

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État  
Filière : Travaux Publics  
Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT  
(Viaduc V3) RELIANT RAS EL HAMRA  
A OUED BEGRAT  
WILAYA DE ANNABA

Présenté par :

MAHMOUDI Farouk  
SEFFADJ Mohamed Taha

Encadré par :

Mr MOHAMED DAHMAN Mohamed  
Mr BELAOURA Mebarek

Promotion 2022 /2023

## **Remerciements**

*Nous remercions ALLAH de nous avoir donné la chance pour acquérir des connaissances de la science et de nous avoir aider à réaliser ce projet.*

*Nous remercions nos encadreurs Mr. MOHAMED DAHMANE MOHAMED et Mr.BELAOURA MEBAREK pour leur disponibilité, leur aide et patience, et leur générosité de donner tous ce qu'ils ont comme savoir.*

*Nous remercions Mr.HEMAIDI-ZOURGUI Nadjib et Mr.BABAKHOUYA Yusuf de nous avoir beaucoup aider dans l'étude de ce projet.*

*Nous remercions également l'équipe pédagogique de ENSTP responsables de notre formation d'ingénieur.*

*Nous remercions l'entreprise SAPTA et son responsable Mr.SEBBAH de nous avoir accueillir durant nos stages de fin d'étude et d'offrir les données de notre projet.*

*Nous remercions tous ceux qui ont participé de près et de loin pour accomplir ce travail.*

# Dédicace

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers parents, qu'aucune dédicace ne suffira à les remercier de leur sacrifice, et tous ce qu'ils m'ont offert.*

*Mon petit frère et toute ma famille pour leur soutien et encouragement.*

*Mes amis, et tous ceux que j'aime.*

**MOHAMED TAHA**

## Dédicace

*Avant tous Je remercie ALLAH le tout Puissant clément et miséricordieux de  
m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail et de m'avoir permis d'en arriver  
jusqu'au là*

*Je dédie ce travail*

*Tout particulièrement à ma très chère MÈRE. Qui m'accompagné durant les  
moments les plus pénibles, qu'aucune dédicace ne suffira à les remercier de leur  
sacrifice, et tous ce qu'ils m'ont offert.*

*A mes chers frères Amine, Abd-Elwahab , Ashraf ,ALI et mes sœurs avec lesquels  
j'ai partagé le mal et le bien*

*A tout la famille de Mahmoudi.*

*A toi mon binôme et confrère MOHAMED TAHA.*

*A tous mes enseignants camarade et toute la famille d'ENSTP.*

*A mes confrères : Boukari Sid-Ahmed , Mezenner Seif-eddine ,Oussama Belghoul  
,belal Abd-El wadoud ,Boudjet Farid , Zermani Mohamed Sami ET wail saoud .*

*Mahmoudi Farouk*

## ملخص:

الغرض من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر (VIADUC V3) على الطريق العام الذي يربط رأس الحمراء بوادي بقرات من PK 3 + 316.97 إلى PK 3 + 491.189 - ولاية عنابة. اقترحنا ثلاث تصميمات واخترنا الأكثر فائدة بعد تحليل متعدد المعايير. لقد اخترنا حلاً بجسر خرساني سابق الإجهاد يتم بناؤه عن طريق التتابع المتتالي. لقد أجرينا دراسة للبنية الفوقية والبنية التحتية بما في ذلك دراسة الإجهاد المسبق والدراسة الزلزالية وتحديد أبعاد العناصر الأخرى للهيكل، باستخدام طرق الحساب اليدوي والنمذجة باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. الكلمات المفتاحية: التتابع المتتالي، الإجهاد المسبق

## Résumé :

Le but de ce travail est de concevoir et étudier un pont (VIADUC V3) sur le chemin communal reliant RAS EL HAMRA à OUED BAGRAT du PK 3+316.97 à PK 3+491.189 – Wilaya de ANNABA.

Nous avons proposé trois variantes et choisir la plus avantageuse après une analyse multicritère. On a opté pour une solution par un pont en béton précontraint construit en encorbellement successif. Nous avons réalisé une étude de la superstructure et de l'infrastructure comportant l'étude de la précontrainte, étude sismique et dimensionnement d'autres éléments de la structure, en faisant appel à des méthodes de calcul manuelles et de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

Mots clé : encorbellement successif, précontrainte

## Abstract:

The purpose of this work is to design and study a bridge (VIADUCT V3) on the communal road linking RAS EL HAMRA to OUED BAGRAT from PK 3+316.97 to PK 3+491.189 – Wilaya of ANNABA.

We proposed three designs and chose the most advantageous after a multi-criteria analysis. We opted for a solution with a prestressed concrete segmental balanced cantilever bridge. We carried out a study of the superstructure and the infrastructure including the study of the prestressing, seismic study, and dimensioning of other elements of the structure, while using manual calculation methods and modeling using of the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software.

Keywords: segmental balanced cantilever, prestressing

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE .....	1
-----------------------------	---

## CHAPITRE 01: LES PONTS CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

I.1. INTRODUCTION .....	2
I.2. LES PONTS CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS .....	2
I.3. Historique.....	3
I.4. Présentation du procédé .....	3
I.5. Domaine d'emploi.....	4
I.6. Intérêts et limites de la technologie .....	5
I.6.1. Intérêts de la technologie : .....	5
I.6.2. Limites de la technologie : .....	5

## CHAPITRE 02 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION .....	6
II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	6
II.2.1. Objectif du projet .....	6
II.2.2. Situation du site.....	6
II.2.3. L'obstacle à franchir .....	6
II.3. LES DONNEES DU PROJET .....	7
II.3.1. Les données fonctionnelles .....	7
II.3.2. Les données naturelles.....	9
II.4. CONCLUSION.....	11

## CHAPITRE 03 CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION .....	12
III.2. DEMARCHE DE CONCEPTION .....	12
III.3. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1 : .....	12
III.3.3.1. Piles.....	14

III.3.3.2. Culée .....	15
III.4. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 2 : .....	16
« PONT MIXTE ACIER-BÉTON BIPOUTRES » .....	16
III.4.1. CONCEPTION LONGITUDINALE.....	16
III.4.2. CONCEPTION TRANSVERSALE.....	16
III.4.3. LES ENTRETOISES .....	17
III.4.4. CHOIX DE LA NUANCE D'ACIER.....	17
III.4.5. CONNEXION ENTRE DALLE ET CHARPENTE MÉTALIQUE.....	17
III.4.6. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE .....	17
III.4.6.1. Piles.....	17
III.4.6.2. Culées : .....	18
III.5. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 3 : « PONT CONSTRUIT EN ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS » .....	19
III.5.1. DESCRIPTION DE LA METHODE DE CONSTRUCTION .....	19
III.5.2. CONCEPTION LONGITUDINALE.....	19
III.5.3. CONCEPTION TRANSVERSALE.....	19
III.5.4. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE .....	20
III.5.4.1. Piles.....	20
III.5.4.2. Culées.....	21
III.6. ANALYSE MULTICRITERE .....	22
III.6.1. COMPARAISON ENTRE LES 3 VARIANTES .....	22
III.7. ANALYSE DES VARIANTES.....	23
III.8. Variante 03 (Pont en béton précontraint construit en encorbellement successif) : .....	23
III.9. CONCLUSION.....	23

## CHAPITRE 04

## NORMES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION .....	24
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL .....	24
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	24
IV.3.1. Le Béton .....	24
IV.3.1.1. La Résistance caractéristique à la compression .....	24

IV.3.1.1.	La Résistance à la compression.....	25
IV.3.1.2.	La Resistance à la Traction.....	25
IV.3.1.3.	Les Contraintes admissibles à la compression.....	25
	A l'ELU: .....	25
	A l'ELS : .....	25
	Tableau III.1 les Contraintes admissibles à la compression à ELS.....	25
	Tableau III.2 les Contraintes admissibles à la compression à ELU.....	26
IV.3.1.4.	Les Contraintes Déformation du béton : .....	26
IV.3.2.	Armatures passives.....	27
IV.3.3.	Armatures Active.....	28
IV.3.4.	Classe de justification de la précontrainte .....	28
IV.4.	CONCLUSION.....	28

## CHAPITRE 05

## EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1.	INTRODUCTION.....	29
V.2.	EVALUATION DES CHARGES.....	29
V.2.1.	EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC.....	29
	V.2.1.1. Charges permanentes : .....	29
	V.2.1.2. Les compléments de charges permanentes : .....	29
V.2.2.	EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC : .....	30
	V.2.2.1. Système de charge à considérer : .....	30
	V.2.2.2. Caractéristiques du pont : .....	30
	V.2.2.3. Système de charge A : .....	31
	V.2.2.4. Système de charge B : .....	33
	V.2.2.4.1. Système de charges <b>Bc</b> / Article 4.5.1 RCPR : .....	33
	V.2.2.4.2. Système de charge <b>Bt</b> / Article 4.5.3 RCPR : .....	34
	V.2.2.5. Charges militaires Mc 120 : .....	35
	V.2.2.6. Convoi exceptionnel D240 : .....	35
	V.2.2.7. Coefficient de majoration dynamique : .....	36
	V.2.2.8. Efforts de freinage : .....	36

V.2.2.9.	Action du vent : .....	37
V.2.2.10.	Effet thermique : .....	37
V.2.2.11.	Retrait de béton : .....	38
V.2.2.12.	Effet du fluage : .....	39
V.2.2.13.	Surcharge sur le trottoir : .....	39
V.3.	CONCLUSION.....	39

## CHARITRE 06

## ETUDE DU TABLIER

VI.1.	INTRODUCTION.....	40
VI.2.	ETUDE DE FLÉAU .....	40
VI.2.1.	Principe de la stabilité des fléaux : .....	40
VI.2.2.	Dispositif de stabilité des fléaux : .....	40
VI.2.3.	Aménagement des têtes de piles : .....	41
VI.2.4.	Les Charges appliquées aux fléaux : .....	42
VI.2.4.1.	Efforts dus au poids propre : .....	42
VI.2.4.2.	Efforts dus aux surcharges de chantier : .....	43
VI.2.4.2.1.	Charges de chantiers aléatoires ( $Q_{pra}$ ) : .....	43
VI.2.4.2.2.	Charges de chantier connues $Q_{prc}$ :.....	44
VI.2.4.3.	Efforts dus au Vent vertical : .....	45
VI.2.4.4.	Efforts dus au Vent horizontal : .....	45
VI.2.4.5.	Efforts dus aux actions accidentelles : .....	45
VI.2.5.	Combinaisons de calcul.....	45
VI.2.5.1.	Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) :.....	46
VI.2.5.2.	Combinaisons en situation accidentelles de construction (type B) :.....	47
VI.3.	ETUDE EN PHASE DE SERVICE .....	49
VI.3.1.	Les combinaisons de calcul considérées : .....	50
VI.3.2.	Le principe de calcul manuel et vérification du moment fléchissons : .....	50
VI.3.2.1.	La Sollicitation dues à la charge permanente : .....	51
VI.3.2.2.	La Sollicitations dues aux charges d'exploitation A(L) : .....	51
VI.3.2.3.	Combinaisons d'actions.....	55
VI.3.3.	Les résultats .....	55

VI.3.4. Conclusion.....	56
-------------------------	----

<b>CHAPITRE 07</b>	<b>ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ</b>
--------------------	----------------------------------

III.1. INTRODUCTION.....	57
III.2. CARACTÉRISTIQUE DES CÂBLES UTILISÉS.....	57
III.3. CABLES DE FLÉAU.....	57
III.3.1. EFFORT DE PRÉCONTRAINTÉ ET NOMBRE DE CÂBLES .....	57
III.4. DISPOSITION DES CÂBLES DE FLÉAU ET ANCRAGE .....	59
III.4.1. Espacement et enrobage des câbles de précontrainte .....	59
III.4.2. Ancrage.....	59
III.5. TRACÉ DES CÂBLES DE FLÉAU .....	60
III.5.1. Tracé en plan .....	60
III.5.2. Tracé en élévation.....	61
III.6. CABLES DE CONTINUITE .....	62
III.6.1. NOMBRE DE CÂBLES .....	62
III.6.1.1.1. Travée principale .....	62
III.6.1.1.2. Travée de rive .....	63
III.6.2. La disposition et trace des câbles .....	63
III.6.2.1. Tracé en plan.....	63
III.6.2.2. Tracé en élévation .....	64
III.7. LES PERTES DE PRÉCONTRAINTES.....	66
III.7.1. LES PERTES INSTANTANÉES.....	66
III.7.1.1. Perte par frottement du câble dans la gaine .....	66
III.7.1.2. Pertes par recul d'ancrage.....	67
III.7.1.3. Pertes par déformations instantanées du béton .....	67
III.7.2. PERTES DIFFÉRÉES.....	68
III.7.2.1. Perte de tension due au retrait du béton.....	68
III.7.2.2. Perte de tension due au fluage de béton.....	68
III.7.2.3. Perte de tension par relaxation d'acier.....	68

III.7.3.	Détermination des pertes totales.....	69
III.8.	VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES .....	70
III.9.	STABILISATION DU FLEAU AVEC CLOUAGE PAR PRECONTRAITE : .....	70
III.9.1.	Calcul nombre de câbles :.....	71
III.9.1.1.	Situation temporaire de construction (combinaisons A) :.....	71
III.9.1.2.	Situation accidentelle (combinaisons B) :.....	71
III.9.1.3.	Calcul de la surface des cales.....	72
III.9.1.3.1.	Situation temporaire de construction (Combinaisons A) :.....	72
III.9.1.3.2.	Situation accidentelle (Combinaisons B) :.....	72
III.10.	CONCLUSION.....	74

## CHAPITRE 08

## ETUDE TRANVERSALE

VIII.1.	INTRODUCTION.....	75
VIII.2.	MODÉLISATION DE LA SECTION TRANSVERSAL .....	75
VIII.3.	LES COMBINAISONS DE CALCUL .....	75
VIII.4.	Les résultats : .....	76
VIII.5.	Ferraillages des différents éléments des voussoirs .....	78
VIII.6.	Exemple de calcul de ferraillage du hourdis supérieur.....	78
VIII.7.	CONCLUSION.....	80

## CHAPITRE 09

## ETUDE SISMIQUE

IX.1.	INTRODUCTION.....	81
IX.2.	LES CARACTERISTIQUES SISMIQUE .....	81
IX.3.	LA METHODE UTILISEE POUR ESTIMATION DE L'EFFORT SISMIQUE.....	81
IX.4.	Les spectres de réponse.....	82
IX.5.	Les modes significatifs .....	83
IX.6.	COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUES .....	83
IX.7.	EFFORTS ET DEPLACEMENTS SISMIQUES .....	84
IX.8.	Conclusion.....	85

**CHAPITRE 10****EQUIPEMENTS DU PONT**

X.1.	INTRODUCTION.....	86
X.2.	APPAREIL D'APPUI.....	86
X.2.1.	Choix du type d'appareil d'appui .....	86
X.2.2.	Evaluation des efforts normaux appliqués aux appareils d'appuis.....	86
X.2.3.	Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	87
X.2.4.	Evaluation des efforts horizontaux .....	89
X.2.5.	Vérification de l'appareil d'appui.....	90
X.3.	Ferraillage de dé d'appui .....	93
X.3.1.	Dimensionnement des dés d'appuis : .....	93
X.3.2.	Armatures de chaînage : .....	93
X.3.3.	Armatures horizontales : .....	93
X.3.4.	Frette supérieure : .....	94
X.3.5.	Frette inférieure : .....	94
X.4.	JOINT DE CHAUSSEE.....	95
X.4.1.	Dimensionnement.....	95
X.4.2.	Type de joint.....	96
X.5.	CONCLUSION.....	96

**CHAPITRE 11****ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

XI.1.	INTRODUCTION.....	97
XI.2.	ÉTUDE DE LA PILE : .....	97
XI.2.1.	DIMENSIONNEMENT DE LA PILE : .....	97
XI.2.2.	EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE .....	98
XI.2.3.	LES EFFORTS SISMIQUE .....	98
XI.2.4.	COMBINAISON DES EFFORTS .....	99
XI.2.5.	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement .....	100
XI.2.6.	Calculer de ferraillage .....	100
XI.2.1.	La semelle.....	102
XI.2.2.	Etude des pieux.....	104
XI.3.	ÉTUDE DE LA CULÉE .....	106
XI.3.1.	Prédimensionnement de la culée .....	106

XI.3.2.	Descente de charges.....	106
XI.3.3.	Évaluation des charges dues à la culée :.....	107
XI.3.4.	Vérification de la stabilité de la culée .....	108
XI.3.5.	CALCUL DE FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE LA CULÉE.....	110
XI.4.	CONCLUSION.....	114
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>		<b>115</b>

## **ANNEXES**

ANNEXE A : LES DONNEES

ANNEXE B : LES DIAGRAMMES DES EFFORTS

ANNEXE C : LES TABLEAUX

ANNEXE D : NOTE DE CALCUL DE FERAILLAGE

## Liste des tableau

<u>Tableau.III.1 La section transversale du tablier de la variante 1</u> .....	13
<u>Tableau.III.2 Prédimensionnement des piles de la variante 1</u> .....	14
<u>Tableau III.3 Prédimensionnement des culées de la variante 1</u> .....	15
<u>Tableau III.4. Prédimensionnement de la section transversale variante 2</u> .....	16
<u>Tableau III.5. Prédimensionnement des entretoises</u> .....	17
<u>Tableau III.6. Prédimensionnement de la pile de la variante 2</u> .....	17
<u>Tableau III.7. Prédimensionnement des culées de la variante 2</u> .....	18
<u>Tableau III.8 Prédimensionnement de la section transversale de la variante 3</u> .....	20
<u>Tableau III.9. Prédimensionnement des piles de la variante 3</u> .....	21
<u>Tableau III.10. Prédimensionnement des culées de la variante 3</u> .....	21
<u>Tableau III.11 Avantages et inconvénients des variantes</u> .....	22
Tableau IV.1 les Contraintes admissibles à la compression à ELS .....	25
Tableau IV.2 les Contraintes admissibles à la compression à ELU.....	26
Tableau IV.3. Les contraintes admissibles des armatures passive.....	27
<u>Tableau V-1. Poids total du pont</u> .....	29
<u>Tableau V-2. Poids des Charges complémentaires permanentes</u> .....	30
<u>Tableau V-3. Coefficient <math>a_1</math></u> .....	31
<u>Tableau V.4 Valeur de <math>v_0</math></u> .....	32
<u>Tableau V-5. Les valeurs de <math>A(l)</math></u> .....	33
<u>Tableau V-6. Coefficient <math>b_c</math></u> .....	34
<u>Tableau V-7. Valeurs des <math>B_c*b_c</math></u> .....	34
<u>Tableau V-8. Valeurs des <math>b_t</math></u> .....	34
<u>Tableau V-9. Valeurs de <math>b_t</math></u> .....	35
<u>Tableau V-10. Valeur de <math>\delta</math></u> .....	36
<u>Tableau V-11.La Valeur de <math>F</math></u> .....	37
<u>Tableau V-12. Gradient thermique</u> .....	38
<u>Tableau VI-1. Moment aux combinaisons A</u> .....	46
<u>Tableau VI-2. Moment aux combinaisons B</u> .....	48
<u>Tableau VI-3. Moment de calcul manuel aux chargement A(l)</u> .....	52
<u>Tableau VI-4. Combinaisons en cas de service</u> .....	55
<u>Tableau VII-1. Les caractéristiques de câble</u> .....	57
<u>Tableau VII-2. Nombres des câbles</u> .....	58
<u>Tableau VII-3. Tracé de câble en plan</u> .....	60
<u>Tableau VII-4. Tracé de câble en élévation</u> .....	61
<u>Tableau VII-5. Nombres des câbles de travée principale</u> .....	62
<u>Tableau VII-6. Nombres des câbles de travée de rive</u> .....	63
<u>Tableau VII-7. La disposition des Câbles en Travée principale en plan</u> .....	64
<u>Tableau VII-8. La disposition des Câbles en Travée De rive en plan</u> .....	64
<u>Tableau VII-9. La disposition des Câbles en Travée principale en élévation</u> .....	65

