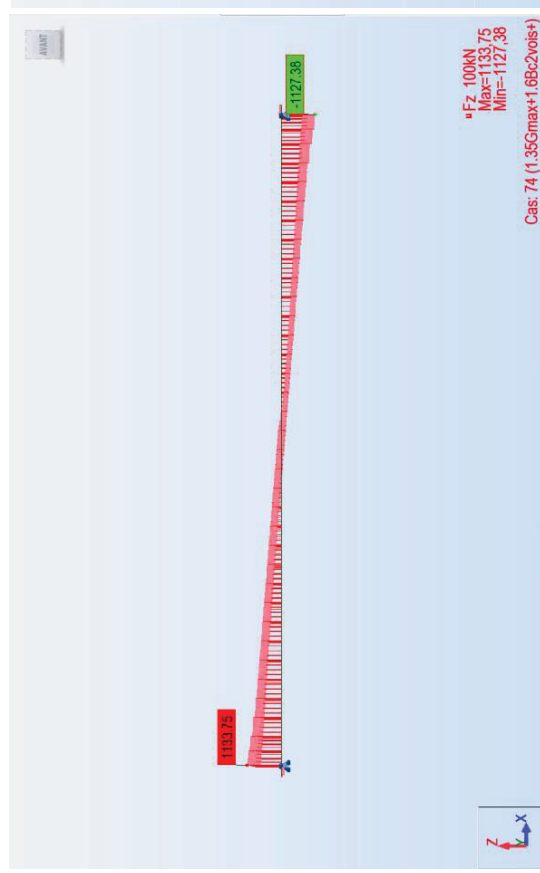
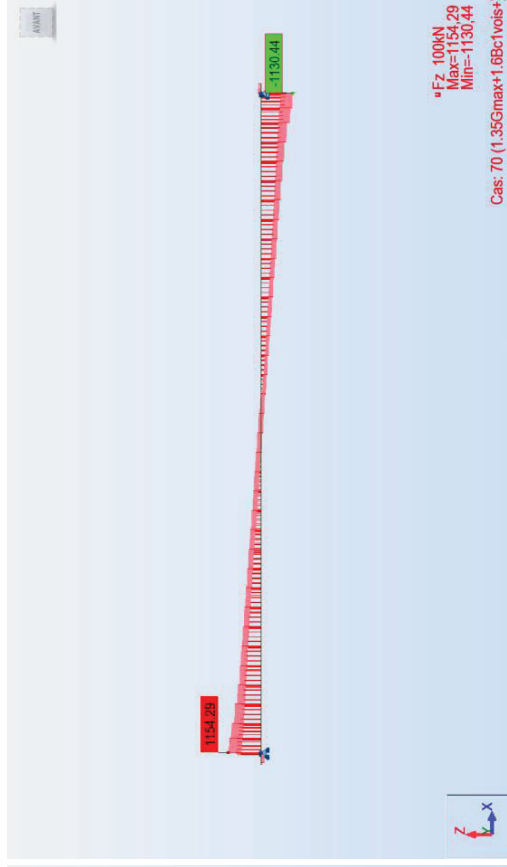
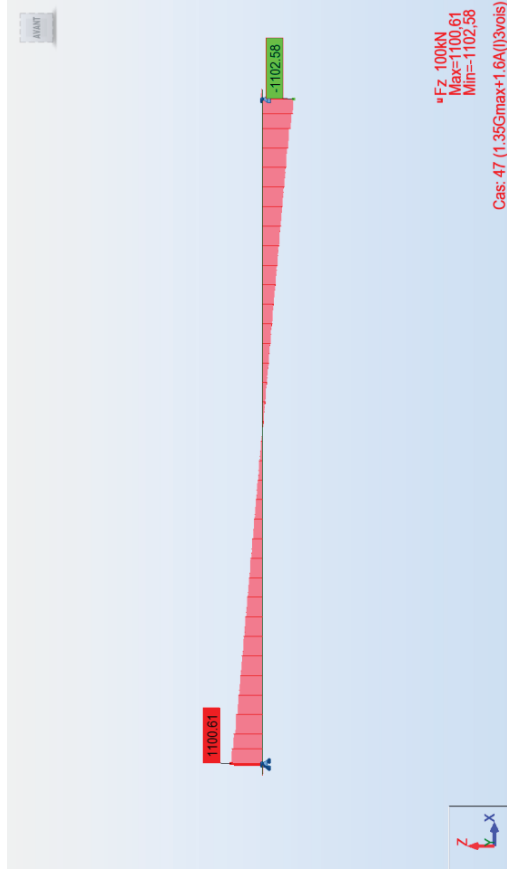


## ANNEXE A. Résultats de logiciel

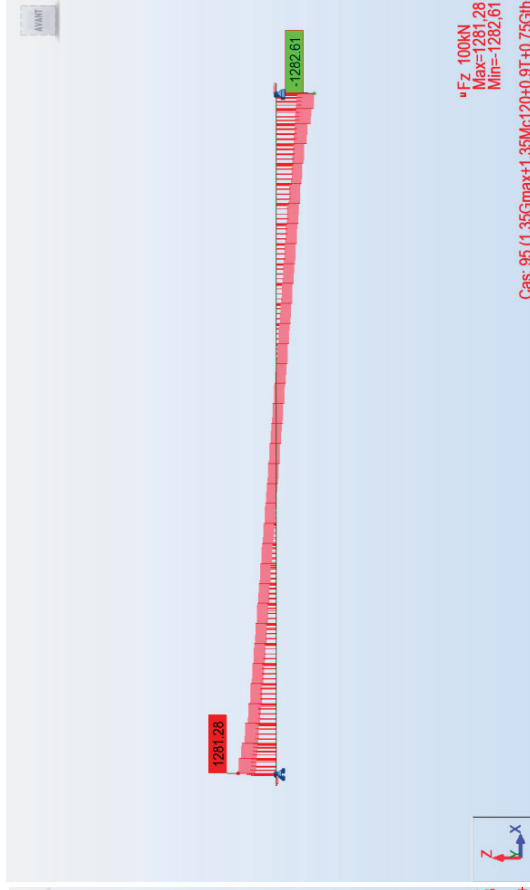
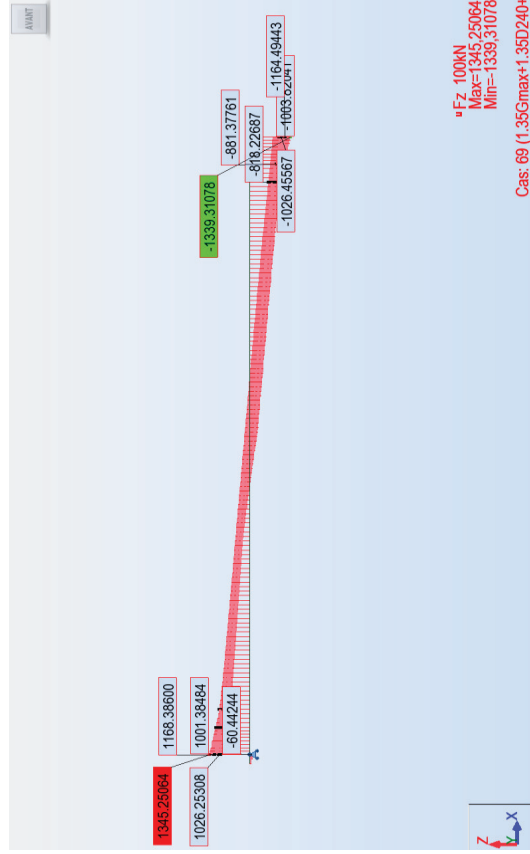
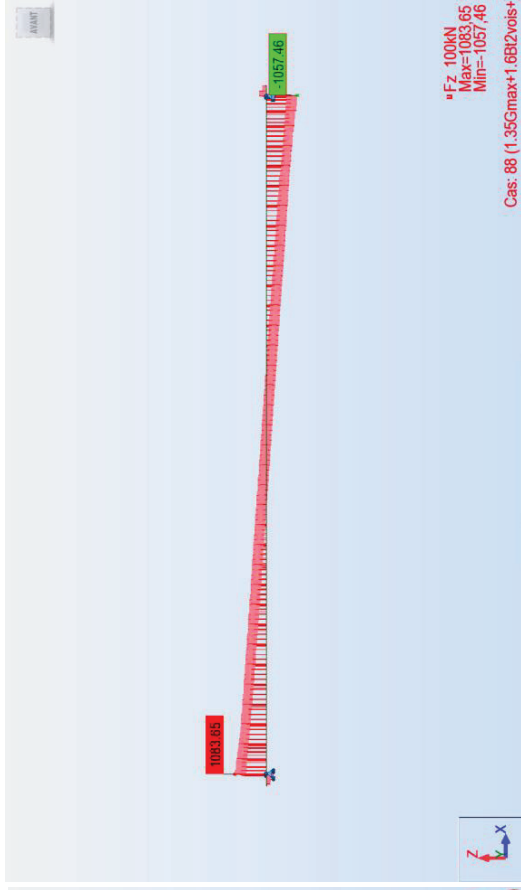
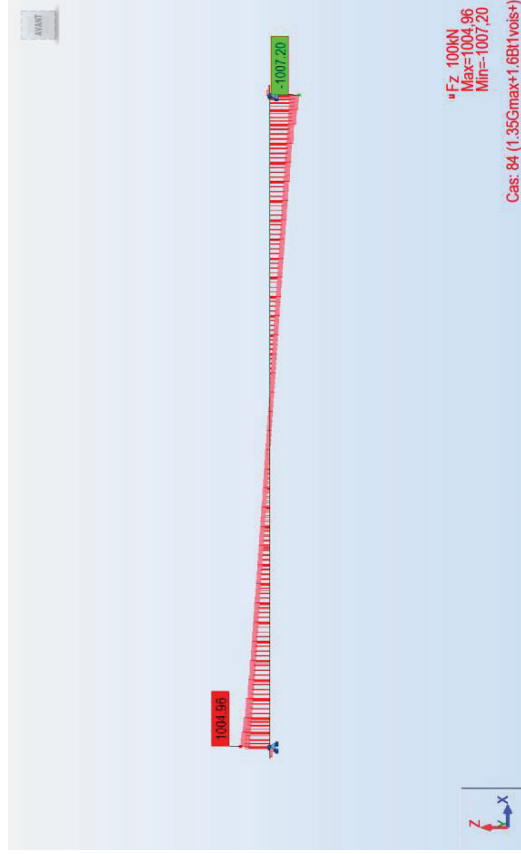
### L'EFFORT TRANCHANT LES COMBINAISON ELU