<u>Tableau VII-10. La disposition des Câbles en Travée de rive en élévation</u> .....	65
<u>Tableau VII-11. Les Pertes Totale</u> .....	69
<u>Tableau VII.12 : Calcul de nombre de câbles de clouage</u> .....	72
<u>Tableau VII.13 : les valeurs de <math>f_{bu}</math></u> .....	72
<u>Tableau VII.14 : Calcul de dimensions de Cales</u> .....	73
<u>Tableau VIII-1. Les combinaisons de calcul</u> .....	75
<u>Tableau VIII-2. Les moments extrêmes</u> .....	78
<u>Tableau VIII-3. Ferrailage Passif</u> .....	80
<u>Tableau IX-1. Modes propres</u> .....	83
<u>Tableau IX.2. Evaluations des efforts Sismique</u> .....	85
<u>Tableau X-1. Les moments extrêmes</u> .....	86
<u>Tableau X-2. Les résultats et le choix des appareils d'appuis</u> .....	89
<u>Tableau X-3. Ferrailage de dé d'appui</u> .....	94
<u>Tableau X-4. Modèles des joints <math>W_d</math></u> .....	96
<u>Tableau XI-1. Evaluations des efforts à la base de la pile la plus élevé</u> .....	98
<u>Tableau XI-3. Evaluations des efforts à la base de la pile la plus élevé</u> .....	99
<u>Tableau XI-4. Combinaisons des efforts à la base de la pile de chaque pile</u> .....	99
<u>Tableau XI-5. Vérification de flambement</u> .....	100
<u>Tableau XI-6. Ferrailage des piles</u> .....	101
<u>Tableau XI-7. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu</u> .....	105
<u>Tableau XI-8. Prédimensionnement de la culée</u> .....	106
<u>Tableau XI-9. Tableau des combinaisons</u> .....	106
<u>Tableau XI-10. Evaluation des efforts dues à la culée</u> .....	107
<u>Tableau XI-11. Evaluation des efforts dues au tablier</u> .....	107
<u>Tableau XI- 12. Évaluation des moments par rapport au point O</u> .....	108
<u>Tableau XI-13. La vérification de la stabilité au renversement</u> .....	108
<u>Tableau XI-14. La vérification de la stabilité au glissement</u> .....	109
<u>Tableau XI-15. Vérification de l'excentricité de l'effort</u> .....	109
<u>Tableau XI-16 . Vérification de la capacité portante du sol</u> .....	109
<u>Tableau XI-17 .Tableau Les efforts agissant sur le mur frontal</u> .....	110
<u>Tableau XI-18. Efforts maximum dans le mur frontal</u> .....	111

## Liste des figures

Figure I .1 Pont construit en encorbellement successif.....	2
Figure I .2 Etapes de construction.....	4
Figure I .3 Voussoir coulé sur place .....	5
Figure II.1. Implantation de l'ouvrage sur Google Earth.....	6
Figure II.2. Situation du projet sur Google Earth. ....	7
Figure II.3. Tracé en plan de la voie portée. ....	7
Figure II.4. Profil en long de la voie portée. ....	8
Figure II.5. Profil en travers de la voie portée. ....	8
Figure II.6 : Coupe lithologique du terrain au SC01. ....	10
Figure III.1 Morphologie du tablier.....	12
Figure III.2 Système bipoutres.....	16
Figure III.3 Notation des dimensions.....	20
Figure V.1. Définition des largeurs chargeable et roulant .....	31
Figure V-2. Système de charge Bc .....	34
Figure V-3. Système de charge militaire Mc120.....	35
Figure V-4. Convoi exceptionnel D240.....	35
Figure V-5. La loi de variation du gradient thermique .....	37
Figure VI-1. Coupe sur VSP avec ses câbles de clouage.....	41
Figure VI-2. Schéma d'aménagement d'une tête de pile.....	41
Figure VI-3. Schéma statique .....	42
Figure VI-4. Moment maximale et la réaction aux poids propres .....	43
Figure VI- 5. Moment maximale et la réaction aux la charge ( Qpra ).....	44
Figure VI- 6. Moment et la réaction aux la charge (Qprc) .....	44
Figure VI- 7. Moment et la réaction aux Charge de Vent Verticale (QW).....	45
Figure VI- 8. La disposition des charges en situation temporaire (combinaison A).....	46
Figure VI- 9. Moment à la combinaison A1 .....	47
Figure VI- 10. Moment à la combinaison A2 .....	47
Figure VI-11. La disposition des charges en situation accidentelle (combinaison A).....	48
Figure VI- 12. Moment sous combinaison B1 .....	48
Figure VI- 13. Moment sous combinaison B2 .....	49
Figure VI- 14. Modélisation par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.....	50
Figure VI- 15. Moments due à la charge permanente (ROBOT STRUCTURAL). ....	51
Figure VI- 16. Moments dues aux A1(l) .....	53
Figure VI- 17. Moments dues aux A2(l) .....	53
Figure VI- 18. Moments dues aux A3(l) .....	53
Figure VI- 19. Moments dues aux A4(l) .....	53
Figure VI- 20. Moments dues aux A5(l) .....	54
Figure VI- 21. Moments dues aux A6(l) .....	54

Figure VI- 22. Moments dues aux A7(I).....	54
Figure VI- 23. Le Moments maximum á ELS. ....	56
Figure VI- 24. Le Moments maximum á ELU. ....	56
Figure VII- 1. Les espacement et enrobages des câbles. ....	59
Figure VII- 2. Les espacement et enrobages des câbles. ....	59
Figure VII- 3. Schéma descriptif de clouage.....	70
Figure VII- 4. Tracé des câbles de clouage.....	73
Figure VII- 5. Aménagement des têtes des piles en phase de construction.....	74
<u>Figure VIII-1. Coupe sur la section idéalisée</u> .....	75
<u>Figure VIII-2. Le moment maximum à ELS</u> .....	76
<u>Figure VIII-3. Le moment maximum à ELU</u> .....	76
<u>Figure VIII-4. L'effort normale de l'âme à ELS</u> .....	77
<u>Figure VIII-5. L'effort normale de l'âme à ELU</u> .....	77
<u>Figure VIII-6. Ferrailage du voussoir</u> .....	80
<u>Figure IX-1. Modèle de calcul multimodal</u> .....	81
<u>Figure IX-2. Spectre de réponse horizontale.</u> .....	82
<u>Figure IX-3. Spectre de réponse verticale.</u> .....	82
<u>Figure IX-4 La Réaction horizontale sur chaque appui.</u> .....	84
<u>Figure IX-5. La réaction verticale sur chaque appui</u> .....	84
<u>Figure X-1. Définition géométrique d'un appareil d'appui</u> .....	87
<u>Figure X.2. Ferrailage du dé d'appui au niveau de la pile.</u> .....	95
<u>Figure X.3. Ferrailage du dé d'appui au niveau de la culée.</u> .....	95
<u>Figure X.4. Type de joint de chaussée.</u> .....	96
Figure XI-1. Les Dimensions de la pile .....	97
Figure XI-2. : Abaques de WALTHER .....	101
Figure XI-3. : Ferrailage de pile .....	102
Figure XI-4. Ferrailage de la semelle et pieux.....	105
Figure XI-6. Les dimensions des éléments de la culée .....	106
Figure XI-5. Moment $M_{yy}$ sur mur frontal. ....	113
Figure XI-6. Moment $M_{xx}$ sur mur frontal . ....	114

## INTRODUCTION GENERALE

Les ponts jouent un rôle crucial dans l'économie permettant la connectivité et le transport des personnes, de marchandises et des autres ressources. Ce sont des structures essentielles pour traverser des obstacles tel que les rivières, les chemins de fer, les voies de circulation. Les ponts facilitent également l'accès aux zones isolées et améliorent la mobilité et la productivité en réduisant le temps de déplacement.

Le projet de fin d'étude est le couronnement de la formation d'ingénieur. Cette étape permettra à l'étudiant de synthétiser toutes les connaissances théoriques acquises durant son cursus universitaire en un mémoire, constituant ainsi, un pont entre le parcours académique et la carrière professionnelle.

L'admiration que nous avons envers les ponts s'est vite tournée en une passion dès les premiers cours de ponts, chose qui nous a naturellement guidés à choisir d'étudier un pont dans le cadre du projet de fin d'étude

Le projet à été proposé par l'entreprise SAPTA (Société Algérienne Des Ponts Et des Travaux d'arts)

Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en dix chapitres :

- Généralités sur les ponts.
- Présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude.
- Les propositions et le dimensionnement des variantes et l'analyse multicritère.
- Évaluations les charges et les hypothèses de calcul
- L'étude de tablier en déference cas (fléaux, service)
- L'étude transversale du tablier et les équipements
- L'étude sismique.
- L'étude de l'infrastructure.

## CHAPITRE I

# GENERALITES SUR LES PONTS

### I.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire un nombre d'exigences. Par ailleurs, de nombreuses données sont nécessaires au démarrage de l'étude d'un projet de pont, Les principales sont :

- Plan de situation indiquant les obstacles à franchir et le tracé de la nouvelle voie désirée.
- Coupe longitudinale le long de l'axe du pont avec les conditions de gabarit sous le pont en hauteur et en largeur, profil en long de la nouvelle voie désirée.
- Largeur du pont, largeur de la chaussée, des bandes d'arrêt d'urgence, des trottoirs...
- Conditions de fondation et données des études géotechniques.
- Conditions locales : possibilités d'accès pour les engins de chantier, les pièces et matériaux de construction.
- Conditions climatiques et météorologiques (périodes sèches, températures moyennes et extrêmes, période de gel etc...)
- Environnement et topographie du site.
- Conditions d'esthétique.



**Figure I.1 Pont construit en encorbellement successif**

L'objectif de ce modeste travail, est l'étude du pont situé à La Willaya de Annaba la reliant la plage de Ain el Achir et Djenen el bey. A cet effet, l'examen des plans de situation et les différentes variantes existantes, a aboutis au choix d'un pont construit par encorbellement successif avec voussoirs coulés sur place en béton précontraint.

## I.2. LES PONTS CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

L'intitulé de ce projet de fin d'études est l'étude et la conception du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

Il convient tout d'abord d'expliquer ce qu'est un pont construit par encorbellements successifs, ainsi que les avantages et les inconvénients de cette technologie de construction. Il s'agit d'exposer clairement les spécificités de ce type d'ouvrage, aussi bien dans la phase de construction qui est très importante que dans la phase de service.

### I.3. Historique

Bien que d'apparition relativement récente, un peu plus de vingt ans, la technique des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, s'est largement développée, le matériau " béton précontraint " se prêtant bien à la réalisation de structures par éléments.

Ce type d'ouvrage, qui a donné lieu à des réalisations dans le monde entier, est maintenant devenu " classique ". Il est économique dans une gamme de portées relativement étendue de 60 m à plus de 110 m.

La construction par encorbellements successifs est la méthode la plus utilisée dans le monde pour la construction des grands ponts en béton précontraint.

Ainsi en Allemagne est construit le premier pont en porte-à-faux, dit pont cantilever, en béton précontraint avec voussoirs coulés en place. C'est Ulrich Finsterwalder, directeur de la firme Dyckerhoff&Widman, qui utilise cette technique en 1952 pour la construction du pont de Balduinstein sur la Lahn et de Coblenze sur la Moselle. Chaque pile portait un équipage mobile qui permettait de réaliser symétriquement deux éléments, ou voussoirs, de 3 m.

En 1979, une portée de 390 mètres est atteinte avec le pont de Krk en Croatie qui n'est battu que par le pont de Wanxian sur la Yangzi Jiang en Chine qui atteint la portée remarquable de 420 mètres et qui fut construit en 1997.

### I.4. Présentation du procédé

Cette description sommaire est en partie basée sur le guide de conception « ponts en béton précontraint construit par encorbellements successifs » rédigé par le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, et publié en 2003 par le Ministère Français de l'équipement.

La technique de construction par encorbellements successifs consiste à construire le pont symétriquement à partir de ses appuis, en ajoutant à chaque étape deux éléments de tabliers identiques qui s'équilibrent. Ce mode de construction permet d'éviter l'étalement et le coffrage du tablier ce qui permet de construire sur des brèches inaccessibles. Chaque pile est considérée comme une balance à laquelle on rajoute progressivement deux demi-travées de chaque côté. A ce stade de la construction l'élément pile/fléaux est isolé et isostatique. Les différents fléaux sont

ensuite clavés, ce qui a pour effet de rétablir la continuité de la structure, qui devient alors hyperstatique. Ces ouvrages sont précontraints, à chaque étape de construction correspond un nouveau type de précontrainte.

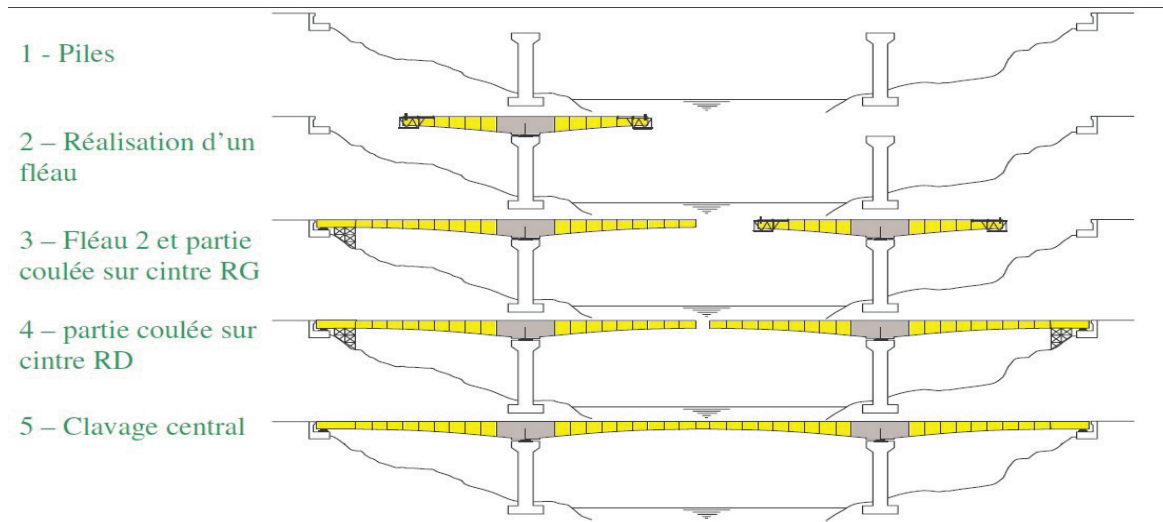


Figure I.2 Etapes de construction

### I.5. Domaine d'emploi

Les portées compétitives de ces ouvrages se situent entre 80 et 150 m, mais la construction par encorbellement reste tout à fait envisageable pour des portées jusqu'à 300 m. Pour les travées de moins de 100 m de longueur, le tablier peut avoir une hauteur constante. Au-delà, il est indispensable de prévoir un tablier à inertie variable.

En ce qui concerne la répartition des travées, il est généralement préférable de choisir des travées centrales de longueur égales, et d'adopter un rapport travée de rive/travée centrale compris entre 0,6 et 0,7, pour éviter d'avoir un soulèvement des travées de rive au niveau des culées, ce qui est traduit par des réactions négatives.

portées (m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	
poutres préfabriquées																				
encorbellement																				
poussage																				
cintres autolanceur																				

- Domaine optimal
- Domaine normal
- Domaine exceptionnel

### I.6. Intérêts et limites de la technologie

#### I.6.1. Intérêts de la technologie :

- La majeure partie de l'ouvrage peut être construite sans contact avec le sol, la technique permet de franchir des brèches difficilement accessibles.
- L'éventail de géométries envisageables est assez large, tous les tracés en plan et profils en long de voies portées peuvent être construits.
- Le découpage en voussoirs permet la réutilisation des outils de coffrages, et la préfabrication des voussoirs est parfaitement envisageable.
- Des portées très importantes peuvent être atteintes, jusqu'à 300 mètres.

#### I.6.2. Limites de la technologie :

- A travées identiques, les ponts en béton construit par encorbellements sont beaucoup plus lourds que les ouvrages mixtes, les appuis et les fondations sont donc plus importants, et plus chers.
- Les taches à effectuer in-situ sont relativement plus importantes, et il est parfois nécessaire de neutraliser les voies franchies.
- Ces ouvrages ont un tablier relativement épais, ce qui peut poser problème sur un plan esthétique.
- Le découpage en voussoirs peut également provoquer des différences de teintes de béton entre les éléments de l'ouvrage.



Figure I.3 Voussoir coulé sur place

## CHAPITRE II

# PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## II.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage en élévation portant une voie de circulation permettant de franchir un obstacle naturel (cours d'eau, vallée) et/ou artificiel (route, chemin de fer) et ce en toute sécurité de ses usagers, pour cela il faut tenir considération les différents paramètres qui influent sur l'ouvrage, en commençant par les exigences fonctionnelles passant par l'objectif de cet ouvrage jusqu'aux exigences naturelles. L'ensemble de ces derniers doivent donc être définis au préalable et c'est ce qui va faire l'objet de ce présent chapitre.

## II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

### II.2.1. Objectif du projet

L'objet de notre travail de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude de l'ouvrage V3 du faisant partie des travaux de la réalisation du chemin communal reliant RAS EL HAMRA et OUED BEGRAT.

### II.2.2. Situation du site

L'ouvrage d'art de notre étude se situe dans l'est de la willaya d'Annaba, du PK 3+316.97 au PK 3+491.189.



Figure II.1. Implantation de l'ouvrage sur Google Earth.

### II.2.3. L'obstacle à franchir

Notre ouvrage servira de franchissement à une forme d'oued de profondeur de 31 m



Figure II.2. Situation du projet sur Google Earth.

### II.3. LES DONNEES DU PROJET

#### II.3.1. Les données fonctionnelles

##### II.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage mit en étude présente une longueur totale de 174,22 m d'ont les caractéristiques sont définies ci-dessous :

- Une Ligne droite de longueur : 107.38 m
- Une Clothoïde de longueur 18.2 m. ( $R=300$ ,  $A=130$ ).
- Une Clothoïde de longueur : 48.64 m ( $R=350$ ,  $A=180$ ).

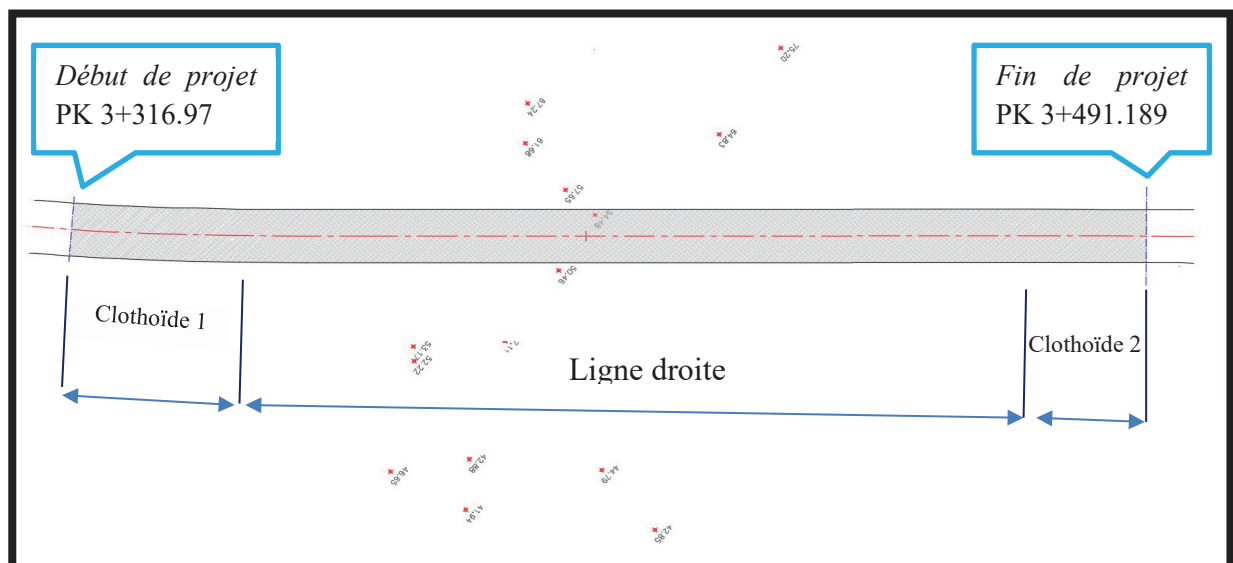


Figure II.3. Tracé en plan de la voie portée.

### II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la ligne présente les caractéristiques suivantes :

- Il présente une Longueur de 174.22 m et une pente longitudinale de  $P = 5\%$ .

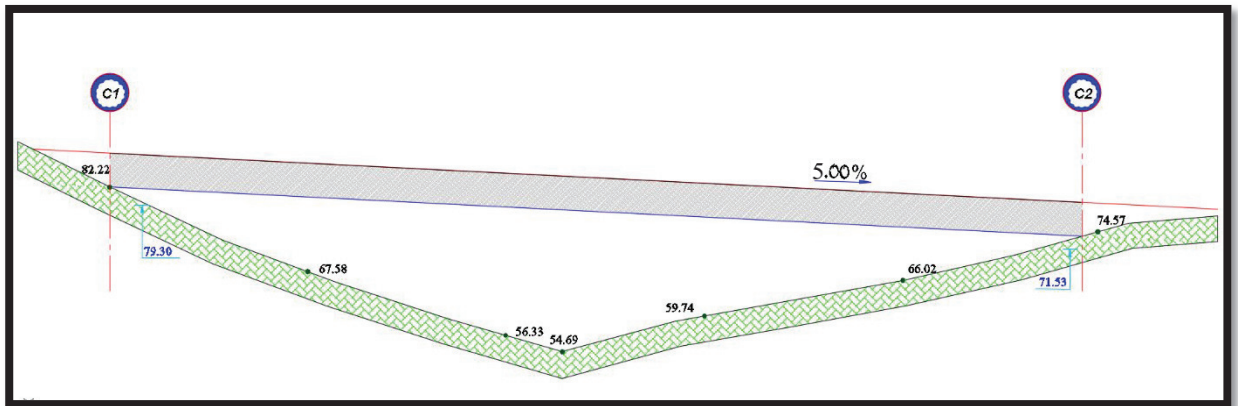


Figure II.4. Profil en long de la voie portée.

### II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. les composantes du profile en travers de notre tablier sont :

- La largeur rouable 8.5 m.
- la largeur totale : 10.76 m.
- nombre des voies de circulation : 2
- divers de 3%

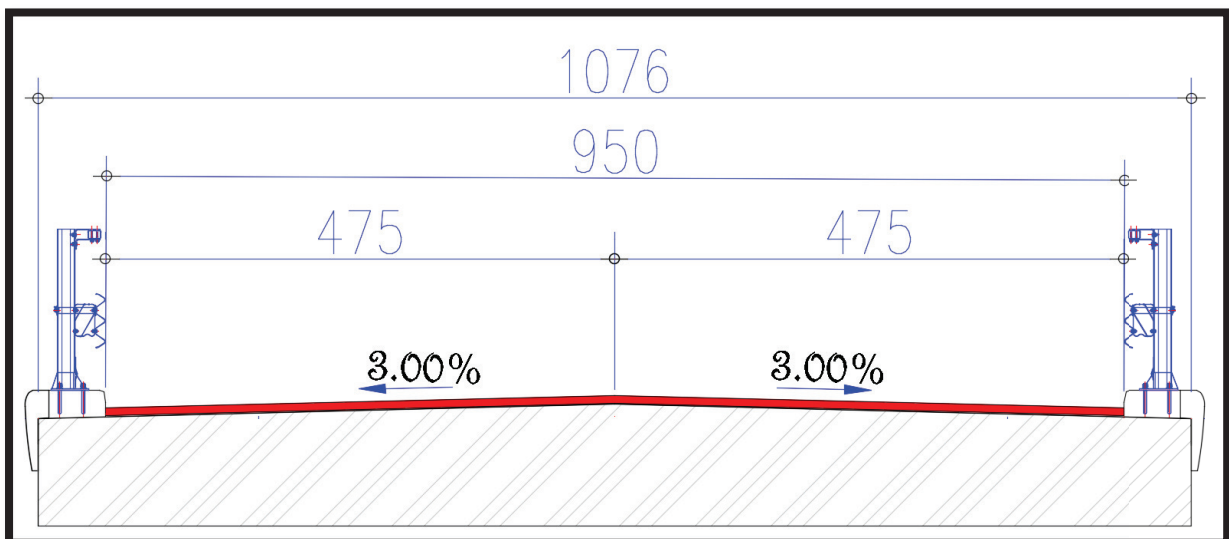


Figure II.5. Profil en travers de la voie portée.

### II.3.2. Les données naturelles

Les données naturelles est une étape essentielle pour définir le type de l'ouvrage adéquat, Elles sont récoltées directement sur le site du projet, elles sont fixes et inchangées, et nécessaires pour l'étude d'infrastructure de l'ouvrage ainsi que la conception de l'ouvrage lui-même.

#### II.3.2.1. Topographie

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier et les Stockages.

#### II.3.2.2. Géotechnique

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol est fondamentale dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et pour choisir un emplacement pour l'implantation de ces dernières, dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

Pour l'étude de ce viaduc, le laboratoire chargé de l'étude a procédé à la réalisation des reconnaissances suivantes :

##### **In-situ :**

- (02) sondages carottés de 20 mètres de profondeur. (Conformément au D.T.R.B. E 1.1)
- (02) sondages pressiométriques de 20 mètres accompagnés par des essais (NF P 94-110).

**Au laboratoire :** Les échantillons prélevés ont subi les analyses suivantes :

- Densité sèche  $\gamma_d$  (NFP 94-064).
- Teneur en eau W % (NF P 94-050).
- Densité humide  $\gamma_h$  (NF P 94-050).
- Analyse granulométrique (NF P 18-560).
- Limites d'Atterberg : (NF P 94-051)
- Analyse chimique sommaire :
  - Insolubles.
  - Carbonates.
  - Chlorures.

avec des prélèvements des échantillons intacts destinés pour les essais de laboratoire (voir annexe A pour les résultats).

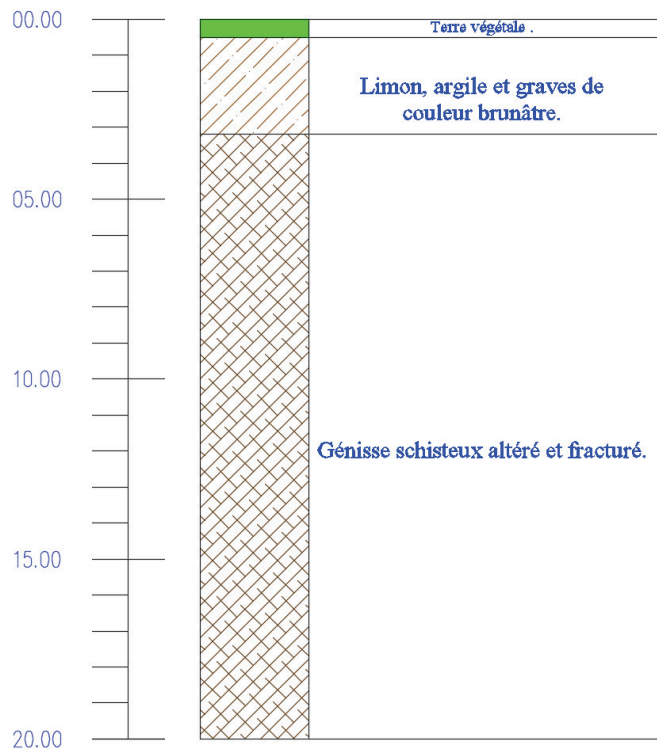


Figure II.6 : Coupe lithologique du terrain au SC01.

### II.3.2.3. Caractéristiques du sol :

D'après les données des essais géotechniques, le rapport géotechnique et le règlement de classification des sites en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent (voir l'Annexe A), en déduire que la catégorie de notre sol est S1 (site rocheux) et type de fissuration préjudiciable.

### II.3.2.4. Sismicité du site

La sismicité est déterminée selon les règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

#### ❖ Classification de la zone sismique : d'après l'article 3.1.1 du RPOA2008

La carte de zonage sismique (figure 3.1 du RPOA), révèle l'appartenance de la région d'Annaba à la zone IIa (moyenne).

#### ❖ Classification du pont : d'après l'article 2.2 du RPOA2008

Selon la norme citée aux RPOA Le pont classé dans le groupe 1 (pont stratégique).

#### ❖ Coefficient d'accélération de zone « A » : d'après l'article 3.1.2 du RPOA2008

Le coefficient d'accélération de zone « A » est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Selon le tableau 3.1 du RPOA, ceci correspond à  $A = 0.25$ .

### II.3.2.5. Climatologie

#### ❖ La Variation du Température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions car la température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers. Aussi la température intervient dans le dimensionnement des joints de chaussée. (+35 °C à -15°C)

#### ❖ Neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

#### ❖ Vent :

Les efforts engendrés sur la structure par le vent, sont fixés par le RCPR à :

- Une surcharge répartie de 2 kN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service.
- 1.25 kN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de construction.

## II.4. CONCLUSION

L'étude du site d'implantation de l'ouvrage est une étape cruciale, il faut bien considérer l'environnement et les obstacles à franchir (les données naturelles et fonctionnelles) avant de commencer la conception et l'étude de l'ouvrage lui-même.

## CHAPITRE III

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

### III.1. INTRODUCTION

La conception est une étape critique dans tout projet de construction qui nécessite une maîtrise et précision, pour optimiser l'ouvrage du point de vue esthétique, technique et économique afin de réduire les aléas durant la construction et durant tout le long des années d'exploitation de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est de procéder par une analyse multicritère et comparer des différentes variantes pré-dimensionnées et retenir celle qui répond mieux aux besoins.

### III.2. DEMARCHE DE CONCEPTION

Pour concevoir un pont qui permet de franchir une brèche, l'ingénieur doit définir et évaluer les contraintes et les obstacles présents (nature du terrain, présence d'eau, gabarit...), et chercher des solutions respectant les limites techniques (portée, élancement...), afin d'aboutir la solution la plus adaptée en termes de cout de réalisation et d'entretien, et possibilité d'exécution.

Après analyse de l'axe et le profil type de la route et les contraintes imposée par la nature du terrain, et en prenant en considération les critères cités par-dessus. On propose trois variantes pré-dimensionnées à l'aide des recommandations et des règles données par les guides de conception S.E.T.R.A

Les variantes envisagées sont les suivants :

- Pont à poutres préfabriquées précontraint par post-tension.
- Pont mixte acier-béton bipoutres.
- Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif

Ces variantes vont faire l'objet d'une analyse multicritère définissant la variante retenue.

### III.3. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1 :

#### « PONT À POUTRES PRÉFABRIQUÉES PRÉCONTRAIT PAR POST-TENSION (VIPP) »

Les ponts à poutres du type VIPP présentent une gamme de portées entre 30 et 50 m, ces ponts sont simples à exécuter et à entretenir puisqu'ils sont constitués des travées indépendantes isostatiques. Le tablier est constitué généralement d'une dalle en béton armé qui repose sur des poutres préfabriquées en béton précontraint. Ces poutres sont solidarisées entre eux par une entretoise en béton armé.

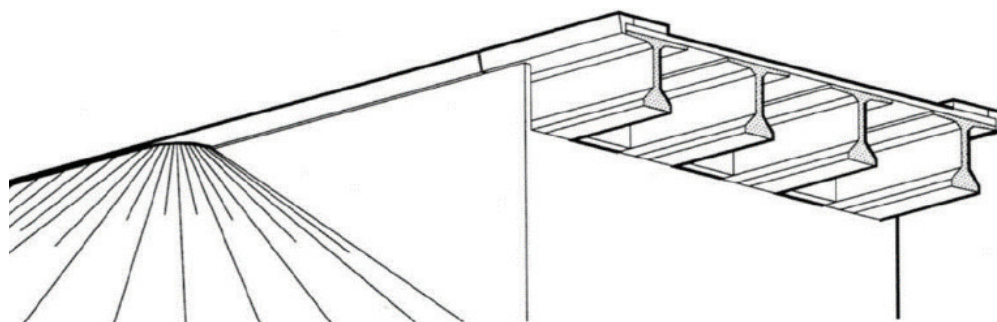


Figure III.1 Morphologie du tablier

### III.3.1. CONCEPTION LONGITUDINALE

En respectant la gamme de portées des ponts VIPP, et la possibilité d’implantation des appuis. On propose un pont à cinq travées identiques avec des poutres de 35m, la longueur totale du pont est donc 175.4m.

### III.3.2. CONCEPTION TRANSVERSALE

La section transversale du tablier comporte 7 poutres espacées de 1.54 m, et un hourdis général coulés par-dessus les poutres, la largeur du tablier est égale à 10.75m. Les détails du dimensionnement sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau.III.1 La section transversale du tablier de la variante 1				
Elément	Description/Dimension		Figure	
<b>Hauteur du tablier</b>	L'élancement est limité à 1/20 pour un béton à haute performance	190 cm		
<b>Epaisseur de l'hourdis</b>	Voisin de 1/16 de l'espacement entre poutres (minimum 16cm)	20 cm		
<b>Hauteur de la poutre</b>	Déduite de la hauteur du tablier et l'épaisseur de l'hourdis	170 cm		
<b>Epaisseur de l'âme</b>	L'épaisseur minimale est de 20 ou 22cm. Cette épaisseur est augmentée au voisinage des appuis	Zone médiane		25 cm
		Zone intermédiaire		39 cm
		Zone d'about		51 cm
<b>Largeur de la table de compression</b>	Au-dessus d'une largeur voisine de 60% de la hauteur de la poutre	107 cm		
<b>Epaisseur de la dalle de compression</b>	10 cm au minimum	21 cm		
<b>Largeur de talon</b>	$b_t = \frac{l.L^2}{h_t^2.K.N}$ ; $1100 \leq K \leq 1300$ <i>l</i> : Largeur du tablier <i>L</i> : Portée de la travée <i>h<sub>t</sub></i> : Hauteur totale du tablier	51 cm		
<b>L'entretoise</b>	Il faut laisser un espace minimal entre le chevêtre d'appuis et l'entretoise de 50cm à 80cm. L'épaisseur de l'entretoise est de l'ordre de 25 à 30 cm	120 x 30 cm		

### III.3.3. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE

#### III.3.3.1. Piles

Le rôle de pile est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier. Le tablier peut être totalement encastré ou simplement appuyé, afin de transmettre toutes les charges qui lui sont appliquées vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et des pieux (en cas de fondations profondes).