## ANNEXE A. Résultats de logiciel

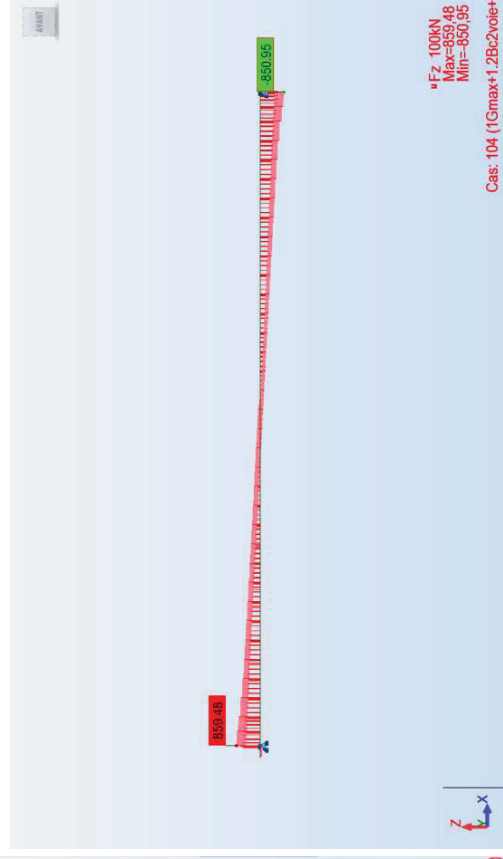
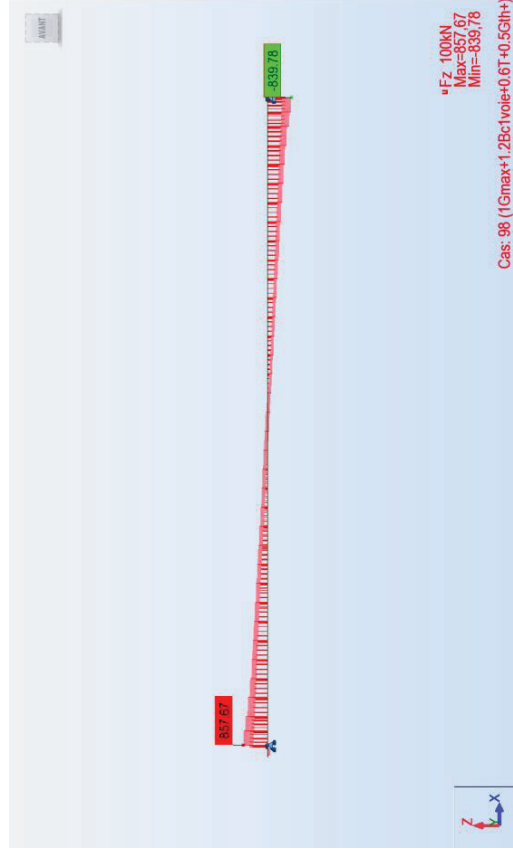


# ANNEXE A. Résultats de logiciel

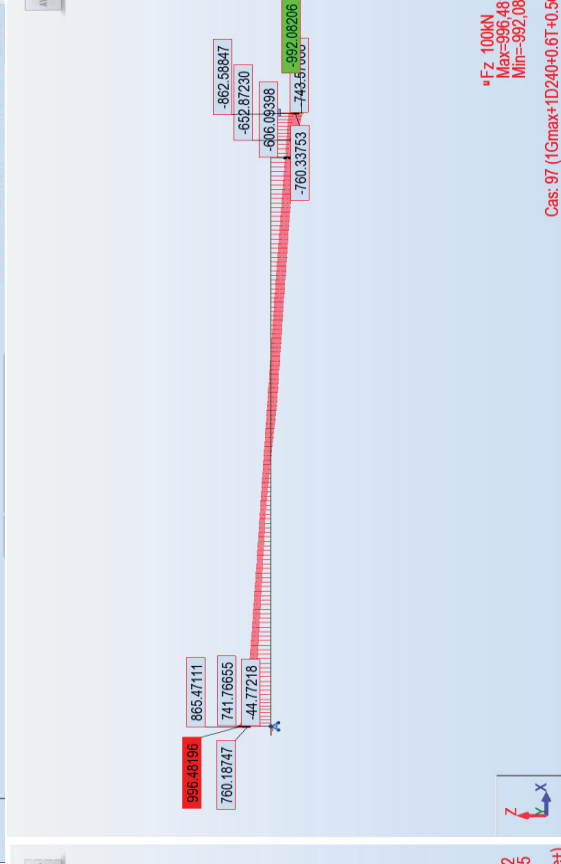
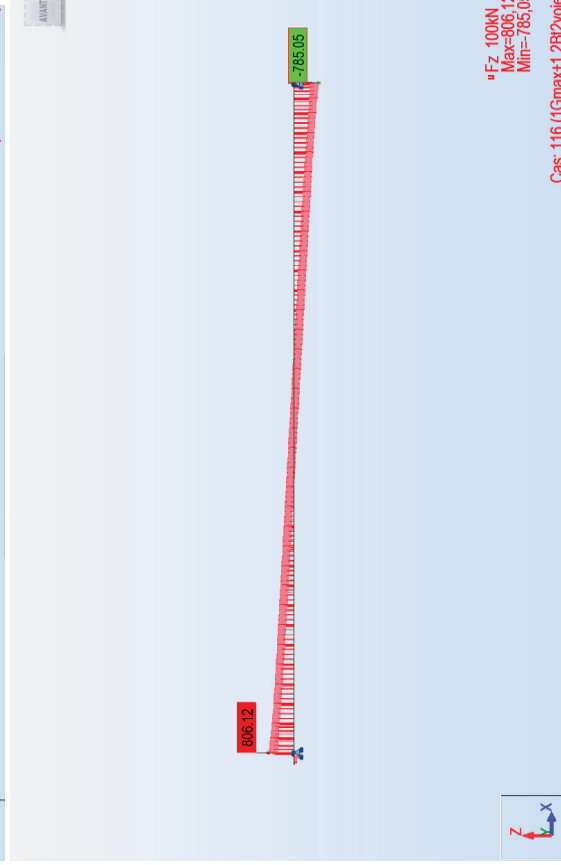
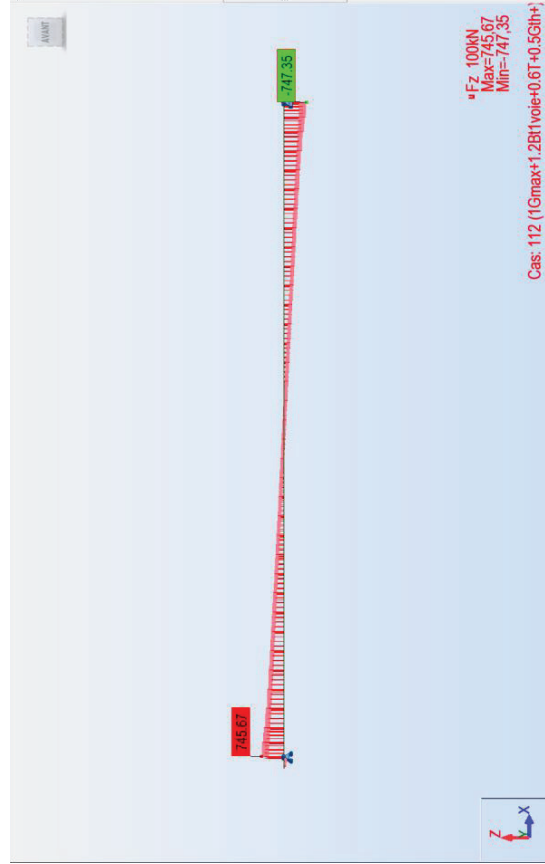
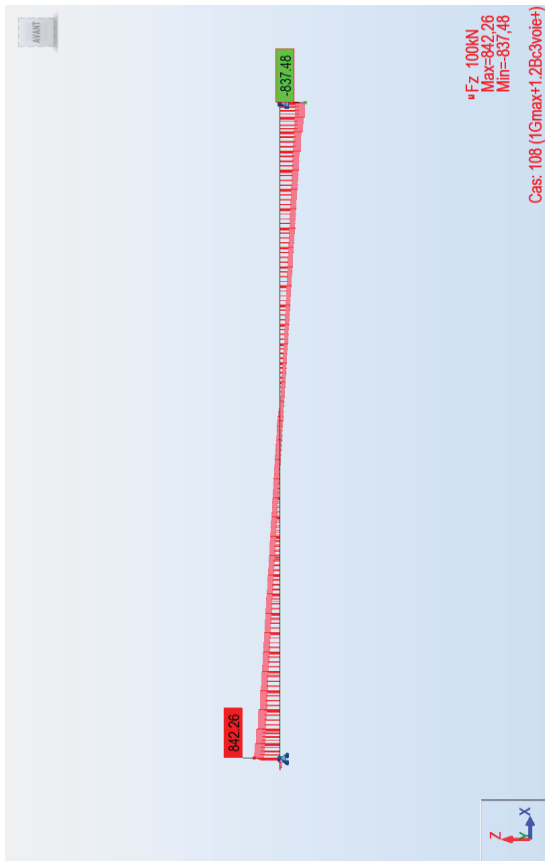