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode d'exécution des fondations, et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

Tableau.III.2 Prédimensionnement des piles de la variante 1

Elément	Description/Dimension		Figure
Hauteur	P1	18.30 m	
	P2	27.60 m	
	P3	22.90 m	
	P4	14.8 m	
Semelle	Longueur	12 m	
	Largeur	8 m	
	Epaisseur	2 m	

III.3.3.2. Culée

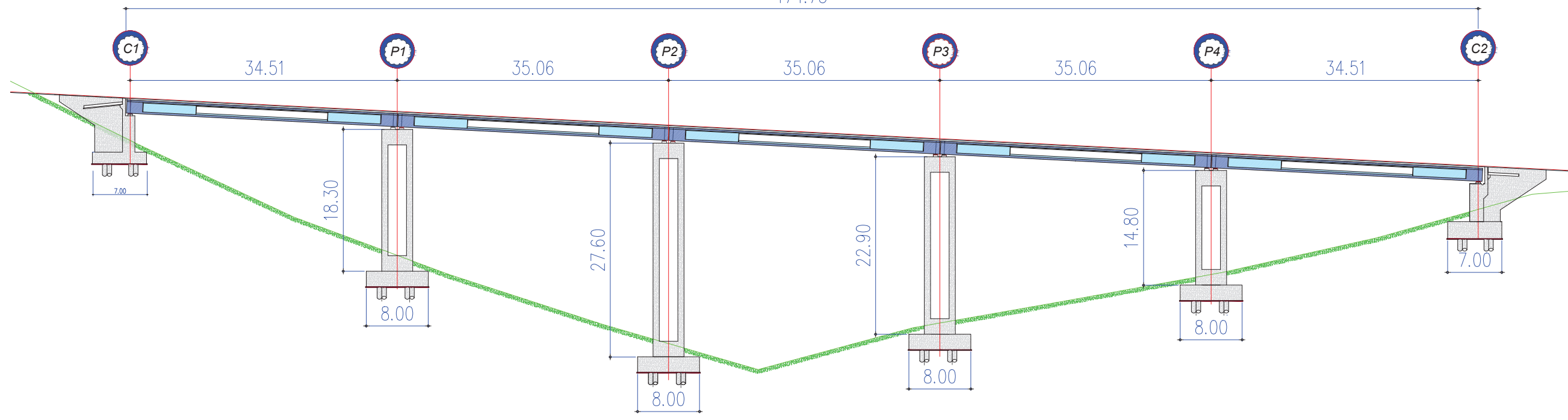
Tableau III.3 Prédimensionnement des culées de la variante 1

Elément	Description/Dimension		Figure
<b>Mur frontale</b>	Hauteur c1	5 m	
	Hauteur c2	4.75 m	
	Largeur	11 m	
	Epaisseur	1.80 m	
<b>Mur garde grève</b>	Hauteur	2.25 m	
	Largeur	11 m	
	Epaisseur	40 cm	
<b>Mur en retour</b>	Epaisseur	60 cm	
<b>Dalle de transition</b>	Largeur	4.5 m	
	Epaisseur	30 cm	
<b>Semelle</b>	Longueur	12 m	
	Largeur	8 m	
	Epaisseur	2 m	

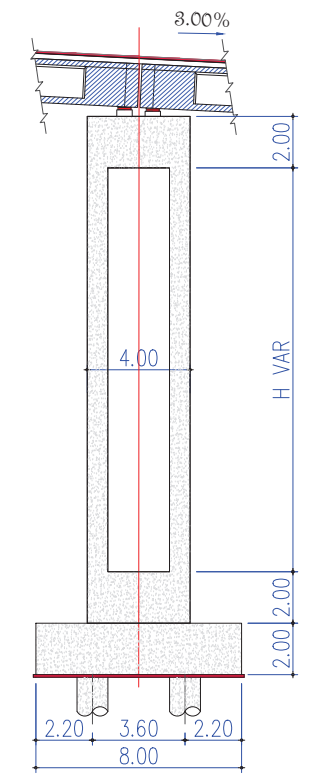
Ras el Hamra  
(Plage Ain Achir)

COUPE LONG ECH:1/650

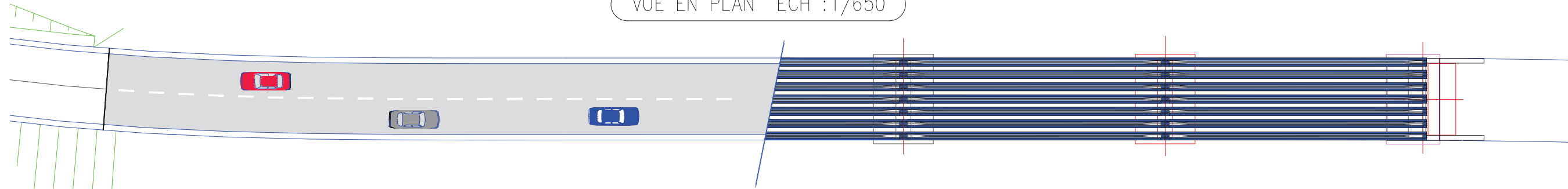
Oued Begrat  
(Plage Djenen El Bey)



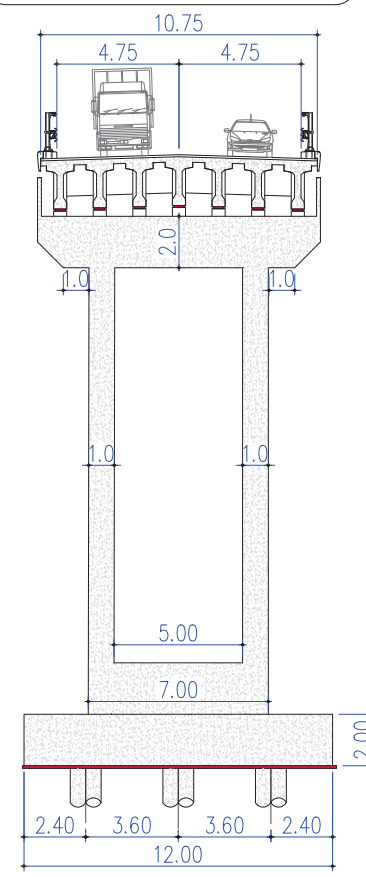
COUPE LONG ECH:1/300



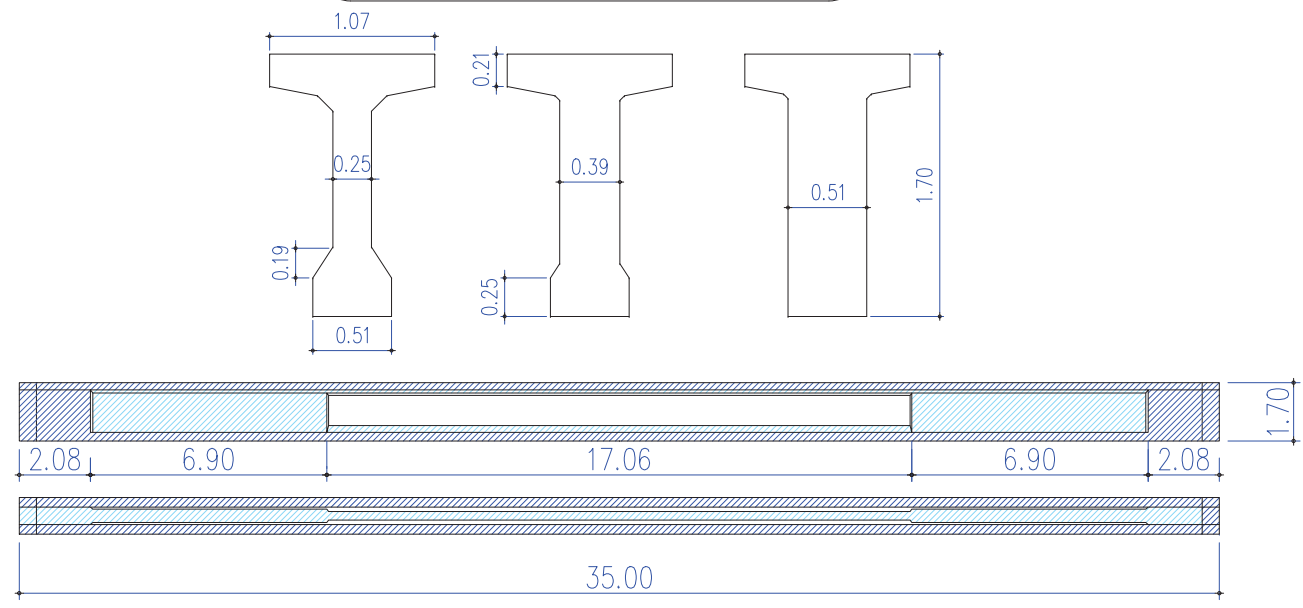
VUE EN PLAN ECH :1/650



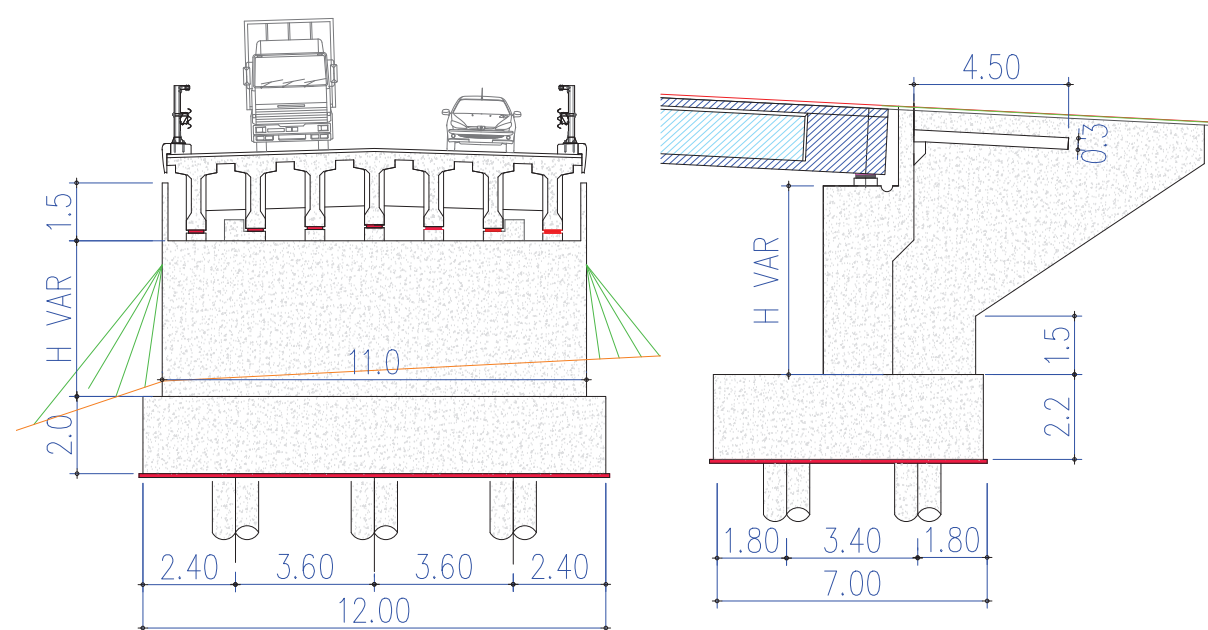
COUPE SUR PILE ECH:1/300



COUPE SUR LA POUTRE



COUPE SUR CULEE ECH:1/250



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

Nom de Plan :

VARIANTE 1 : PONT À POUTRES  
 PRÉFABRIQUÉES PRÉCONTRAIT PAR POST-TENSION (VIPP)

Réalisé par

Mahmoudi Farouk  
 Seffadj Mohamed Taha

Encadré par

Mohamed Dahmane Mohamed  
 Mebarek Belaoura

Année universitaire

2022/2023

### III.4. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 2 :

#### « PONT MIXTE ACIER-BÉTON BIPOUTRES »

La structure métallique est composée de deux poutres longitudinales principales et des poutres transversales (entretoises or pièces de pont). C'est actuellement la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, coûteux en temps d'usinage.

Le domaine de portée des ponts mixtes va jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, Les travées de rive égale 60 à 80 % de travée centrale.

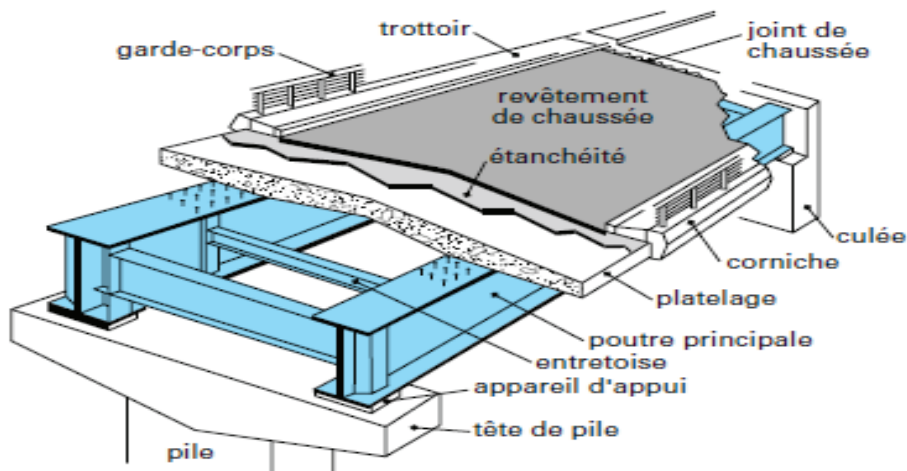


Figure III.2 Système bipoutres

#### III.4.1. CONCEPTION LONGITUDINALE

On propose dans cette variante un pont mixte acier-béton bipoutres, à travées continues et à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 171.85 m (01 travée principale de 70 m et deux travées de rives de 50.925 m).

#### III.4.2. CONCEPTION TRANSVERSALE

Le pont repose sur deux poutres PRS principaux espacés de 6 m entretoisée entre elles chaque 6 m, une dalle en béton armé de 10.75m fixée sur les poutres principales par des goujons.

Eléments	Description/Dimension	Figure
Epaisseur de la dalle en béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur PRS	$H = L/28$	2 500
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005h_w$	30
Epaisseur semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$	45
Epaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	35
Largeur semelle inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	700
Largeur semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	900

### III.4.3. LES ENTRETOISES

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ils s'ont plusieurs rôles :

- Rigidifier la charpente
- Reprendre les efforts transversaux
- Stabilité des poutres contre le déversement.

Au stade du pré dimensionnement, on peut prévoir un espacement de 6 mètres. Les dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Eléments	IPE 600 (mm)
Hauteur principale	600
Epaisseur de l'âme	12
Epaisseur de la semelle inférieure	19
Epaisseur de la semelle supérieure	19
Largeur de la semelle inférieure	220
Largeur de la semelle supérieure	220

### III.4.4. CHOIX DE LA NUANCE D'ACIER

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

### III.4.5. CONNEXION ENTRE DALLE ET CHARPENTE MÉTALLIQUE

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des goujons de 20 mm de diamètre et de hauteur de 210 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détaillé.

### III.4.6. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE

#### III.4.6.1. Piles

Tableau III.6. Prédimensionnement de la pile de la variante 2

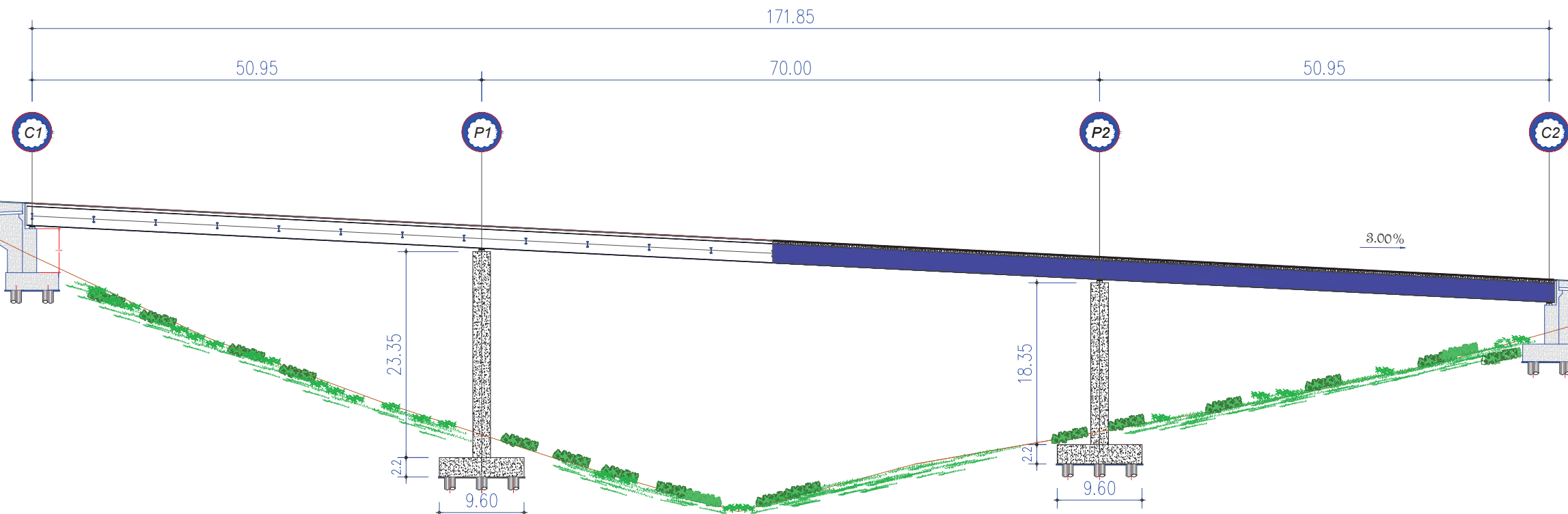
Elément		Description/Dimension	Figure
Piles	Hauteur (m)	$H_1 = 23.35$ m $H_2 = 18.35$ m	
	Largeur	2 m	
	Longueur	9.24 m	
Semelles	Largeur	13.20	
	Longueur	9.6 m	
	Hauteur	2.2 m	

III.4.6.2. Culées :

Tableau III.7. Prédimensionnement des culées de la variante 2

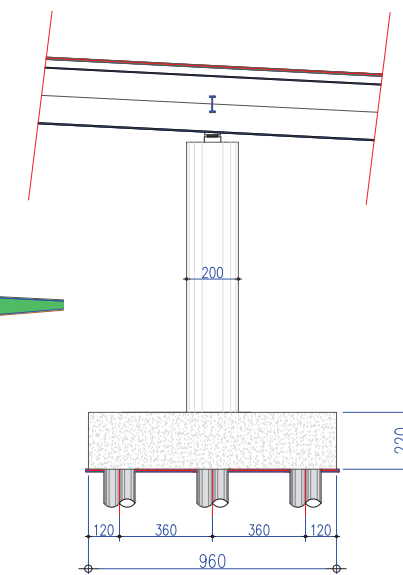
Eléments	Dimensions		Figure
Mur frontal	Hauteur	$H_{c1} = 5$ $H_{c2} = 4.45$	
	Longueur	10.75	
	Épaisseur	1.60	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2.80	
	Épaisseur	0.30	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	11.2	
	Hauteur	2.0	
Dalle de transition	Hauteur	0.3	
	Largeur	5	