## ANNEXE A. Résultats de logiciel

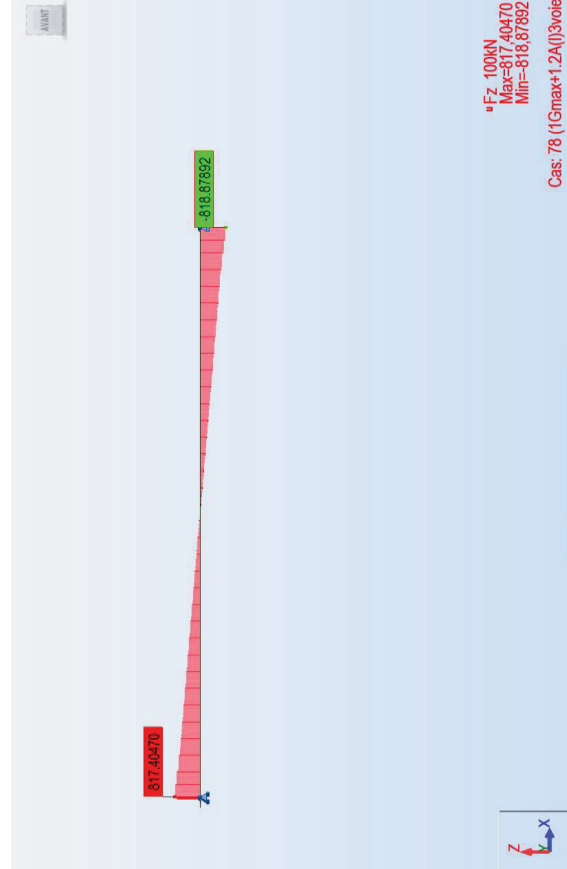
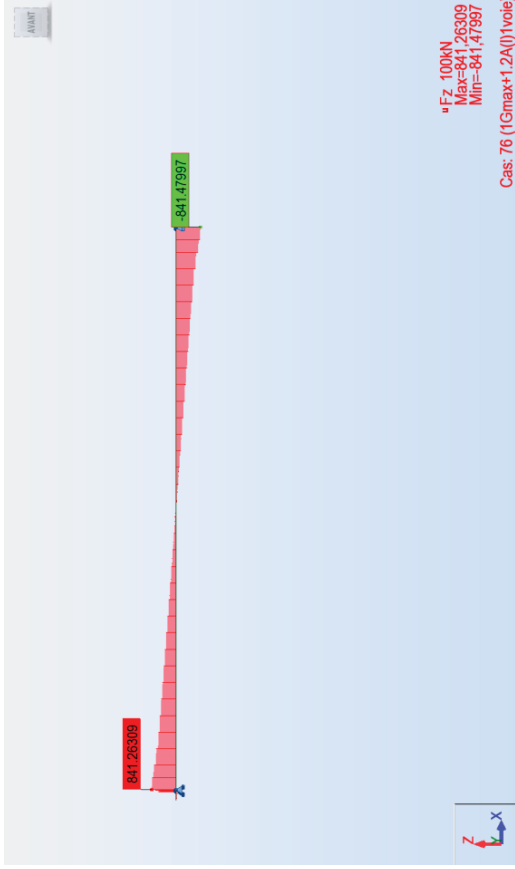
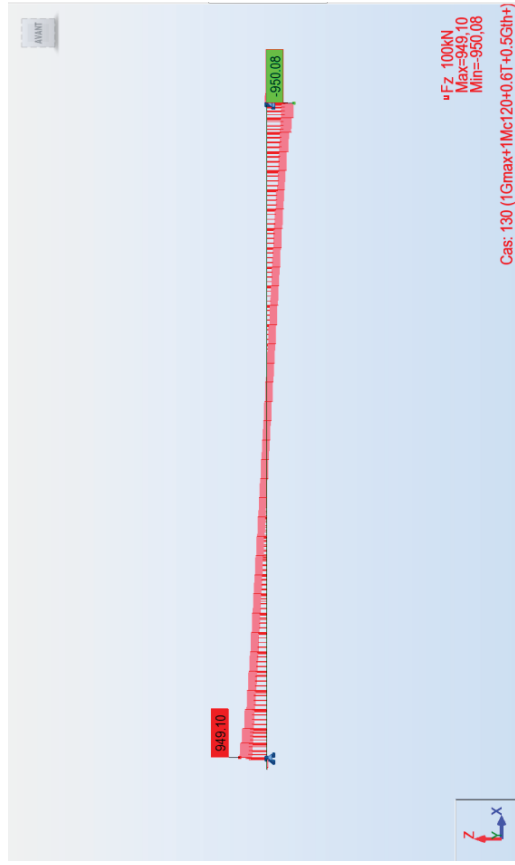
### LES COMBINAISON ELS



# ANNEXE A. Résultats de logiciel

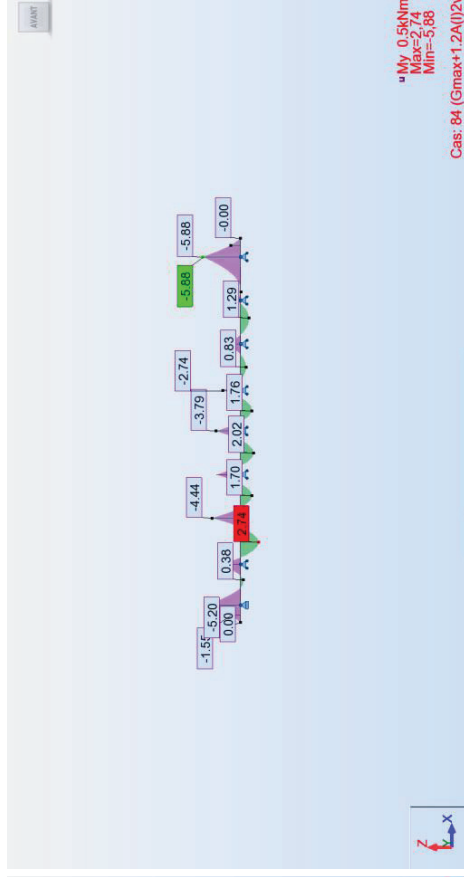
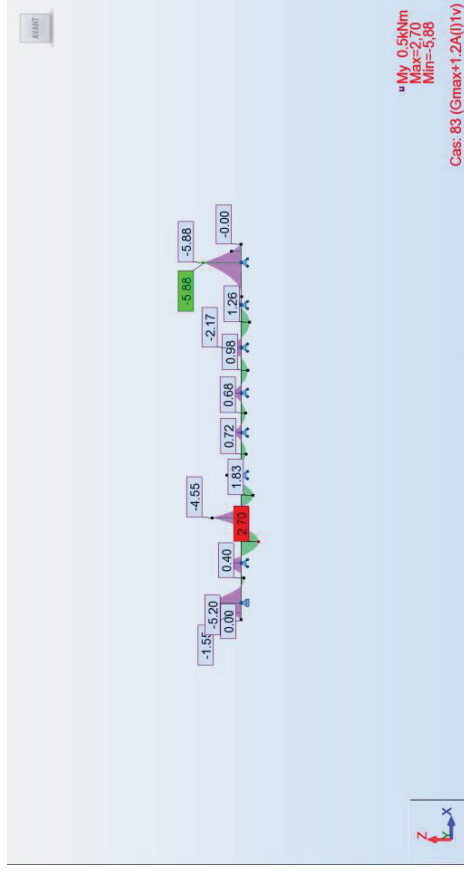


# ANNEXE A. Résultats de logiciel

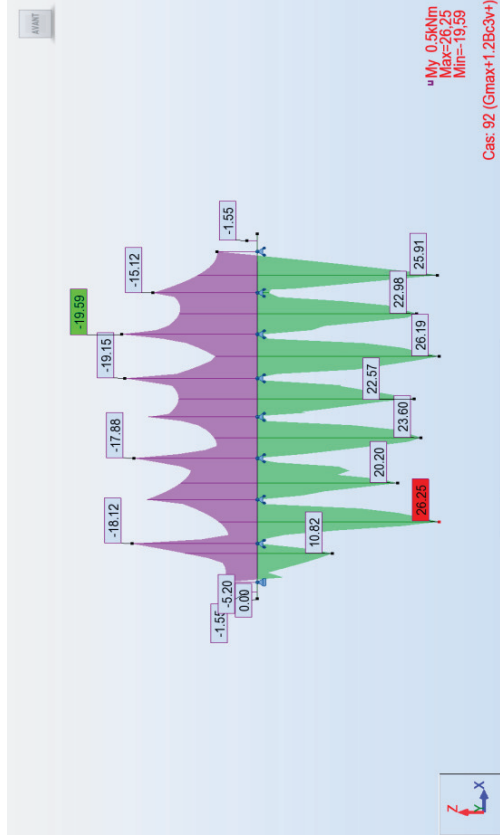
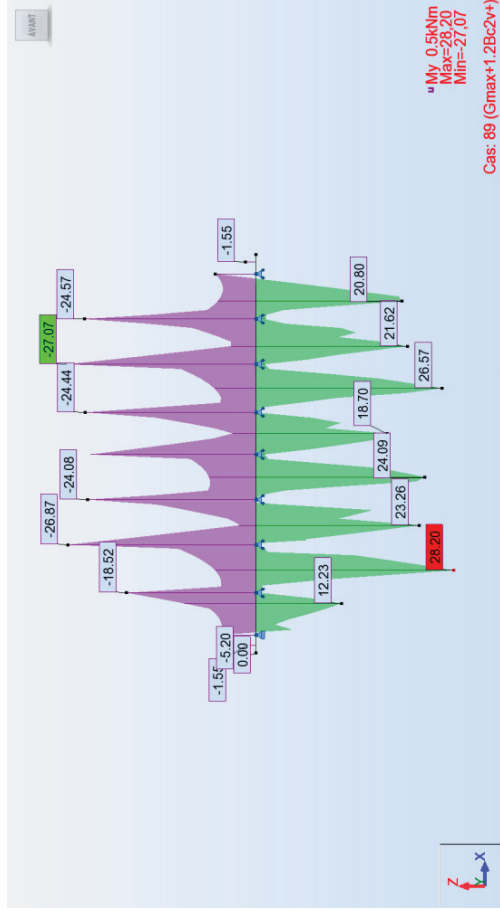
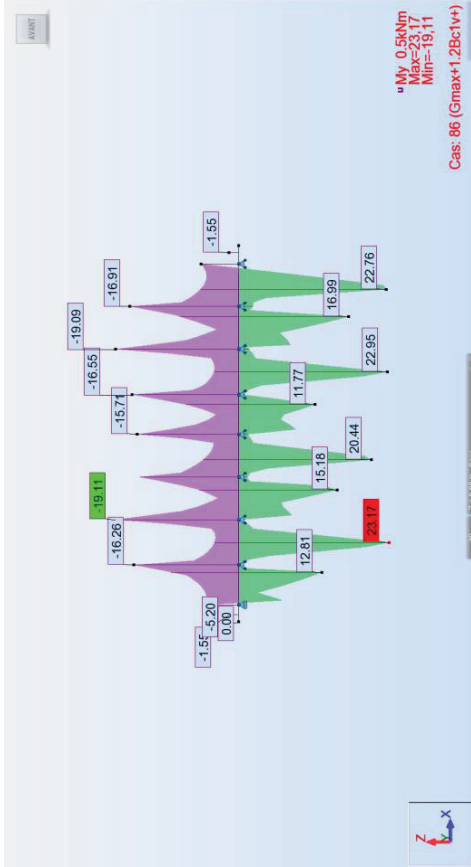
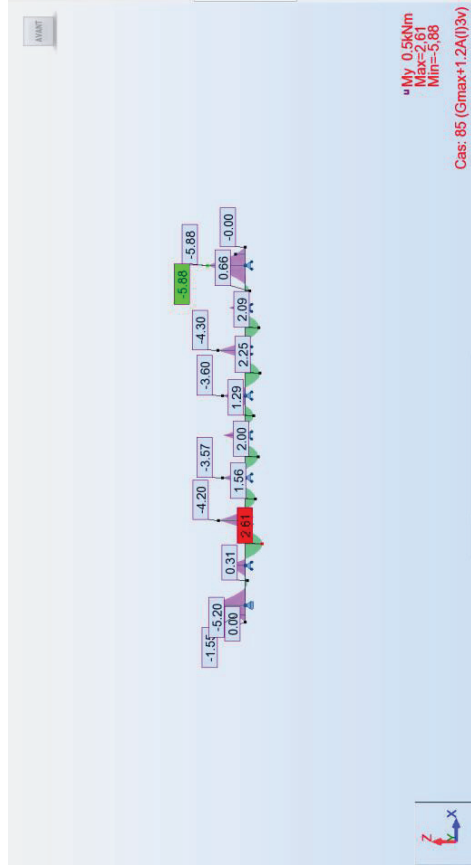


## L'HOURDIS

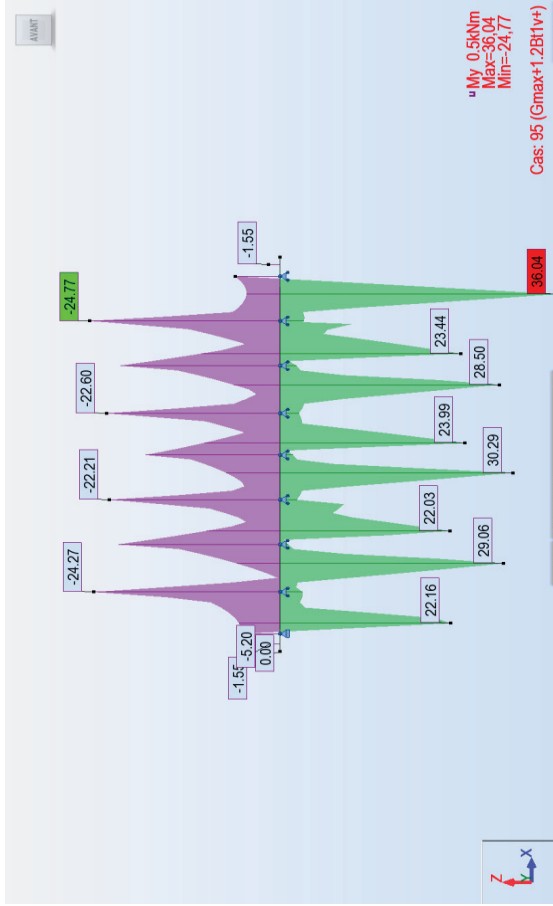
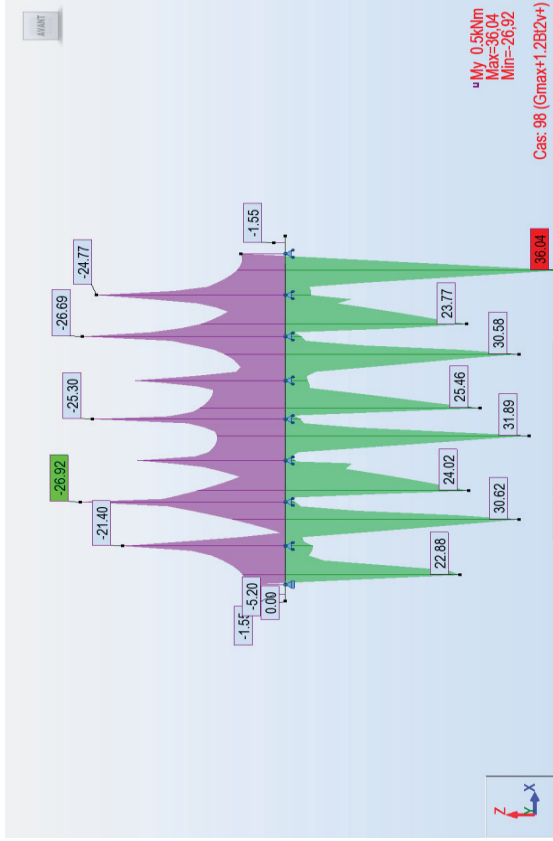
### LA COMBINAISON A L'ELS LE MOMENT



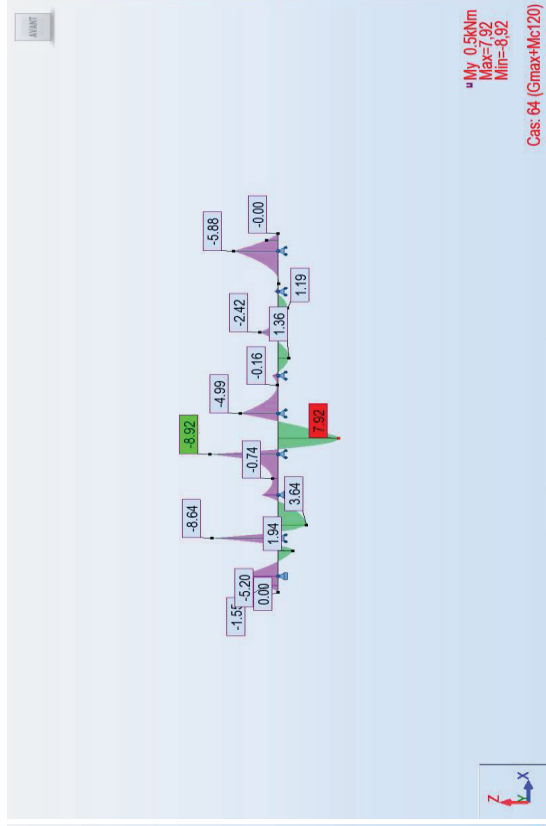
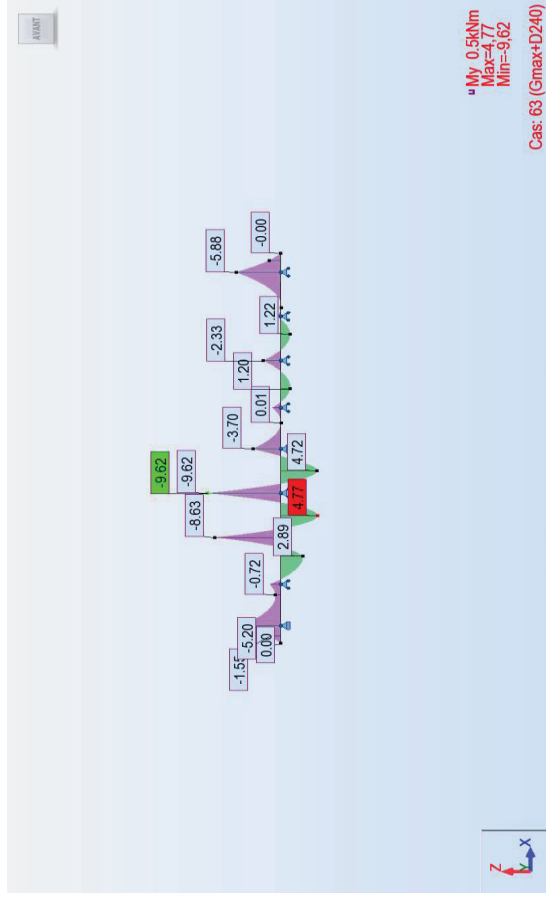
# ANNEXE A. Résultats de logiciel



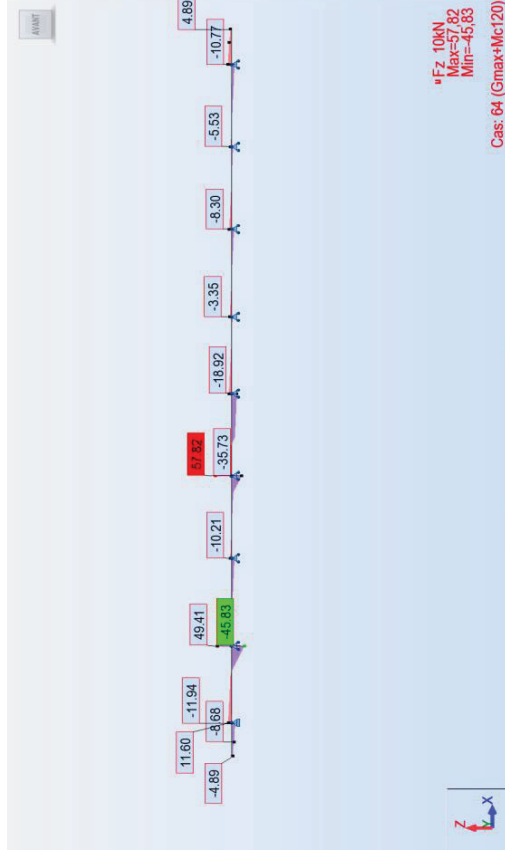
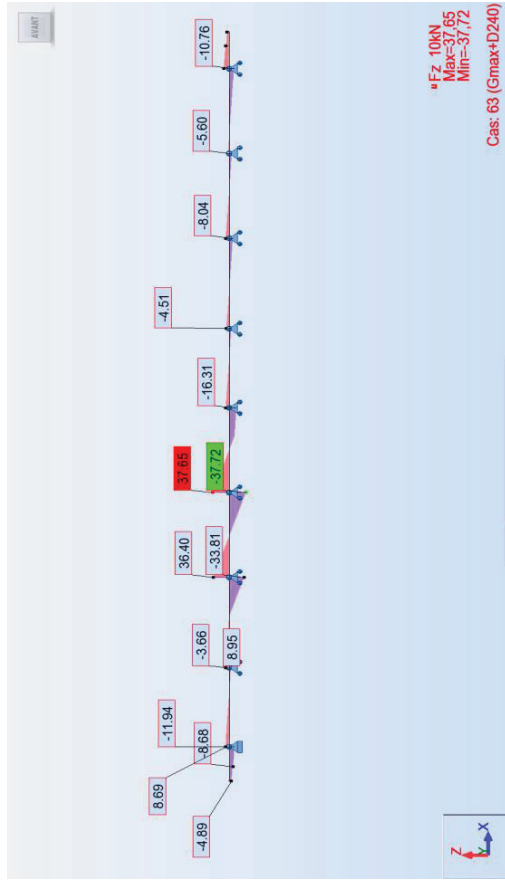
# ANNEXE A. Résultats de logiciel