Coupe Longitudinale ECHL 1/600

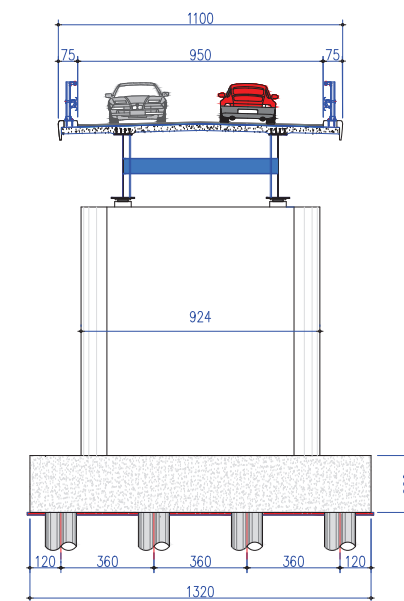


Vue En Plan ECHL 1/600

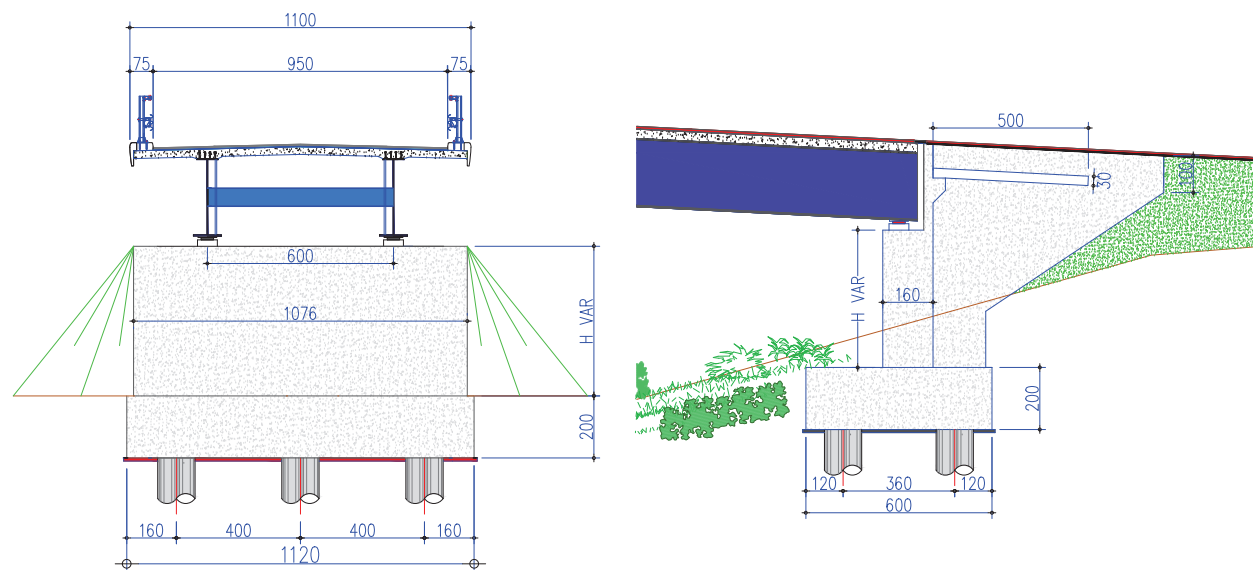
COUPE LONGITUDINALE ECH: 1/300



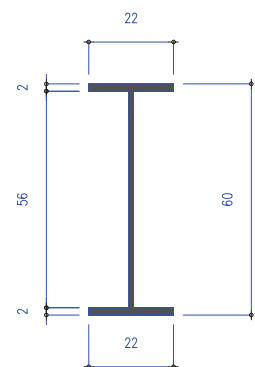
COUPE SUR PILE ECH: 1/300



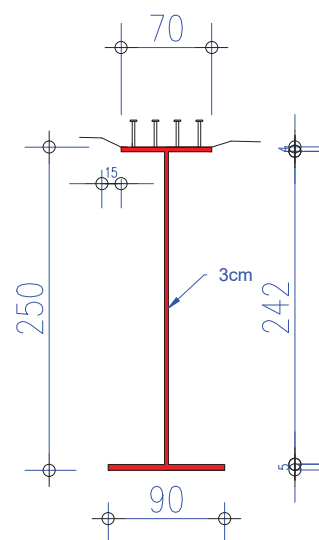
COUPE SUR CULEE ECH: 1/250



Section Entretoise ECH: 1/20



Section Transversale ECH: 1/60



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

PROJET DE FIN D'ETUDES

VARIANTE 2 : PONT MIXTE BETON-ACIER BIPOUTRES

Réalisé par

Mahmoudi Farouk  
 Seffadj Mohamed Taha

Encadré par

Mohamed Dahmane Mohamed  
 Mebarek Belaura

Année universitaire

2022/2023

**ENSTP**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
 Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
 National School of Build and Ground works engineering

### III.5. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 3 : « PONT CONSTRUIT EN ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS »

#### III.5.1. DESCRIPTION DE LA METHODE DE CONSTRUCTION

La technique de construction par encorbellements successifs s'applique au tablier en caisson en béton précontraint dont la gamme de portées peut atteindre 200m. Elle consiste à construire des tronçons successifs (voussoirs) à partir des piles afin de constituer une console appelée fléau, en suite les fléaux sont reliés entre eux à l'aide de clavage, et le reste des travées de rive est construit sur cintre.

#### III.5.2. CONCEPTION LONGITUDINALE

On propose un pont caisson à hauteur constante, ayant deux travées principales de 55m et deux travées de rive de 33 m. La longueur totale du pont est égale à 176 m. Le fléau contient un voussoir sur pile de 8m et 12 voussoirs courants de 3.7 m, le voussoir de clavage à une longueur égale à 2.6 m.

#### III.5.3. CONCEPTION TRANSVERSALE

à largeur du tablier étant 10.75 m, la section transversale du voussoir est donc constituée de deux âmes. À cause de la présence d'un dévers de 3.00% sur les deux côtés de la route, la solution est constituée le hourdis supérieur en toit. Les autres détails de la section sont présentés dans le tableau ci-dessous.

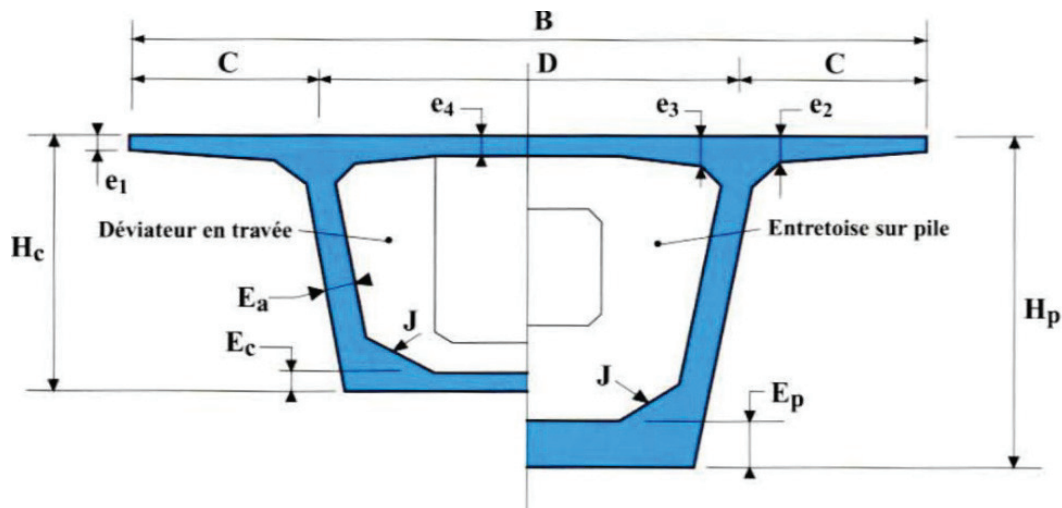


Figure III.3 Notation des dimensions

Elément		Description/Dimension	
Hauteur du voussoir		L'élançement est de 1/20 jusqu'à 1/25 de la travée principale	280 cm
Largeur du voussoir		B	1075 cm
Hourdis supérieur	C	Voisin de B/4	280 cm
	D	B - 2C	515 cm
	Epaisseur à l'extrémité e1	Selon le dispositif de retenu (au minimum 16 à 18 cm en cas de garde-corps)	25 cm
	Epaisseur e2	C/7 jusqu'à C/8	40 cm
	Epaisseur e4	Egale à D/30 ou D/25	20 cm
Âme	Epaisseur	Estimé à $\frac{L}{275} + \frac{1.25B}{L} - 0.125$ Et vérifie également $0.26 + L/500$	40 cm
	Inclinaison	Entre 10 et 30%	14 %
Epaisseur du hourdis inférieur		L'épaisseur minimal est 18 à 22 cm Et doit vérifie $E_c \geq 2\phi_g + d + e$	25 cm
Gousset supérieur		$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Gousset inférieur		$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°

### III.5.4. CONCEPTION DE L'INFRASTRUCTURE

#### III.5.4.1. Piles

Les piles sont des appuis qui travaillent essentiellement à transmettre les charges de la structure aux fondations.

Pour cette variante, on a choisi des piles des évidées qui ont une section répondant aux exigences du rendement mécanique ainsi que pour leur esthétique. Selon SETRA, il est recommandé d'encaster les piles élancées avec le tablier, ce qui est notre cas pour la pile centrale ayant une hauteur de 29 m.

Les dimensions des piles sont définies dans le tableau ci-après :

Tableau III.2. Prédimensionnement des piles de la variante 3			
Elément	Description/Dimension		Figure
Hauteur	P1	16.85 m	
	P2	28.50 m	
	P3	13.00 m	
Semelle	Longueur	L1=9.6 m L2= 7.6 m	
	Largeur	l1 = 7.6 m	
	Epaisseur	l2 = 6 m	

### III.5.4.2. Culées

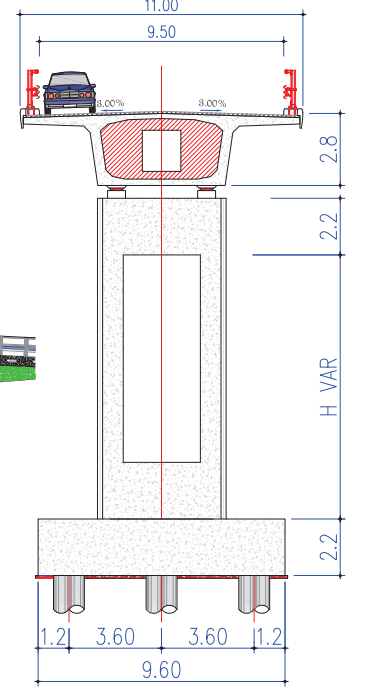
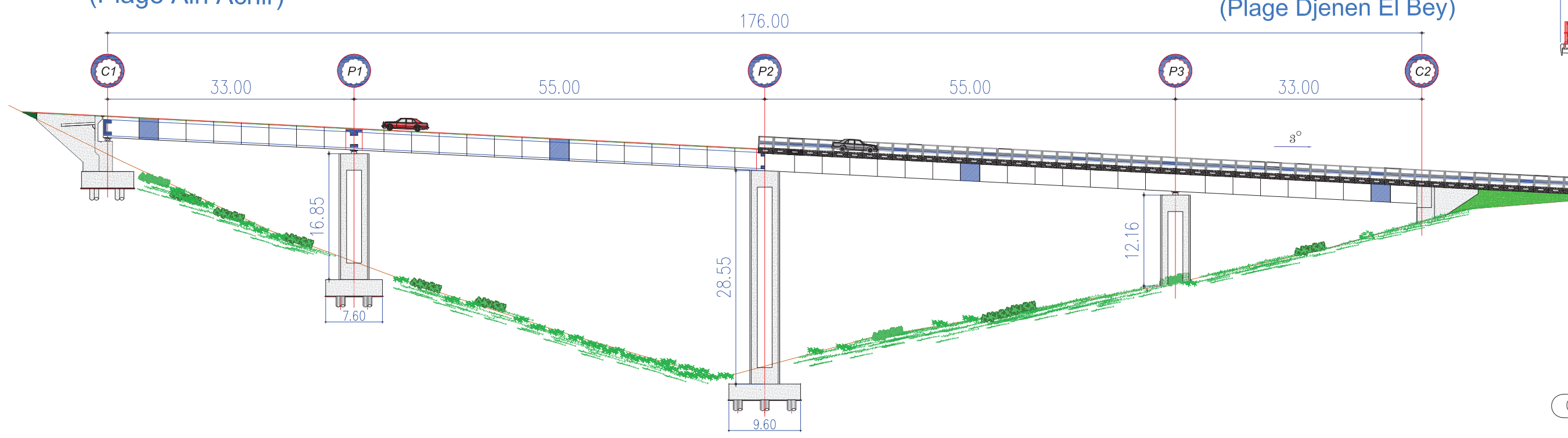
Tableau III.3. Prédimensionnement des culées de la variante 3			
Elément	Description/Dimension		Figure
Mur frontale	Hauteur	4.05 m	
	Largeur	10.75 m	
	Epaisseur	1.8 m	
Mur garde grève	Hauteur	3.2 m	
	Epaisseur	0.4 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.4 m	
Dalle de transition	Epaisseur	0.3	
	Longueur	4.5 m	
Semelle	Largeur	7 m	
	Epaisseur	2.2 m	

Ras el Hamra  
(Plage Ain Achir)

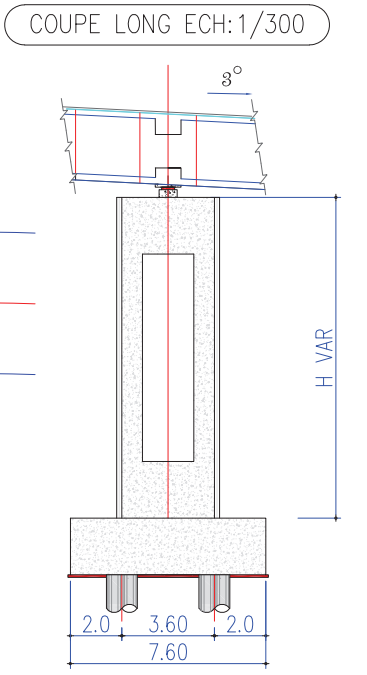
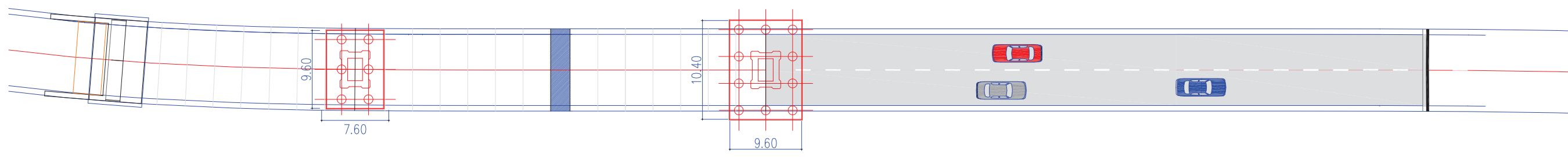
COUPE LONG ECH:1/650

Oued Begrat  
(Plage Djenen El Bey)

COUPE SUR PILE ECH:1/300



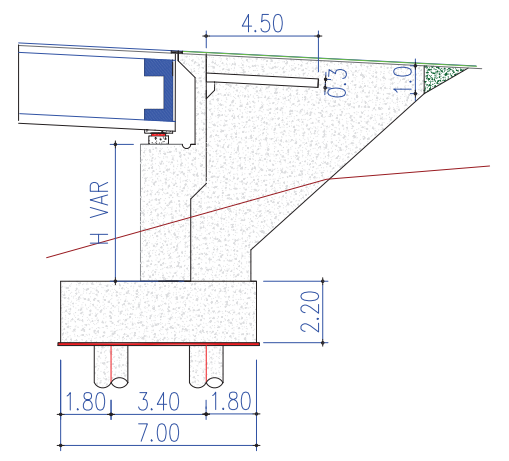
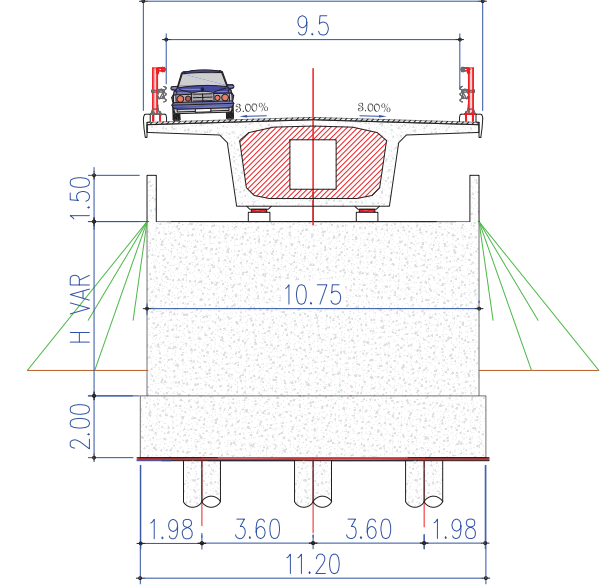
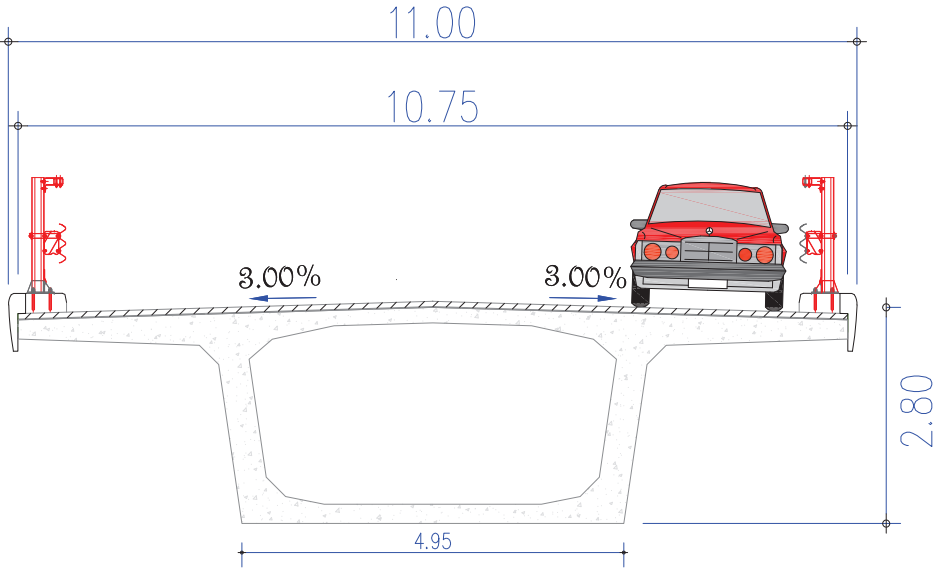
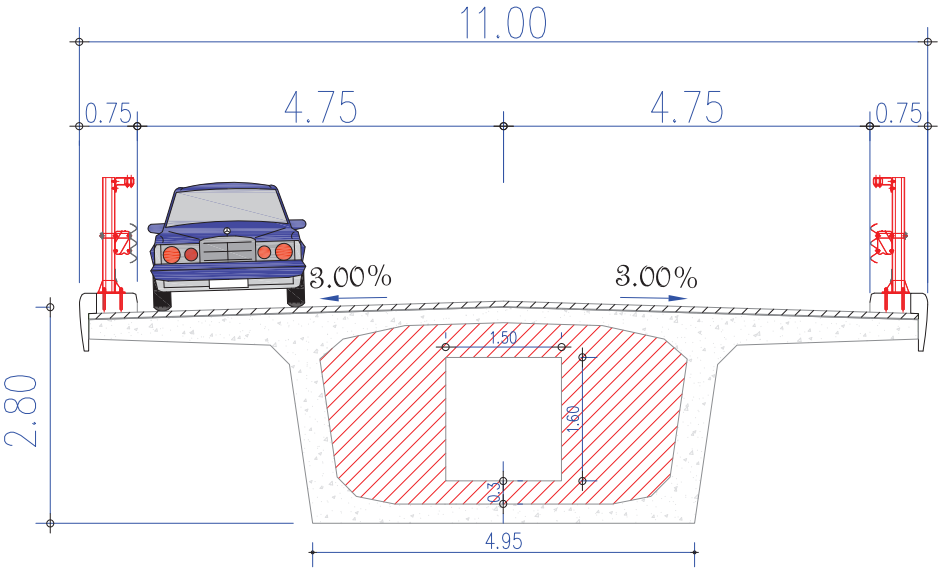
VUE EN PLANE ECH : 1/650



COUPE SUR VSP ECH:1/100

VOUSSOIR COURANT ECH:1/100

COUPE SUR CULEE ECH:1/250



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

Nom De Plan :  
 VARIANTE 03 : PONT EN BETON PRECONTRAIT  
 CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

Réalisé par :  
 Mahmoudi Farouk  
 Seffadj Mohamed Taha

Encadré par :  
 Mohamed Dahmane Mohamed  
 Mebarek Belaoura

Année universitaire  
 2022/2023

### III.6. ANALYSE MULTICRITERE

#### III.6.1. COMPARAISON ENTRE LES 3 VARIANTES

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements ...).