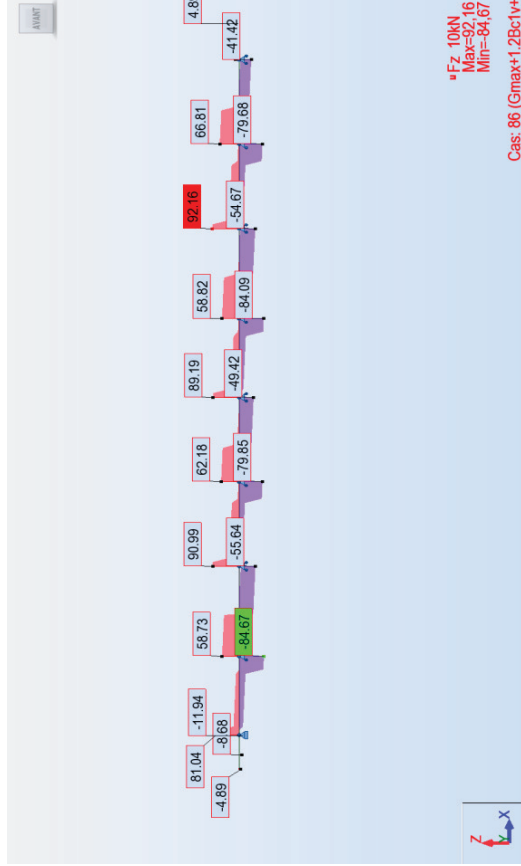
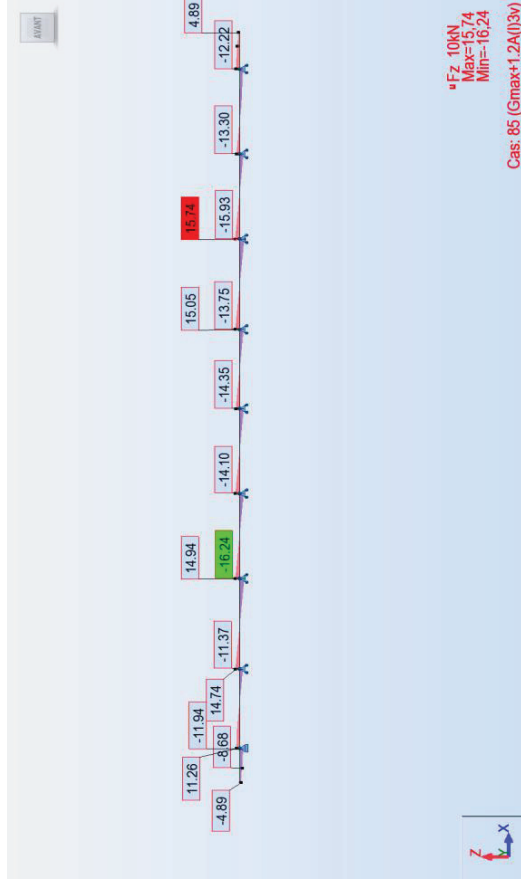
## ANNEXE A. Résultats de logiciel



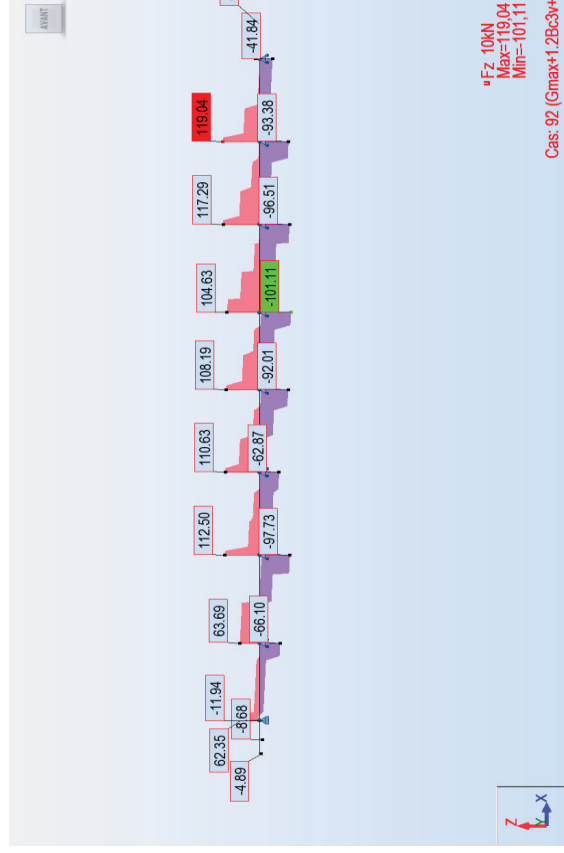
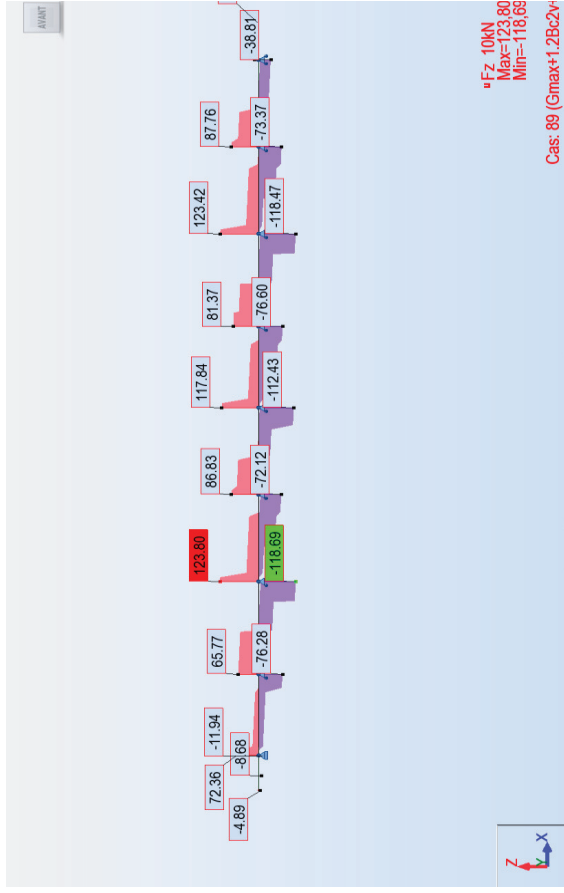
## L'EFFORT TRANCHANT



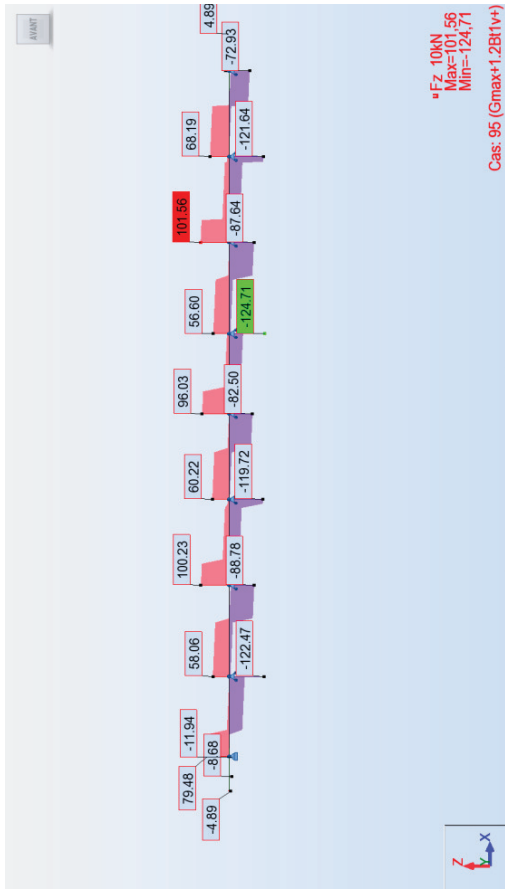
# ANNEXE A. Résultats de logiciel



## ANNEXE A. Résultats de logiciel

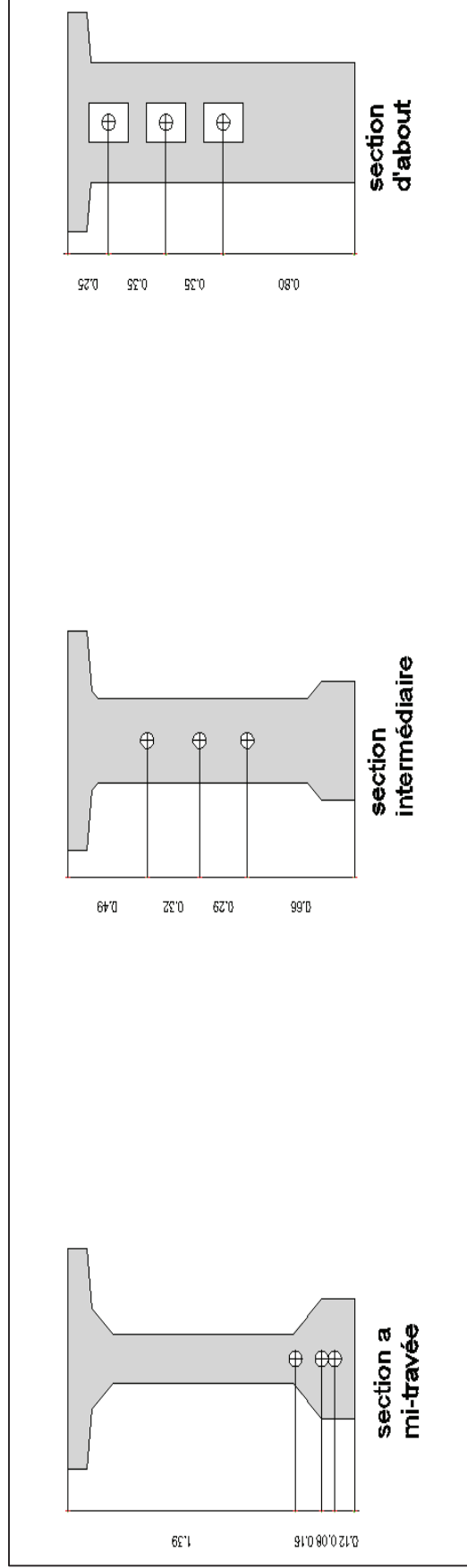
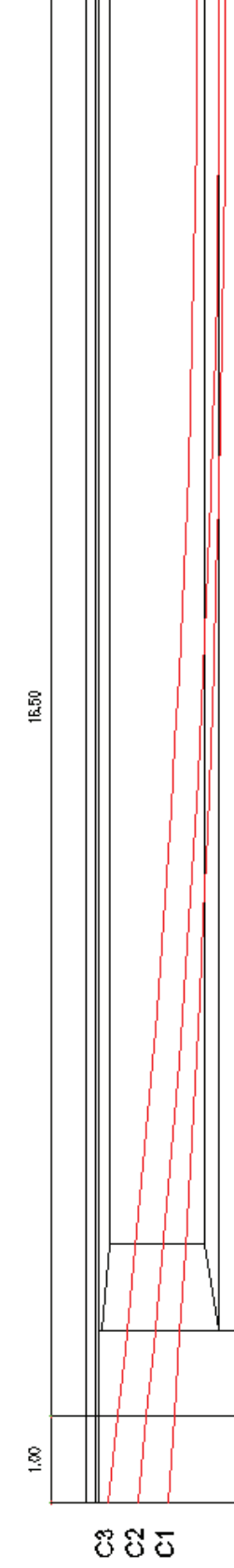


# ANNEXE A. Résultats de logiciel



**ANNEXE B.** Tracé de câbles précontraintes

	x=0 m	x=1 m	x=2 m	x=3 m	x=5 m	x=7 m	x=9 m	x=11 m	x=13 m	x=15 m	x=17,5 m
Y(c1)	0,8	0,726	0,657	0,59	0,47	0,37	0,29	0,6	0,53	0,48	0,46
Y(c2)	1,15	1,044	0,945	0,85	0,68	0,54	0,42	0,33	0,26	0,22	0,2
Y(c3)	1,5	1,384	1,275	1,17	0,99	0,83	0,7	0,6	0,18	0,15	0,12



**Tableau VIII.1 Raideurs statiques longitudinales des piles**

Piles	H <sub>moy</sub> (m)	D (m)	I (m <sup>4</sup> )	n Fût	K <sub>pile</sub> (MN/m)
P1	16,34	2	0,79	3	53,44
P2	15,26	2	0,79	3	65,61
P3	15,03	2	0,79	3	68,67
P4	12,31	2	0,79	3	124,98

**Tableau VIII.2 Raideurs statiques longitudinales des appuis**

Piles	K <sub>pile</sub> (MN/m)	k <sub>Ap-d'appui</sub> (MN/m)	n <sub>A-Apps</sub>	K <sub>app</sub> (MN/m)
P1	53,44	2,13	18	22,33
P2	65,61	2,13	18	24,20
P3	68,67	2,13	18	24,61
P4	124,98	2,13	18	29,34
C1 /C2	Infinie	2,13	9	19,17

**Raideurs statiques transversales des piles**

Piles	H <sub>moy</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	K <sub>pile</sub> (MN/m)
P1	16,34	129,60	2940,93
P2	15,26	129,60	3610,58
P3	15,03	129,60	3778,88
P4	12,31	129,60	6878,06

**Distribution de forces transversales sur chaque appui**

Appui	K <sub>pile/culée</sub> (MN/m)	k <sub>Ap-d'appui</sub> (MN/m)	n <sub>A-Apps</sub>	K <sub>APP</sub> (MN/m)	M Kg	T s	sa m/s <sup>2</sup>	Fi KN
P1	2940,93	2,13	18	37,85	1 322 863,50	1,1740	1,6712	2 210,82
P2	3610,58	2,13	18	37,94	1 310 146,50	1,1669	1,6813	2 202,80
P3	3778,88	2,13	18	37,96	1 307 438,25	1,1654	1,6835	2 201,04
P4	6878,06	2,13	18	38,14	1 275 410,25	1,1485	1,7084	2 178,85
C1/C2	Infinie	2,13	9	19,17	486 030,00	0,9999	1,9623	953,73

## Combinaison des composantes de l'action sismique sur tablier

Appui	EX (KN)	EY (KN)	EZ (KN)	E1 (KN)	E2 (KN)	E3 (KN)
C1	840,63	953,73	0	1 126,75	1 205,92	538,31
P1	978,86	2 210,82	0	1 642,10	2 504,48	956,90
P2	1061,07	2 202,80	0	1 721,92	2 521,12	979,16
P3	1078,80	2 201,04	0	1 739,11	2 524,68	983,95
P4	1286,53	2 178,85	0	1 940,18	2 564,81	1 039,61
C2	840,63	953,73	0	1 126,75	1 205,92	538,31

## Combinaisons des efforts agissant sur la semelle de la pile à L'ELS

ELS	N (KN)	H (KN)	MH (KN)	MV (KN)	M (KN)
G+1,2Al+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	24932,99	336,51	6339,92	0,00	6339,92
G+1,2Bc+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	24182,33	331,57	9731,12	0,00	9731,12
G+Mc120+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	23418,87	151,57	2855,57	0,00	2855,57
G+D240+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	24391,75	151,57	2855,57	0,00	2855,57

## Combinaisons des efforts agissant sur la semelle de la pile à L'ELU

ELU	N(KN)	H (KN)	MH (KN)	MV (KN)	M (KN)
1,35G+1,6Al+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	31084,03	417,72	8409,18	0,00	8409,18
1,35G+1,6Bc+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	30227,91	391,24	4177,93	0,00	4177,93
1,35G+1,35Mc120+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	29387,71	166,24	3937,93	0,00	3937,93
1,35G+1,35D240+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	30701,10	166,24	3937,93	0,00	3937,93

## Evaluation des efforts sismiques sur la semelle de la pile

Désignation	N (KN)	H <sub>L</sub> (KN)	H <sub>T</sub> (KN)	v (m)	h (m)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FHL/o</sub>	M <sub>FHT/o</sub>
Chevêtre	95,04	316,80	316,80	0,00	18,04	0,00	5715,07	5715,07
Fûts	208,38	694,61	694,61	0,00	9,87	0,00	6855,76	6855,76
Semelle	450,00	1500,00	1500,00	0,00	1,25	0,00	1875,00	1875,00
Séisme Tablier	0,00	1940,18	2564,81	0,00	18,84	0,00	36553,03	48320,99
0.4 * HT°+Hf+r	-	141,79	0,00	-	18,84	-	2671,34	0,00

## Les efforts dus au tablier agissant sur la semelle de la pile

	V (KN)	HL (KN)	HT (KN)	Mv (KN.m)	MHL (KN.m)	MHT (KN.m)	M (KN.m)
Poids permanent(G)	9720,60	141,79	0,00	0,00	2671,34	0,00	2671,34
G+0.2A	10163,16	172,62	0,00	0,00	3252,07	0,00	3252,07
G+0.2Bc	10038,05	171,79	0,00	0,00	3236,54	0,00	3236,54
G+0.2Mc120	9948,85	141,79	0,00	0,00	2671,34	0,00	2671,34
G+0.2D240	10143,42	141,79	0,00	0,00	2671,34	0,00	2671,34

## Combinaison des composantes de l'action sismique sur la semelle de la pile

	EL	ET	EV	E1	E2	E3
HL (KN)	3173,6	0	0	3173,6	952,1	952,1
HT (KN)	0	3589,6	0	1076,9	3589,6	1076,9
ML (KN.m)	3930	0	0	39304	11791,2	11791,2
MT (KN.m)	0	50434,1	0	15130,2	50434,1	15130,2
N (KN)	0	0	753,4	226	226	753,4

## Les combinaisons à L'ELA

	combinaison
1	E1 + P perm + R max
2	E2 + P perm + R max
3	E3 + P perm + R max
4	-E1 + P perm + R min
5	-E2 + P perm + R min
6	-E3 + P perm + R min

## Combinaisons des efforts agissant sur la semelle de la pile à L'ELA

	1	2	3	4	5	6
HL (KN)	3346,17	1124,68	1124,68	3031,77	810,28	810,28
HT (KN)	1076,89	3589,62	1076,89	1076,89	3589,62	1076,89
ML (KN.m)	42556,09	15043,28	15043,28	36632,68	9119,86	9119,86
MT (KN.m)	15130,23	50434,12	15130,23	15130,23	50434,12	15130,23
N <sub>max</sub> (KN)	22946,22	22946,22	23473,61	22279,85	22279,85	21752,46
H <sub>max</sub> (KN)	3515,190	3761,690	1557,11	3217,34	3679,939	1347,68
M <sub>max</sub> (KN.m)	45165,751	52629,842	21335,98	39634,29	51252,044	17666,24

ANNEXE C. Etude de l'infrastructure

Combinaisons des efforts agissant sur les futs de la pile à L'ELS

ELS	N (KN)	H (KN)	MH (KN)	MV ( KN)	M (KN)
G+1,2Al+ 0,6HT + H <sub>flv</sub>	17432,99	336,51	5498,64	0,00	5498,64
G+1,2Bc+ 0,6HT + H <sub>flv</sub>	16682,33	331,57	8439,84	0,00	8439,84
G+Mc120+ 0,6HT + H <sub>flv</sub>	15918,87	151,57	2476,65	0,00	2476,65
G+D240+ 0,6HT + H <sub>flv</sub>	16891,75	151,57	2476,65	0,00	2476,65

Combinaisons des efforts agissant sur les futs de la pile à L'ELU

ELU	N(KN)	H (KN)	MH (KN)	MV ( KN)	M (KN)
1,35G+1,6Al+0,9 HT + H <sub>flv</sub>	23490,28	412,83	7192,86	0,00	7192,86
1,35G+1,6Bc+0,9 HT + H <sub>flv</sub>	22489,40	391,24	3655,38	0,00	3655,38
1,35G+1,35Mc120+0,9 HT + H <sub>flv</sub>	21490,48	166,24	3415,38	0,00	3415,38
1,35G+1,35D240+0,9 HT + H <sub>flv</sub>	22803,86	166,24	3415,38	0,00	3415,38