**Tableau III.4 Avantages et inconvénients des variantes**

Variante	Avantages	Inconvénients
<b>Variante 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraint par Post-Tension VIPP</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ La rapidité d'exécution</li> <li>➤ La méthode d'exécution est bien maîtrisée</li> <li>➤ Le coffrage des poutres peut être utilisés dans plusieurs projets</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ La difficulté de s'adapter au franchissement courbes ou biais.</li> <li>➤ Entretien périodique (changement des appareils d'appuis, joint de chaussée..)</li> <li>➤ Un nombre d'appui important qui nuit l'esthétique.</li> <li>➤ Déformations des poutres par fluage.</li> </ul>
<b>Variante 02 : Pont mixte acier-béton bipoutres</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ La possibilité de franchir des grandes portées.</li> <li>➤ La rapidité de l'exécution</li> <li>➤ Le pont s'adapte bien en courbe</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers.</li> <li>➤ La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage.</li> <li>➤ Une grande hauteur des poutres.</li> <li>➤ Entretien périodique.</li> <li>➤ Dépense de transport et de levage des pièces.</li> <li>➤ Sensibilité au gradient thermique.</li> </ul>
<b>Variante 03 : Pont en béton précontraint construit en encorbellement successif</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ On peut atteindre des portées plus grandes.</li> <li>➤ Construction du tablier sans contact avec le sol.</li> <li>➤ Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</li> <li>➤ Le pont s'adapte bien en courbe.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Le poids est très important.</li> <li>➤ Un cout élevé.</li> <li>➤ L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes.</li> <li>➤ La réparation est difficile en cas des grands dégâts.</li> </ul>

### III.7. ANALYSE DES VARIANTES

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiels suivants :

- **Variante 01 (Pont à poutres VIPP)** : Cette variante est rapide à réaliser, mais présente un grand nombre d'appuis.
- **Variante 02 (Pont mixte acier-béton bipoutres)** : Cet ouvrage est très coûteux, et en zone exposée à la mer, il présente un grand risque de corrosion et nécessite un contrôle et entretien sévère.

### III.8. Variante 03 (Pont en béton précontraint construit en encorbellement successif) :

La variante la plus esthétique, permet de diminuer le nombre d'appuis et de construire le tablier sans avoir besoin d'accès au terrain.

### III.9. CONCLUSION

Notre analyse est basée essentiellement sur la possibilité d'accès au terrain et la présence d'un milieu agressif, donc on opte pour le choix de la variante 3 (**pont caisson construit en encorbellement successif**). Cette variante va être l'objet de l'étude détaillée dans les chapitres suivants.

## CHAPITRE IV

# NORMES ET HYPOTHESES DE CALCUL

## IV.1. INTRODUCTION

La conception et le calcul des éléments d'un pont sont, en grande partie, conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction ainsi que par les charges appliquées sur la structure et les différentes hypothèses de calcul qui doivent être prédéfinies suivant les normes et les exigences du maître de l'ouvrage.

## IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **RPOA 2008** : (Règles parasismiques des ouvrages d'art) : le présent règlement contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts-neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques.
- **RCPR 2010** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- **D.T.R. C 2-4.7 RNV** : Document Technique Réglementaire Règlement Neige et Vent version 2013, pour le calcul des actions dues au vent et neige.
- **Règles BAEL91 révisées 99** :  
(Fascicule n° 62 (titre I, section I)), Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- **BPEL91** :  
(Le Fascicule 62 Titre II, section II) : relatif aux règles de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint.
- **Fascicule 62 Titre 5** :  
Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Document SETRA** :  
Service d'étude technique des routes et autoroutes

## IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### IV.3.1. Le Béton

Le béton est un matériau s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène ; le ciment, le sable, le gravier, l'eau, et éventuellement des additions et des adjuvants le béton possède une résistance supérieure lorsqu'il est sujet à la compression,

#### IV.3.1.1. La Résistance caractéristique à la compression

Cette caractéristique est la plus importante, et elle est souvent utilisée seule pour caractériser le béton. La résistance caractéristique obtenue à j jour est donnée par :

$$\begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

### IV.3.1.2. La Résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, qui est notée " $f_{c28}$ " elle est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c28} = 40 \text{ Mpa} & \text{Pour superstructure} \\ f_{c28} = 27 \text{ Mpa} & \text{Pour infrastructure} \\ f_{c28} = 10 \text{ Mpa} & \text{Pour béton de propreté} \end{array} \right.$$

### IV.3.1.3. La Resistance à la Traction

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{t28} = 3 \text{ Mpa} & \text{Pour superstructure} \\ f_{t28} = 2.22 \text{ Mpa} & \text{Pour infrastructure} \\ f_{t28} = 1.2 \text{ Mpa} & \text{Pour béton de propreté} \end{array} \right.$$

### IV.3.1.4. Les Contraintes admissibles à la compression

A P'ELU:

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{B.A.E.L 91-REV99}).$$

Il est a noté que le coefficient  $\theta$  dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{si } t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{array} \right.$$

Aussi, le coefficient  $\gamma_b$  étant un coefficient réducteur de résistance, prend les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1.5 & \text{en situation durable} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{en situation transitoire} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{en situation accidentelle} \end{array} \right.$$

A P'ELS :

$$f_{bc} = 0.6 * f_{c28} \quad (\text{B.A.E.L 91-REV99}).$$

Tableau IV.1 les Contraintes admissibles à la compression à ELS		
Etat	$f_{c28}$	$f_{bc}$ (Mpa)
ELS	40	24.00
	27	16.20
	10	6.00

Tableau IV.2 les Contraintes admissibles à la compression à ELU				
état		Contrainte limites		$\sigma_{bu}$
ELU	$f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$	$\Theta = 0.85$	$Yb = 1.15$	34.78
		$\Theta = 0.9$	$Yb = 1.5$	25.19
		$\Theta = 1$	$Yb = 1.5$	22.67
	$f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$	$\Theta = 0.85$	$Yb = 1.15$	23.48
		$\Theta = 0.9$	$Yb = 1.5$	17.00
		$\Theta = 1$	$Yb = 1.5$	15.30
	$f_{c28} = 10 \text{ Mpa}$	$\Theta = 0.85$	$Yb = 1.15$	8.70
		$\Theta = 0.9$	$Yb = 1.5$	6.30
		$\Theta = 1$	$Yb = 1.5$	5.67

#### IV.3.1.5. Les Contraintes Déformation du béton :

**Longitudinalement :** Les modules de déformation longitudinale du béton "  $E_{ij}$  " défini par les règles B.A.E.L est comme suit :

**Module de déformations instantanées :**

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

Pour la superstructure :  $E_{i28} = 37619.47 \text{ MPa}$   
 Pour l'infrastructure :  $E_{i28} = 33000 \text{ MPa}$

**Module de déformations différées :**

Module de déformation sous chargement de longue durée

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

Pour la superstructure :  $E_{v28} = 12539.82 \text{ MPa}$   
 Pour l'infrastructure :  $E_{v28} = 11000 \text{ MPa}$

**Transversalement :** Selon la loi de Hooke, la formule du module d'élasticité transversale est

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

"  $\nu$  " étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale, tel que  $\begin{cases} \nu = 0.2 & \text{pour le béton} \\ \nu = 0.3 & \text{pour l'acier} \end{cases}$

### IV.3.2. Armatures passives

L'EN1992-1-1 limite l'emploi de ses règles de calcul (dimensionnement et dispositions constructives) aux armatures passives de limite d'élasticité comprise entre 400 et 600 Mpa.

Le type d'armatures choisies est un acier à haute adhérence de nuance  $F_e E500$  qui présente les caractéristiques suivantes :

- Limite d'élasticité :  $f_e = 500 \text{ Mpa}$ .
- Module de d'Young :  $E_s = 200 \text{ GPa}$ , mais en mixte on prend la même valeur que l'acier de charpente ( $210000 \text{ Mpa}$ ).
- Contraintes limites de traction :

ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

ELS :

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{ser} = \text{Min} \left( \frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$   $f_e$  et  $f_{tj}$  en MPa

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{ser} = \text{Min} \left( \frac{f_e}{2}, 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$   $f_e$  et  $f_{tj}$  en MPa

$\eta$ ; Coefficient de fissuration qui vaut 1 pour les ronds lisses, et 1.6 pour les armatures à haute adhérence.

Tableau IV.3. Les contraintes admissibles des armatures passives		
Fissuration	Contraintes limites	$\sigma_s$
Peu nuisible	s-durable ou transitoire ( $\gamma_s=1.15$ )	434.783
	s-accidentelle ( $\gamma_s=1$ )	500
préjudiciable	$\sigma_{ser} = \text{Max} \left( \frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$	250
très préjudiciable	$\sigma_{ser} = \text{Max} \left( \frac{f_e}{2}, 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$	200

### IV.3.3. Armatures Active

Les armatures courantes de précontraintes sont constituées de torons 13T15s pour les câbles de fléau.

Nature	Classe (MPa)	$\varphi$ (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	$f_{pk}$ (kN)
T13	1860	12,5	93	154
T13S	1860	12,9	100	166
T15	1770	15,2	139	220
T15S	1770	15,7	150	236
T15S	1860 (*)	15,7	150	279
Fil $\varphi$ 7mm	1670	7	38,5	57

### Classe de justification de la précontrainte

La classe II la plus courante, Elle admet les contraintes de traction dans le béton sans la formation des fissures

Classes	Sections	Combinaisons		
		Rares	Fréquentes	Quasi permanentes
I				
II				
III				

$\Delta\sigma_p = 0,10 f_{pr,g}$   
 $\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 2/3 f_o \\ 150 \eta \end{cases}$   
 $\bar{\sigma}'_s = 60 \text{ MPa}$

### IV.4. CONCLUSION

A la fin de ce chapitre, on conclut que pour chaque étude d'un ouvrage d'art il est nécessaire d'avoir des reconnaissances complètes sur le site de l'ouvrage, l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie, géotechnique).

## **CHAPITRE V**

# **EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

## V.1. INTRODUCTION

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

## V.2. EVALUATION DES CHARGES

Selon le règlement RCPR, les charges appliquées à un pont sont les suivantes :

- La charge permanente (CP).
- La charge complémentaire permanente (CCP).
- Les surcharges routières.

### V.2.1. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC

#### V.2.1.1. Charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, des éléments non porteurs et des installations fixes (charges des trottoirs ; revêtement et dispositifs de sécurité).

Tableau V-1. Poids total du pont				
	A(m <sup>2</sup> )	L(m)	Poids Volumique	Poids CP (KN)
ENTROTOISE	1.44	1.5	25	54
Clavage	6.405	2.6	25	320.25
Voussoir Courant	6.405	3.7	25	720.5625
Voussoir Sur Pile	14.083	8	25	2816.6
Demi-Fléau	/	26.2	/	8774.55
Travée Principale	/	55	/	10342.475
La Longueur Totale	/	176	/	25328.575

#### V.2.1.2. Les compléments de charges permanentes :

##### a) Revêtement :

- Largeur de revêtement :  $L = 9.5 \text{ m}$
- Une couche de béton bitumineux BB de  $8 \text{ cm}$ .
- Le BB a une densité  $\gamma$  de  $24 \text{ kN/m}^3$ .

$$\begin{cases} P_{rev} = 9.5 * 0.08 * 24 \\ P_{rev} = 18.24 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

**b) Corniche :**

- Surface de corniche :  $S = 0.10 \text{ m}^2$ .
- Densité de béton de  $25 \text{ KN/m}^3$ .

$$\begin{cases} P_{cor} = & 0.1 * 25 \\ P_{cor} = & 2.5 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

**c) Bordures de trottoir :**

- Surface de bordure de trottoir :  $S = 0.1325 \text{ m}^2$ .
- Densité de béton de  $25 \text{ KN/m}^3$ .

$$\begin{cases} P_{bt} = & 2 * 0.1325 * 25 \\ P_{bt} = & 6.625 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

**d) Glissière de sécurité :**

- Poids de garde-corps =  $1 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} P_{Gs} = & 2 * 1 \\ P_{Gs} = & 2 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Tableau V-2. Poids des Charges complémentaires permanentes		
Eléments	Poids (kN/ml)	Poids (kN)
Revêtement	18.24	3232.128
Corniche	2.5	443
Bordures de trottoir	6.625	1173.95
Garde-corps	2	354.4
Poids CCP		$\sum = 5203.478$

**V.2.2. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC :**

**V.2.2.1. Système de charge à considérer :**

Les surcharges considérées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charge routière type **A(l)**.
- Système de charge routière type **B (Bc, Bt)**
- Système de charge militaire **Mc 120**.
- Convoi exceptionnel **D240**.

**V.2.2.2. Caractéristiques du pont :**

- **Largeur roulable (Lr) :** C'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures.
- **Largeur chargeable (LC) :** On soustrait de la largeur roulable 0.5m pour chaque dispositif de retenue (glissières ou barrières) lorsqu'il en existe.
- **Nombre de voies (Nv) :** Par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées Nv est la partie entière de la largeur chargeable sur 3.

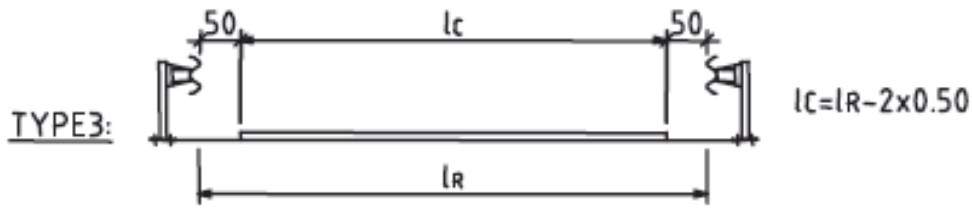


Figure V.1. Définition des largeurs chargeable et roulable

Le nombre des voies de circulation égale 2 de largeur 4.25 m.

- **Classe de pont :** les ponts routiers sont rangés en trois classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

Notre cas : pont de 1<sup>ère</sup> classe

$$L_r = 9.5 \text{ m} \geq 7 \text{ m}$$

### V.2.2.3. Système de charge A :

Le système A(l) représente toute catégorie de véhicule léger et la foule. La charge A(l) exprimée en ( $kN/m^2$ ) est donnée en fonction de la longueur chargée exprimée en (m).