Combinaisons des efforts agissant sur les futs de la pile à L'ELA

	1	2	3	4	5	6
HL (KN)	3346,17	1124,68	1124,68	3031,77	810,28	810,28
HT (KN)	1076,89	3589,62	1076,89	1076,89	3589,62	1076,89
ML (KN.m)	42556,09	15043,28	15043,28	36632,68	9119,86	9119,86
MT (KN.m)	15130,23	50434,12	15130,23	15130,23	50434,12	15130,23
N <sub>max</sub> (KN)	14521,348	14521,348	15523,61	13704,72	13704,722	13002,02
H <sub>max</sub> (KN)	2501,301	2878,965	1171,05	2207,03	2804,639	974,13
M <sub>max</sub> (KN.m)	38322,316	44955,250	18191,03	33530,93	43770,769	15027,29

ANNEXE C. Etude de l'infrastructure

Combinaisons des efforts agissant sur la culée à L'ELS

ELS	N (KN)	H (KN)	MH (KN)	MV (KN)	M (KN)	File 1	File 2	File 3
						R1	R2	R3
G+1,2Q+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	26992	5741,8	24298,2	29935,8	5637,6	2445,1	2249,3	2053,5
G+1,2A(l) 3v+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	28437,2	5417,2	22231	29935,8	7704,9	2637,3	2369,8	2102,2
G+1,2Bc+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	28209,7	5504,7	23030,1	29935,8	6905,7	2590,6	2350,8	2111
G+Mc120+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	27528,6	5324,7	21386,7	29935,8	8549,1	2590,9	2294,1	1997,2
G+D240+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	28204,3	5324,7	21386,7	29935,8	8549,1	2647,2	2350,4	2053,5

Combinaisons des efforts agissant sur la culée à L'ELU

ELU	N (KN)	H (KN)	MH (KN)	MV (KN)	M (KN)	File 1	File 2	File 3
						R1	R2	R3
1,35G+1,6Q+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	36319,6	7651,8	31982,4	40413,4	8430,9	3319,4	3026,6	2733,9
1,35G+1,6A(l) 3v+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	38790,2	7246,0	29398,4	40413,4	11015	3614,9	3232,5	2850,1
1,35G+1,6Bc+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	38505,8	7355,4	30397,3	40413,4	10016	3556,6	3208,8	2861
1,35G+1,35Mc120+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	37761,3	7130,4	28343,1	40413,4	12070,3	3565,8	3146,7	2727,7
1,35G+1,35D240+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	38673,4	7130,4	28343,1	40413,3	12070,3	3641,9	3222,7	2803,6

Evaluation des efforts sismique de la culée

Désignation	N (kN)	H (kN)	V (m)	h (m)	M <sub>FV/o</sub> (KN.m)	M <sub>FH/o</sub> (KN.m)
MGG	17,85	59,508	0,839	10,191	14,984	606,436
Corbeau	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Mur frontal	210,81	702,701	0,189	5,815	39,843	4086,274
Mur en retour	94,21	314,035	3,415	8,000	321,757	2512,282
Semelle	486,00	1620,000	0,000	1,250	0,000	2025,000
DDT	27,29	90,956	3,150	10,456	85,954	951,057
Poids des terres sur talon	459,87	1532,888	2,900	6,858	1333,613	10512,089
Somme	1296,03	4320,09	-	-	1796,15	20693,14

## Evaluation des charges Sismique dus à la poussée des terres

Désignation	$N$ (kN)	$H$ (kN)	V (m)	h (m)	$M_{FV}/o$ (KN.m)	$M_{FH}/o$ (KN.m)
Pad (1+kv)	0,00	7269,868	0,000	3,867	0,000	28110,157
Pad (1-kv)	0,00	7591,760	0,000	3,867	0,000	29354,807

## Evaluation des charges Sismique dus à la culée

	$N_c$ (KN)	$V_c$ (KN)	$M_c$ (KN.m)
cas de séisme 1 : «horizontal ; 1+kv»	0,000	11589,957	48803,294
cas de séisme 2 : «horizontal ; 1 - kv»	0,000	11911,849	50047,943
cas de séisme 3 : «vertical»	1296,027	0,000	1796,151

## Evaluation des charges Sismique dus au tablier

Désignation	$N$ (kN)	$H$ (kN)	V (m)	h (m)	$M_{FV}/o$ (KN.m)	$M_{FH}/o$ (KN.m)
Séisme Tablier	538,31	1126,750	0,000	9,130	0,000	10287,228

## Evaluation des charges Sismique sur la culée

	$N$ (kN)	$V$ (kN)	$M$ (Kn.m)
CAS 1	0,000	11602,451	49875,731
CAS 2	0,000	11924,006	51094,263
CAS 3	1717,338	0,000	1796,151

## Combinaisons des efforts agissant sur la culée à L'ELA

ELA	$N$ (KN)	$H$ (KN)	$M$ (KN)	File 1	File 2	File 3
				R1	R2	R3
P max - H + 0,3V	27767,35	17616,55	7054,88	3028,80	2329,02	1629,23
P min - H - 0,3V	26601,82	17280,41	4590,30	2867,16	26785,17	1597,02
P max + V - 0,3H	29382,13	9320,21	42474,10	3983,55	2383,76	783,97
P min - V - 0,3H	25399,68	9158,69	38366,56	3619,91	2156,49	693,08

## Evaluations des efforts agissant sur le mur frontale

Sollicitation	N (kN)	H (kN)	v (m)	h (m)	Mv (kN.m)	Mh (kN.m)
Désignation						
MGG+corbeau	297,541	-	0,650	7,690	193,342	-
Mur frontale	3513,503	-	0,000	3,315	0,000	-
Mur en retour	1570,176	-	3,226	5,512	5064,917	-
Dalle de transition	454,781	-	2,958	7,956	1345,288	-
Poussées des terres	-	3086,426	-	2,987	-	9218,13
Poussées des surcharges	0,000	347,599	-	4,480	0,000	1557,242
Tablier	4860,30	-	-	9,13	-	-
A(l) 3 voie	1647,06	-	-	9.13	-	-
B <sub>c</sub> 3 voie	1457,46	-	-	9.13	-	-
M <sub>c</sub> 120	1067,900	-	-	9.13	-	-
D 240	1743,53	-	-	9.13	-	-
H <sub>f+r</sub>	-	122,234	-	9.13	-	1116
H <sub>T</sub>	-	48,893	-	9.13	-	446,39
F <sub>fre A(l)</sub>	-	77,06	-	9.13	-	703,56
F <sub>fre Bc</sub>	-	150,00	-	9.13	-	1369,50

ANNEXE C. Etude de l'infrastructure

Combinaisons des efforts agissant sur le mur frontale à L'ELS

ELS	N (KN)	H (KN)	MH (KN)	MV (KN)	M (KN)
G+1,2Q+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	10696,301	3655,114	12470,649	6603,547	5867,102
G+1,2A(l) 3 <sub>v</sub> + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	12672,773	3330,468	11446,228	6603,547	4842,680
G+1,2Bc+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	12445,249	3417,996	12245,358	6603,547	5641,811
G+Mc120+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	11764,201	3237,996	10601,958	6603,547	3998,411
G+D240+ 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	12439,830	3237,996	10601,958	6603,547	3998,411

Combinaisons des efforts agissant sur le mur frontale à L'ELU

ELU	N (KN)	H (KN)	MH (KN)	MV (KN)	M (KN)
1,35G+1,6Q+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	14440,006	4834,754	16119,525	8914,789	7204,736
1,35G+1,6A(l) 3 <sub>v</sub> +0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	19610,530	4428,945	14182,99	8914,789	5268,20
1,35G+1,6Bc+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	16771,937	4538,356	15837,912	8914,789	6923,123
1,35G+1,35Mc120+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	15881,671	4313,356	13783,662	8914,789	4868,873
1,35G+1,35D240+0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>flv</sub>	16793,771	4313,356	13783,662	8914,789	4868,873

**CHEVETRE :**

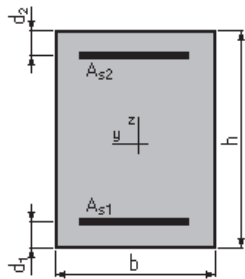
**Nappe supérieure : Calcul de Section en Flexion Simple**

**1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (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:**



$b = 310,0$  (cm)  
 $h = 160,0$  (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 )	-3349,29	0,00
Etat Limite de Service	-2486,43	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{S1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{S2} = 68,4$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{S \min} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,14$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU**  $M_{max} = -3349,29$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---

Coefficient de sécurité: 1,35      Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 7,8$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 151,9$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,53$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = -2486,43$  (kN\*m)     $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 28,9$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 145,4$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,7$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
comprimée:  $\sigma_s' = 24,6$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

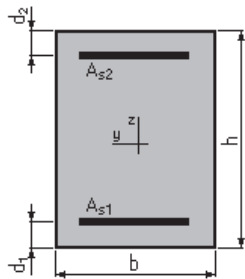
### Nappe Inferieure : Calcul de Section en Flexion Simple

#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (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:



$b = 310,0$  (cm)  
 $h = 160,0$  (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 )	1107,03	0,00
Etat Limite de Service	821,98	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{S1} = 48,1$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{S2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{S \min} = 48,1$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{\max} = 1107,03$ (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,88 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 152,8$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 0,37$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{\max} = 821,98$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,15

Position de l'axe neutre:  $y = 24,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 146,8$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,6$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 8,3$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0$  (MPa)

### Les cadres transversales : Calcul de Section à l'effort Tranchant

#### 1. Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

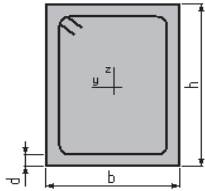
**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone critique

### 2. Section :



$$b = 310,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 160,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	3679,31	0,00

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 2,7 \text{ (MPa)}$

#### **Armatures transversales**

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90 \text{ (deg)}$  Longueur de la travée :  $L = 13,2 \text{ (m)}$

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres:  $1 \text{ } \varnothing 20$