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l + 12} ;$$

$$A(l) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{array} \right. \text{ kN/m}^2$$

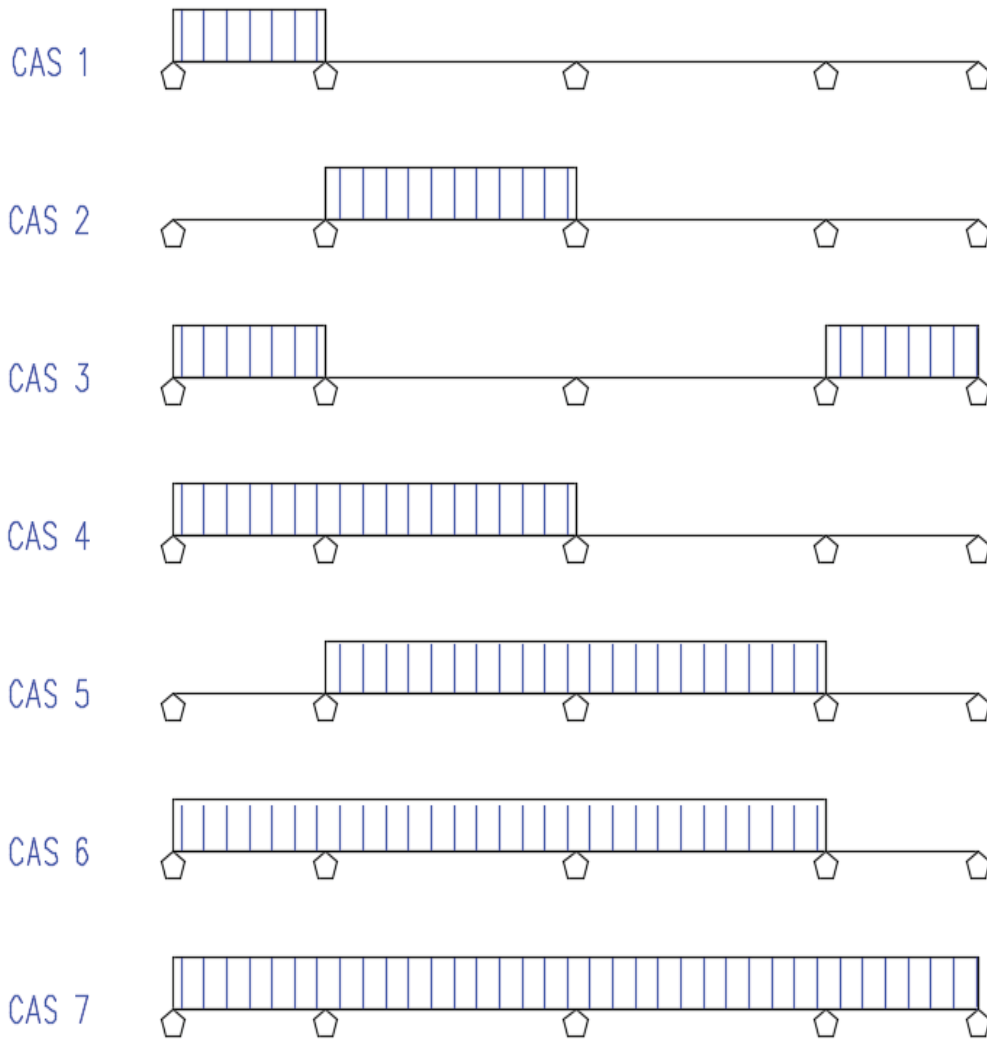
Avec :

L : la longueur chargée du tablier en (m). En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a1 du tableau suivant :

Classe	Nombre de voies				
	1	2	3	4	≥5
1 <sup>ère</sup> classe de pont	1	1	0.9	0.75	0.7
2 <sup>-ème</sup> classe de pont	1	0.9	-	-	-
3 <sup>ème</sup> classe de pont	0.9	0.8	-	-	-

Classe de pont	$v_0$
1 <sup>ère</sup> classe de pont	3.5 m
2 <sup>-ème</sup> classe de pont	3 m
3 <sup>ème</sup> classe de pont	2.75 m

Les cas de chargements



La charge  $A(l)$  Obtenue est multipliée par un coefficient  $a_2 = \frac{V_0}{V}$ ,  $V$  étant la largeur d'une voie, et  $V_0 = 3.50$  donc  $a_2 = 0.8235$ , les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-5. Les valeurs de  $A(l)$

Cas de charge	L (m)	A(l) kN/m <sup>2</sup>	L <sub>v</sub>	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	A(l) 1 voie (kN/m)	A(l) 2 voies (kN/m)
1 <sup>ère</sup> cas	33.6	10.19	8.5	8.40	8.40	35.68	71.36
2 <sup>-ème</sup> cas	55	7.67	8.5	6.32	6.32	26.86	53.71
3 <sup>-ème</sup> cas	67.2	6.85	8.5	5.64	5.64	23.96	47.92
4 <sup>-ème</sup> cas	88.6	5.88	8.5	4.84	4.84	20.57	41.15
5 <sup>-ème</sup> cas	110	5.25	8.5	4.32	4.32	18.38	36.76
6 <sup>-ème</sup> cas	143.6	4.61	8.5	3.80	3.80	16.15	32.30
7 <sup>-ème</sup> cas	177.2	4.20	8.5	3.46	3.46	14.71	29.42

#### V.2.2.4. Système de charge B :

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

- Le système **Bc** qui se compose de camions types (300 kN).
- Le système **Bt** se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».
- Le système **Br** qui est une roue isolée

##### V.2.2.4.1. Système de charges **Bc** / Article 4.5.1 RCPR :

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système **Bc** prise en compte est multipliée par le coefficient **bc**.

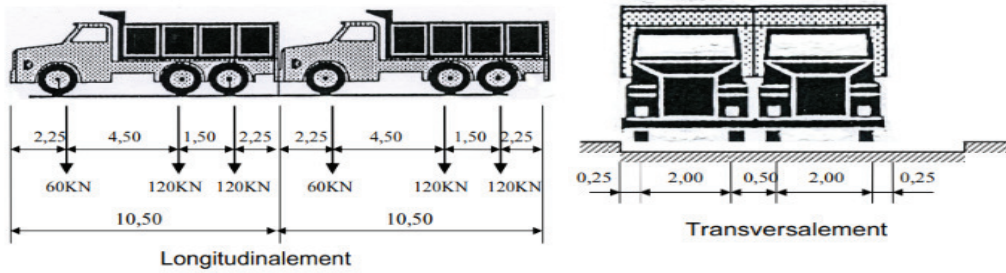


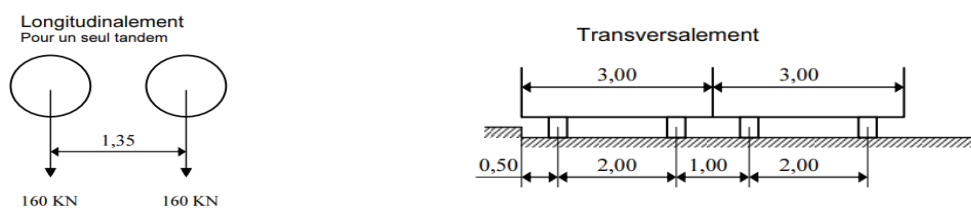
Figure V-2. Système de charge Bc

Classe de pont	Nombre de voies charges				
	1	2	3	4	≥5
1 <sup>ère</sup> classe de pont	1.20	1.10	0.95	0.85	0.70

N de voies	Bc (kN)	bc	Bc*bc (kN)
1 voie charge	600	1.2	720
2 voies charges	1200	1.1	1320

V.2.2.4.2. Système de charge **Bt** / Article 4.5.3 RCPR :

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **Bt** prise en compte est multipliée par le coefficient **bt**.



classe de pont	bt
première classe	1.2
deuxième classe	1

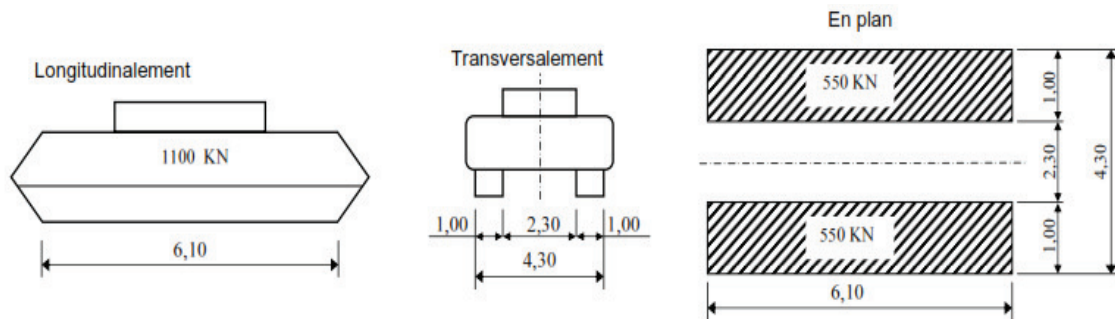
$$BT = 2 * (160 * N * bt)$$

N = nombre des voies prises dans le calculer

N° des voies	Bt (kN)	bt	Bt*bt (kN)
1	320	1.2	384
2	640	1.2	768

**V.2.2.5. Charges militaires Mc 120 :**

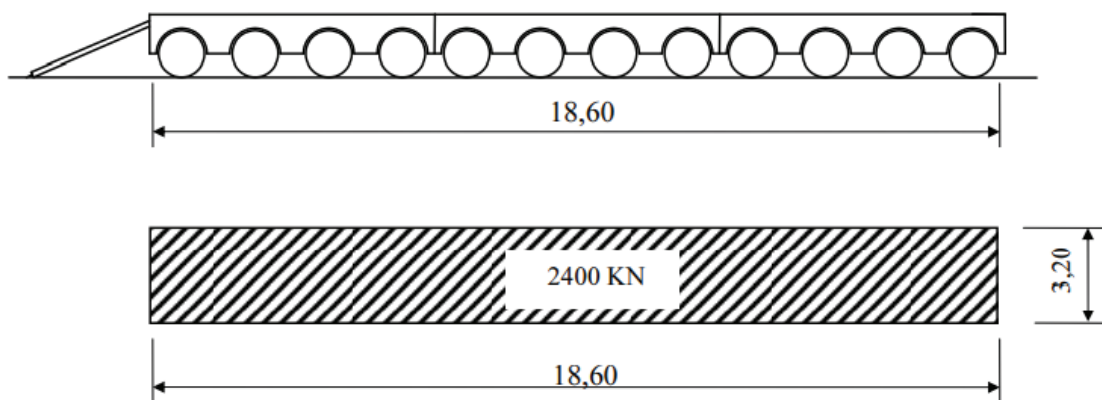
Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité. Le système Mc 120 est multiplié par le coefficient  $\delta$ .



**Figure V-3. Système de charge militaire Mc120**

**V.2.2.6. Convoi exceptionnel D240 :**

Le convoi D240 est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont. Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges).



**Figure IV-5. Convoi exceptionnel D240**

**V.2.2.7. Coefficient de majoration dynamique :**

Les charges du système B et les charges militaires Mc et Me sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * l}$$

**L** : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

**G** : sa charge permanente.

**S** : sa charge B maximale.

Tableau V-10. Valeur de  $\delta$

Cas De Charge	L(m)	G(KN)	Bc		Bt		MC120
			1 voie	2 voies	1 voie	2 voies	
1 ère cas	33.6	5173.0	1.072	1.088	1.063	1.073	1.082
2 -ème cas	55	8460.2	1.046	1.056	1.040	1.047	1.052
3 -ème cas	67.2	10346.0	1.038	1.046	1.033	1.039	1.043
4 -ème cas	88.6	13633.2	1.029	1.036	1.026	1.030	1.033
5 -ème cas	110	16920.3	1.024	1.029	1.021	1.024	1.027
6 -ème cas	143.6	22093.3	1.018	1.022	1.016	1.019	1.021
7 -ème cas	177.2	27261.7	1.015	1.018	1.013	1.015	1.017

**V.2.2.8. Efforts de freinage :**

**A/ Système de charge Bc** : L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système **Bc** se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

**B/ Système de charge A** : L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A * S}{20 + 0.0035 * S} \text{ (kN)}$$

N des voies	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	F (kN)
Cas 1	285.60	8.40	114.18
Cas 2	467.50	6.32	136.54
Cas 3	571.20	5.64	146.37
Cas 4	753.10	4.84	161.07
Cas 5	935.00	4.32	173.73
Cas 6	1220.60	3.80	191.07
Cas 7	1506.20	3.46	206.28

**V.2.2.9. Action du vent :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général, la pression dynamique de vent prend les valeurs suivantes : En phase de service :  $P= 2 \text{ KN/m}^2$

**V.2.2.10. Effet thermique :**

Le gradient thermique est défini comme la différence de la température qui s'établit journalièrement entre fibres supérieure et inférieure d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement.

Dans les structures hyperstatiques les déformations seront contraintes par la surabondance des appuis, ce qui produit des sollicitations considérables au niveau de la section droite qui doivent être prise en compte dans le calcul des câbles de précontrainte de continuité.

La répartition de la température sur les éléments du tablier suit des lois complexes qui peuvent être simplifié par des lois linéaires.

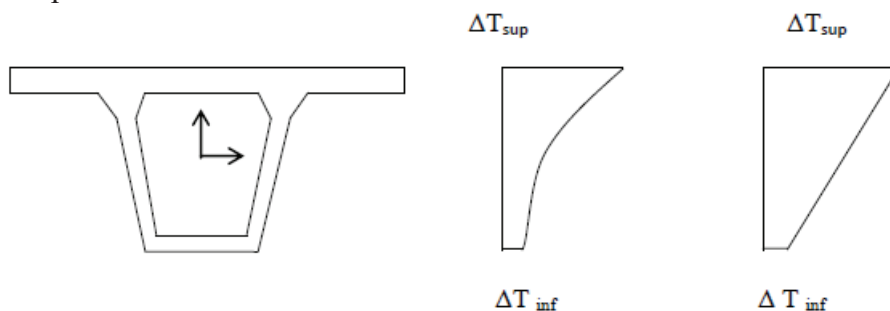


Figure V-4. La loi de variation du gradient thermique

Pour effectuer les calculs on peut faire l'hypothèse d'une distribution linéaire des dilatations sur la hauteur  $h$  de la section droite, d'où la rotation élémentaire  $d\omega$  pour un élément de longueur  $dx$  :

$$d\omega = \frac{\lambda \times \delta T}{h} dx$$

Tel que  $\lambda$  représente le coefficient de dilatation thermique de béton qui vaut  $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

Et  $\delta\varepsilon = (\varepsilon_s - \varepsilon_i)$  désignant la différence de dilatation relative entre la fibre supérieure et la fibre inférieure ;

Les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne **RCPR** :

Tableau V-12. Gradient thermique		
Type de pont	En phase de construction	En service
	Gradient $^\circ\text{C}$	Gradient $^\circ\text{C}$
Tablier béton	$\pm 12$	$\pm 7$

#### V.2.2.11. Retrait de béton :

Le retrait du béton est une déformation  $\varepsilon_r$  imposée dans la section de béton comprimé qui a trois origines physiques possibles :

- Retrait thermique  $\varepsilon_{th}$**  : Il s'effectue à court terme et traduit la différence de température existant au moment du durcissement entre le béton et la charpente métallique déjà en place.
- Retrait endogène  $\varepsilon_{ca}$**  : Il s'effectue à court terme, juste après la mise en œuvre du béton, et traduit la poursuite de l'hydratation du ciment après la prise, ce qui entraîne une diminution du volume initialement mis en œuvre.
- Retrait de dessiccation  $\varepsilon_{cd}$**  : Il s'effectue sur le long terme, pendant la vie de l'ouvrage, et traduit une évaporation progressive de l'eau contenue dans le béton.

On calculera donc un retrait global  $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$  à la mise en service (c'est à dire à court terme pour  $t_{ini} = 110$  jours) et en fin de vie de l'ouvrage (c'est à dire à long terme pour  $t_{fin} = 100 \text{ ans} \approx \infty$ ).

**V.2.2.12. Effet du fluage :**

Le fluage du béton est un processus continu de déformation d'un élément sur lequel s'exerce une charge constante ou variable. Dans le cas général, seul un calcul numérique à l'aide de l'ordinateur permet de faire une estimation fine des effets du fluage.

Pour l'estimation des efforts produits par le fluage, on prend en compte, à la clé, un moment forfaitaire égal au quart du moment sous poids propre que l'on aurait obtenu si l'ouvrage avait été entièrement coulé sur cintre. Cette valeur peut être considérée comme un ordre de grandeur convenable dans les cas usuels.

**V.2.2.13. Surcharge sur le trottoir :**

Nous appliquons sur les trottoirs une charge surfacique uniforme de 1.5 KN/m<sup>2</sup> réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé. Il est préférable que la distribution des charges se fasse suivant la charge A pour produire l'effet le plus défavorable possible.

**V.3. CONCLUSION**

La définition de toutes les charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage est une étape nécessaire et importante pour l'étude. Elle permet de faire entrer toutes ces charges sous certaines combinaisons prescrites par les règlements dans le calcul automatique ou bien analytique pour l'évaluation des sollicitations appliquées sur l'ouvrage pour les différentes sections du tablier afin de dimensionner les armatures actives et passives nécessaire.

## CHAPITRE VI

# ETUDE DE TABLIER

## VI.1. INTRODUCTION

Le présent chapitre va porter sur l'étude en phase de construction et en phase de service qui se déroulera suivant un algorithme bien choisit en guise de faciliter la mise en œuvre, le coût de l'ouvrage et l'optimisation de la méthode de construction.

Ainsi on va décortiquer les problèmes d'instabilité des fléaux en cours de construction toute en proposant des solutions bien adaptées au projet et les justifications à apporter.

## VI.2. ETUDE DE FLÉAU

### VI.2.1. Principe de la stabilité des fléaux :

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage ou exécution de la partie coulée sur cintre, pour les travées de rive.

L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, deux types de situations créant des déséquilibres sont à envisager :

- Une situation temporaire de construction alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit avant son symétrique, de charges de chantier non symétriques et d'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi-fléaux.
- Une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipage mobile.

Dans les deux cas, les combinaisons d'actions à utiliser relèvent de l'état limite d'équilibre statique.

### VI.2.2. Dispositif de stabilité des fléaux :

Le dispositif de stabilisation le plus utilisé pour des portées inférieures à 120m est le clouage par précontrainte. Elle consiste à tendre des armatures verticales et les ancrer dans le chevêtre de la pile pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis.

Pendant la construction, le voussoir sur pile repose sur un ensemble de cales provisoires dédoublant l'appui pour élargir la surface de contact. L'utilisation des appuis définitifs pendant la construction des fléaux n'est en effet pas conseillée car les risques de détérioration sont importants.

Les câbles de clouage passent à côté des cales provisoires. Leurs ancrages supérieurs sont placés en général dans des bossages provisoires préfabriqués, posés sur le hourdis supérieur, elles descendent ensuite à travers le voussoir sur pile en passant près des âmes, à côté ou dans l'entretoise d'appui. En partie inférieure, les câbles sont soit bouclés dans le fût de pile, soit ancrés de façon classique. Dans ce dernier cas, les ancrages peuvent se situer dans la face latérale de la semelle de fondation ou dans des bossages logés à l'intérieur des piles, si celles-ci sont évidées.

### VI.2.3. Aménagement des têtes de piles :

Les têtes de piles doivent être conçues en générale pour recevoir :

- Les appuis définitifs constitués en général de pots d'élastomère.
- Les cales de stabilité ou d'appui provisoires.
- Les câbles de clouage ;
- Les zones de vérinage pour le réglage des fléaux en fin ou en cours de construction, ou le changement des appareils d'appui.
- Les dispositifs de visite et de contrôle des appareils d'appui en service.