Espacement :  $S_t = 4,2 \text{ (cm)}$

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 38,8 \text{ (cm)}$

### **LE FUT DE PILE :**

**Armature longitudinale : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée**

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---

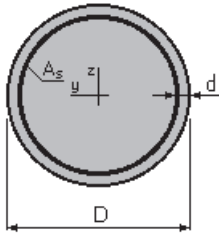
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$D = 200,0$  (cm)

$d = 10,0$  (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	5811,00	1832,88	0,00
2.	ELU	7830,00	2397,62	0,00
3.	ELA	5174,54	6036,68	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique

$A_s = 314,2$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum

$A_s \text{ min} = 314,2$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum

$A_s \text{ max} = 1570,8$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1,00$  (%)

minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,50$  (%)

maximum  $\rho_{\text{max}} = 5,00$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N 1: Type ELS**    **N = 5811,00 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 1832,88 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 4,60

Position de l'axe neutre:  $y = 184,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 118,6$  (cm)

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 3,5$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 1,1$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 49,4$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas N 2: Type ELU**  $N = 7830,00$  (kN)  $M_y = 2397,62$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 4,99 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 166,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 114,4$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,47$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 95,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N 3: Type ELA**  $N = 5174,54$  (kN)  $M_y = 6036,68$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 3,10 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 85,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 149,3$  (cm)

Déformation du béton:  $\rho_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\rho_s = 4,23$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

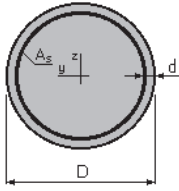
**Armature transversal ZONE COURANTE : Calcul de Section à l'effort Tranchant**

### 1. Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)** **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

### 2. Section :



$D = 200,0$  (cm)

$d = 10,0$  (cm)

### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N <sup>O</sup>	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	137,61	7830,00
2.	ELA	390,35	5174,54

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\sigma_u = 0,1$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $\sigma_{u,lim} = 2,7$  (MPa)

#### Armatures transversales

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 3,1$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres: 1  $\varnothing 20$

Espacement :  $S_t = 30,0$  (cm)

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 30,0$  (cm)

### Armature transversal ZONE Critique : Calcul de Section à l'effort Tranchant

#### 1. Hypothèses :

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

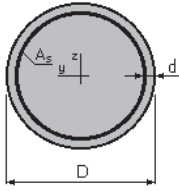
Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

#### 2. Section :

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---



$$D = 200,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 10,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N <sup>O</sup>	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	137,61	7830,00
2.	ELA	390,35	5174,54

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 2,7 \text{ (MPa)}$

#### **Armatures transversales**

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres: 1  $\varnothing 20$

Espacement :  $S_t = 15,0 \text{ (cm)}$

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 15,0 \text{ (cm)}$

## MUR FRONTALE

### Armature longitudinale : Calcul de Section en Flexion Composée

#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

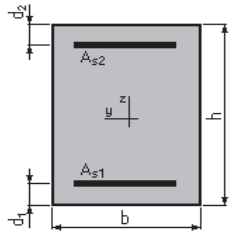
**Acier:**  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---



$$\begin{aligned} b &= 100,0 & (\text{cm}) \\ h &= 160,0 & (\text{cm}) \\ d_1 &= 5,0 & (\text{cm}) \\ d_2 &= 5,0 & (\text{cm}) \end{aligned}$$

### 3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	956,43	319,44
2.	ELU	1480,04	379,60

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 16,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 32,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 800,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
	$\rho = 0,20 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,20 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

#### Analyse par Cas:

**Cas N 1: Type ELS    N = 956,43 (kN)    M = 319,44    (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	12,61
Position de l'axe neutre:	$y = 144,6 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 106,8 \text{ (cm)}$
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:	$\sigma_s = 1,1 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma_s' = 18,5 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

**Cas N<sup>O</sup> 2: Type ELU    N = 1480,04 (kN)    M = 379,60    (kN\*m)**

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---

Coefficient de sécurité: 12,17      Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 142,3$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 98,1$  (cm)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,31$  (‰)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 62,7$  (MPa) comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

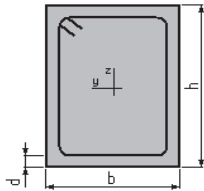
### Armature transversal : Calcul de Section à l'effort Tranchant

#### 1. Hypothèses :

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

#### 2. Section :



$b = 100,0$  (cm)

$h = 160,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

#### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N <sup>O</sup>	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1480,04	334,26
2.	ELU	0,00	0,00

#### 4. Résultats :

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 1,0$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 2,7$  (MPa)

### Armatures transversales

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 1,5$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres:  $1 \text{ } \varnothing 14$

Espacement :  $S_t = 5,2$  (cm)

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 15,0$  (cm)

### Mure de Garde Greve : Calcul de Section en Flexion Simple

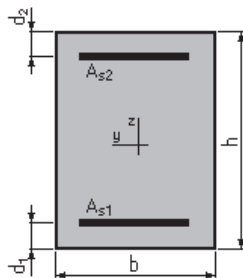
#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (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 )	159,40	0,00
Etat Limite de Service	119,38	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_{s1} = 15,2$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)  
Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3,8$  (cm<sup>2</sup>)  
théorique  $\rho = 0,43$  (%)  
minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,11$  (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU  $M_{\text{max}} = 159,40$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,36      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 32,8$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1,82$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{\text{max}} = 119,38$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 10,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 31,5$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7,2$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (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:**

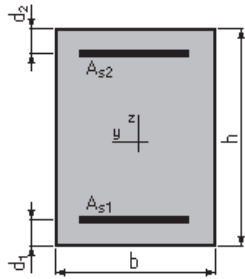
**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	134,57	0,00
Etat Limite de Service	101,93	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 15,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique  $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique

$$\rho = 0,51 \text{ (\%)}$$

minimum

$$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$$

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{\max} = 134,57 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,37      Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 27,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 2,20 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

**Cas ELS  $M_{\max} = 101,93 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 9,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 26,8 \text{ (cm)}$

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7,9$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

### CORBEAU :

#### Calcul d'une Section Comprimée

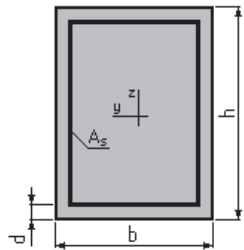
##### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

##### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 40,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

##### 3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	119,62
Etat Limite de Service	90,61
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00

##### 4. Résultats:

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---

### Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 4000,0$	(cm <sup>2</sup> )	Section réduite	$B_r = 3724,0$	(cm <sup>2</sup> )
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)
Inertie	$I_y = 533333,3$	(cm <sup>4</sup> )	Inertie	$I_z = 3333333,3$	(cm <sup>4</sup> )
Rayon de giration	$i_y = 11,5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 26,0$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,77$		$N_u$ (béton seul)	$= 5702,38$	(kN)

### Béton:

$$\sigma (ELS) = 0,2 \text{ (MPa)}$$
$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

### Acier:

Section théorique	$A_s = 11,2$	(cm <sup>2</sup> )	$\rho = 0,42$	(%)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 11,2$	(cm <sup>2</sup> )	$\rho_{\text{min}} = 0,28$	(%)
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 200,0$	(cm <sup>2</sup> )	$\rho_{\text{max}} = 5,00$	(%)
théorique				
minimum				
maximum				

### MUR EN RETOUR :

#### Calcul de Section en Flexion Composée

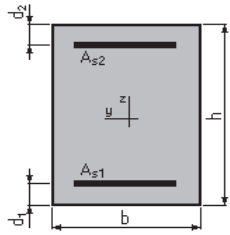
#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**      **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure



$$\begin{aligned} b &= 100,0 & (\text{cm}) \\ h &= 80,0 & (\text{cm}) \\ d_1 &= 5,0 & (\text{cm}) \\ d_2 &= 5,0 & (\text{cm}) \end{aligned}$$

### 3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	297,12	359,60

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 15,1 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 16,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 400,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
minimum	$\rho = 0,38 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$
	$\rho_{\text{min}} = 0,20 \text{ (\%)}$		

#### Analyse par Cas:

**Cas N 1: Type ELS    N = 297,12 (kN)    M = 359,60    (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 19,6 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 68,5 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,9 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma_s' = 65,7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

#### PIEU CULEE :

**Armature longitudinales : Calcul de Section en Flexion Déviée Composée**

#### 1. Hypothèses:

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

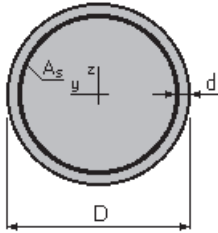
---

**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)

$d = 6,0$  (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	2647,20	1676,14	0,00
2.	ELU	3641,89	2233,72	0,00
3.	ELA	3983,56	5178,00	0,00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique

$A_s = 198,5$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum

$A_s \text{ min} = 22,6$  (cm<sup>2</sup>) Section maximum  $A_s \text{ max}$

$= 565,5$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1,75$  (%)

minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,10$  (%)

maximum  $\rho_{\text{max}} = 5,00$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N 1: Type ELS**  $N = 2647,20$  (kN)  $M_y = 1676,14$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,51

Position de l'axe neutre:  $y = 60,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 88,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10,8$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 140,3 \text{ (MPa)}$$

$$\text{comprimée: } \sigma_s' = 144,7 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

**Cas N 2: Type ELU**  $N = 3641,89 \text{ (kN)}$   $M_y = 2233,72 \text{ (kN*m)}$   $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,07 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 66,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 83,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 2,53 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$

$$\text{comprimée: } \sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$$

**Cas N 3: Type ELA**  $N = 3983,56 \text{ (kN)}$   $M_y = 5178,00 \text{ (kN*m)}$   $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 47,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 91,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 4,96 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$$

$$\text{comprimée: } \sigma_s' = 500,0 \text{ (MPa)}$$

### Cerces des pieux Calcul de Section à l'effort Tranchant

#### 1. Hypothèses :

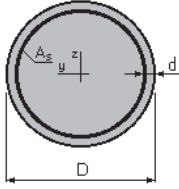
**Béton:  $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$  Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

#### 2. Section :

## ANNEXE D. Ferrailage de l'infrastructure

---



$$D = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 6,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	637,56	3641,89
2.	ELA	1478,14	3983,56

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\sigma_u = 1,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite  $\sigma_{u,lim} = 2,7 \text{ (MPa)}$

#### **Armatures transversales**

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 1,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres:  $1 \text{ } \varnothing 14$

Espacement :  $S_t = 2,7 \text{ (cm)}$

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 15,0 \text{ (cm)}$