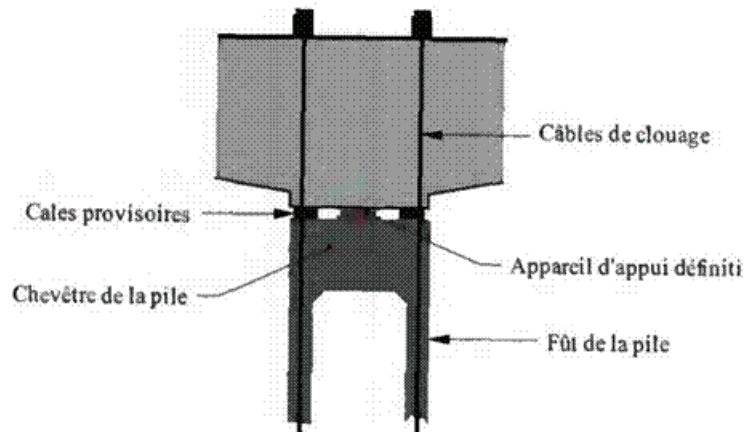


Figure VI-1. Coupe sur VSP avec ses câbles de clouage

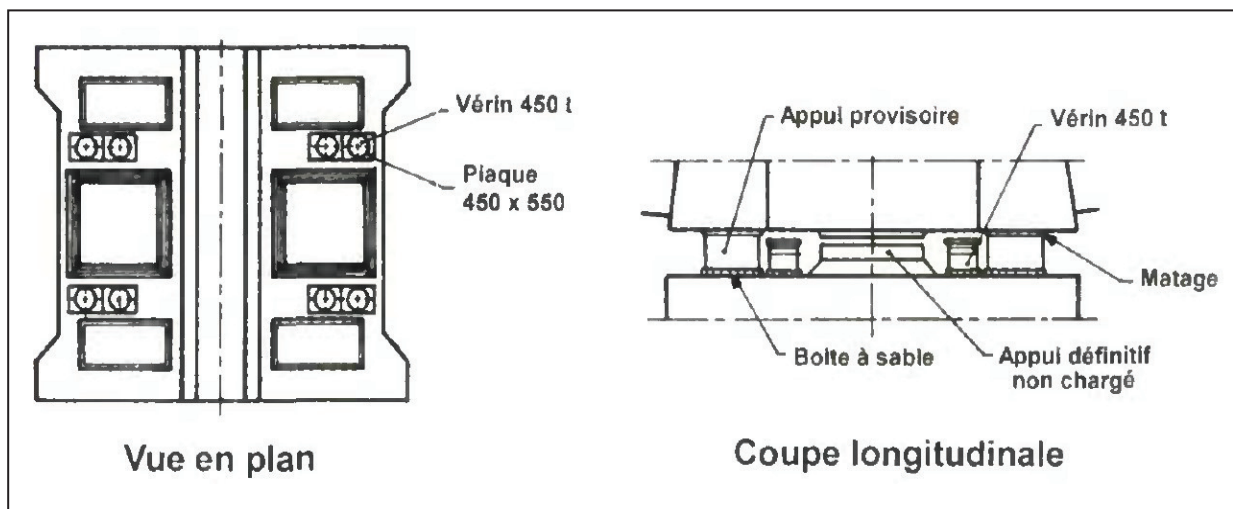


Figure VI-2. Schéma d'aménagement d'une tête de pile

## VI.2.4. Les Charges appliquées aux fléaux :

### VI.2.4.1. Efforts dus au poids propre :

On n'a pas une variation de la section du tablier sauf pour les voussoirs sur pile.

Le schéma statique de demi-fléau peut être représenté par une console encastrée, alors au fur et à mesure qu'on construit de nouveaux voussoir le poids propre devient de plus en plus grand créant ainsi un effort tranchant et un moment fléchissant négatifs maximaux au niveau de l'encastrement comme le montre les équations suivantes ;



Figure VI-3. Schéma statique

Le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2 % ( $G_{max}$ ) alors que le poids de l'autre côté favorisant la stabilité est minoré de 2 % ( $G_{min}$ ).

La longueur totale du demi-fléau = 26.2 m.

$$S_c(x) = 6.405 \text{ m}^2 \quad \cdot \quad S_{VSP}(x) = 14.083 \text{ m}^2$$

Avec:  $S_{VSP}$ ,  $S_c$  sont les sections des voussoirs sur pile et voussoir courant respectivement

$$P(x) = 1.02 (S_{VSP}(x) \cdot \gamma_b) = 359.1165 \text{ KN/m} \quad 0 < x < 0.75 \text{ m.}$$

$$P(x) = 1.02 (S_c(x) \cdot \gamma_b) = 163.3275 \text{ KN/m} \quad 0.75 < x < 26.2 \text{ m.}$$

L'expression de l'effort tranchant :

$$T(x) = - \int_0^x P(x) dx = P(x) \times x$$

L'Expression du moment fléchissant:

$$M(x) = - \int_0^x T(x) dx$$

$$Tg \text{ max} = Tg_{VSP} + Tg_c = 0.2693 + 4.157 = 4.4263 \text{ MN.}$$

$$Mg \text{ max} = - 0.782 - 52.894 = - 56.112 \text{ MN.m.}$$

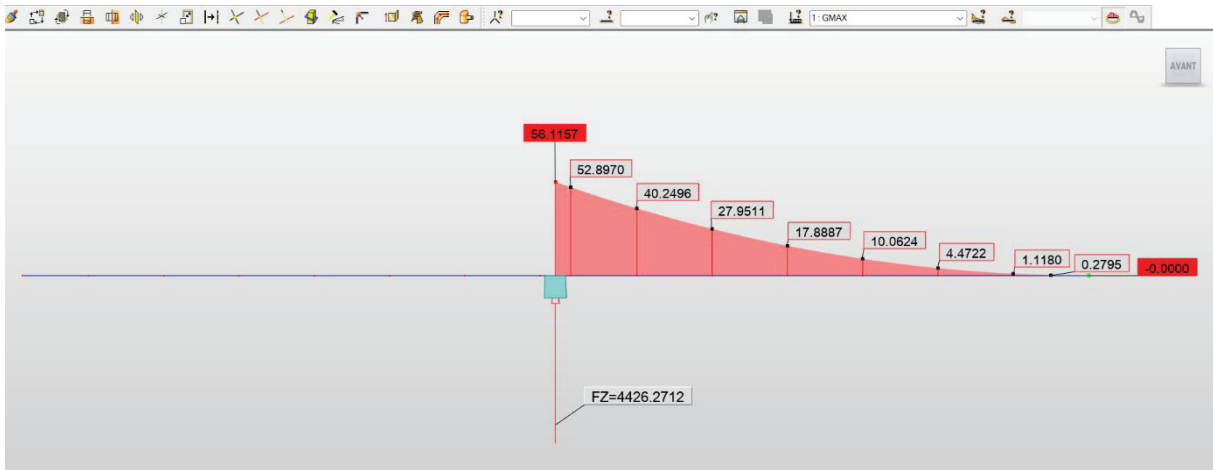


Figure VI-4. Moment maximale et la réaction aux poids propres

### VI.2.4.2. Efforts dus aux surcharges de chantier :

#### VI.2.4.2.1. Charges de chantiers aléatoires ( $Q_{pra}$ ) :

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux matériaux stockés sur le tablier (par exemple rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques peuvent être représentées par une charge répartie et une charge concentrée à l'extrémité du demi-fléau ce qui donne le cas le plus défavorable. Le guide de conception de SETRA distingue les valeurs suivantes pour des portées inférieures à 120 m :

$$Q_{pra1} = 0.200 \text{ KN/m}^2$$

Pour une largeur de 10.75m  $Q_{pra1} = 2.15 \text{ KN/m}$

$Q_{pra2} = (50+5b) \text{ KN}$ , avec b : La largeur du hourdis supérieur  $b=10.75\text{m}$

$$Q_{pra2} = 103.750 \text{ KN}.$$

Efforts résultants :

$X_1 = 26.2 - 3.7 = 22.5 \text{ m}$ . (Axe de VSP à l'extrémité du voussoir l'avant dernier)

$$T(x) = -103.75 - 0.2 \times 10.75 x \quad T_{Q_{pra}} = - 0.160 \text{ MN}$$

$$M(x) = - 103.75 x_1 - 1.075 x^2 \quad M_{Q_{PRA}} = 3.073 \text{ MN.m}$$

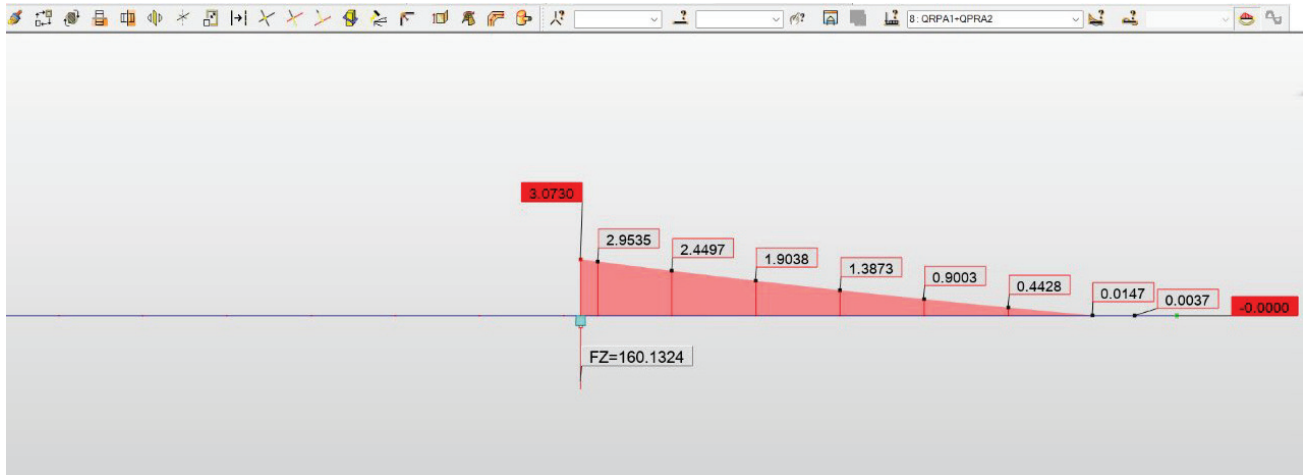


Figure VI- 5. Moment maximale et la réaction aux la charge ( Qpra )

VI.2.4.2.2. Charges de chantier connues Qprc:

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction par exemple l'équipage mobile (voir schéma ci-dessous). Soit  $Q_{prc1}$  la charge de l'équipage mobile représentée par une force concentrée.

$Q_{prc1} = \frac{\text{Poid de VSP}}{2}$  KN appliqué à l'extrémité du fléau. Dans les calculs, ces charges doivent être majorées de 6 % du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4 % du côté opposé ( $Q_{prc1min}$  et  $Q_{prc1max}$ )

Effort tranchant :  $T(x) = T_{prc1 \max} = 0.8179 \text{ MN} .$

Moment fléchissant :  $M(x) = 0.848 x . \rightarrow M_{prc1 \max} = 20.6488 \text{ MN.m} .$

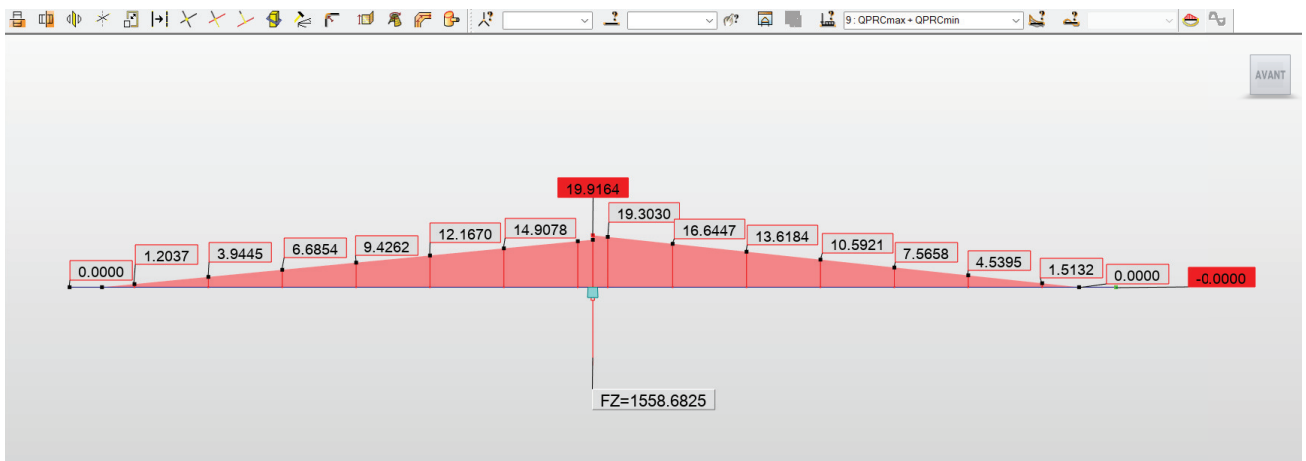


Figure VI- 6. Moment et la réaction aux la charge (Qprc)

### VI.2.4.3. Efforts dus au Vent vertical :

L'action du vent vertical susceptible de causer le renversement du fléau. Pour les ouvrage ayant une travée inférieure à 120 m, l'effet du vent est pris en compte dans la charge  $Q_{pra}$ . Il convient de prendre une charge complémentaire  $Q_w$  uniformément réparties appliquée verticalement de bas en haut sur le demi-fléau le moins lourd.

Les efforts résultants sont alors :

$$T_{Q_w}(x) = 0,2 \times x \rightarrow T_{Q_w \max} = 5.24 \text{ KN.}$$

$$M_{Q_w}(x) = 0,1 x^2 \rightarrow M_{Q_w \max} = 0.0686 \text{ MN.m.}$$

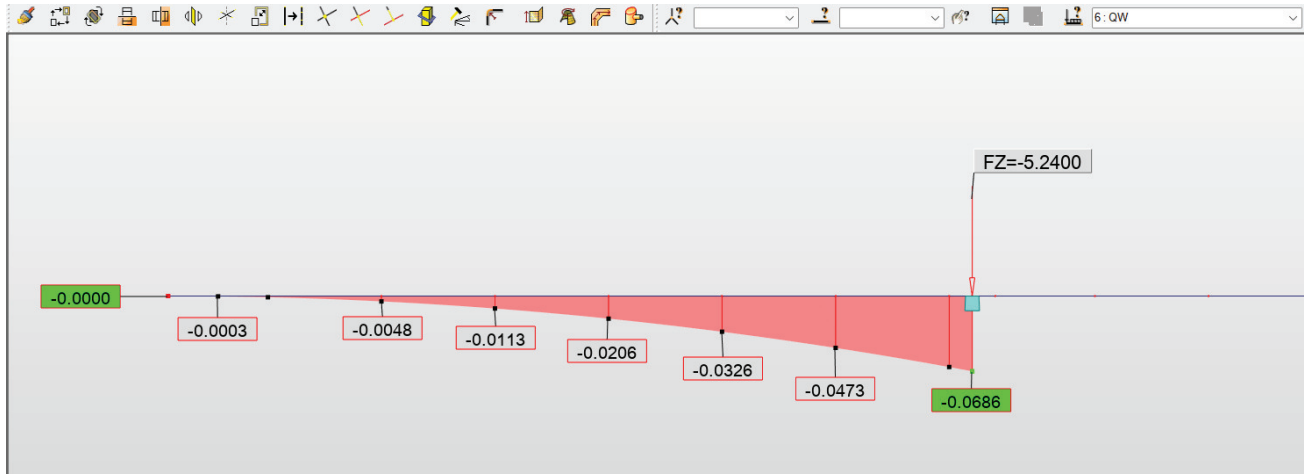


Figure VI- 7. Moment et la réaction aux Charge de Vent Verticale (QW)

### VI.2.4.4. Efforts dus au Vent horizontal :

L'effet horizontal du vent n'est à prendre en compte que dans des cas particuliers; pour des ouvrages de grande hauteur dans des sites exposés à des vents importants et irréguliers du fait de la morphologie des lieux (vallées profondes).

### VI.2.4.5. Efforts dus aux actions accidentelles :

La chute d'un équipage mobile  $F_A$  est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage  $Q_{pre1 \max}$  sur l'un des demi-fléaux.

Toute charge mobile pendant une ou plusieurs phases de déplacement de l'équipage est susceptible de chuter. Dans la plupart des cas, les calculs sont menés en considérant que l'intégralité de l'équipage mobile peut tomber.

## VI.2.5. Combinaisons de calcul

Selon le guide de conception SETRA , on distingue deux combinaisons d'actions à prendre en compte au cours de réalisation, fondamentales de type A et accidentelles de type B qui seront détaillées ci-dessous .

**VI.2.5.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A) :**

Pour la vérification aux états limites ultimes d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires.

Pour les ouvrages coulés en place, au niveau du prédimensionnement, on peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoirs. On suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire. Le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Les combinaisons d'action à étudier sont donc les suivantes :

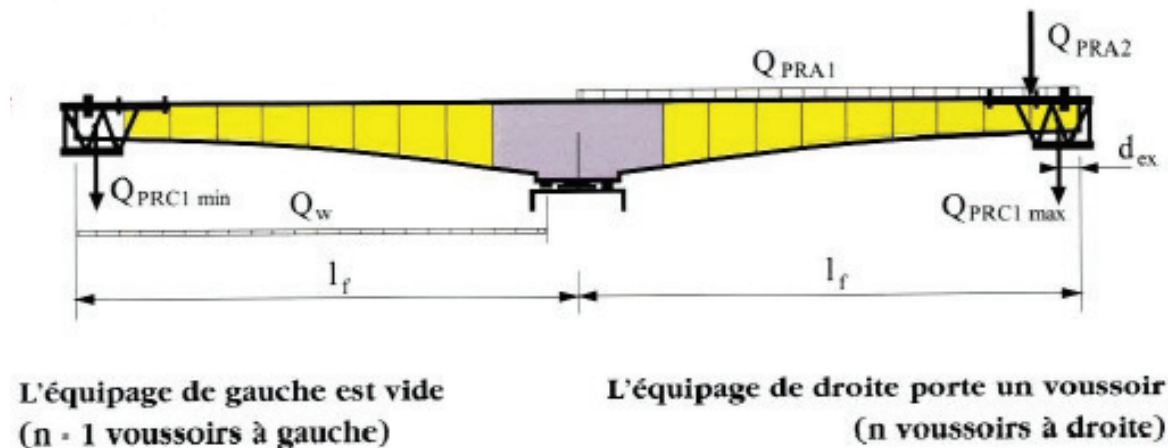
- ❖ Combinaison A1 :

$$1,1 (G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{prc1\ max} + Q_{prc1\ min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)$$

- ❖ Combinaison A2 :

$$0,9 (G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{prc1\ max} + Q_{prc1\ min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)$$

La disposition et sens des actions prises en compte sont schématisé dans les figures suivantes :



**Figure VI- 8. La disposition des charges en situation temporaire (combinaison A)**

Pour le calculer manuel nous avons appliqué la méthode des sections à l'axe de VSP et la fin de chaque voussoir et nous avons obtenu les résultats suivant :

Tableau VI-1. Moment aux combinaisons A									
X (m)		0	4	7.7	11.4	15.1	18.8	22.5	26.2
		M <sub>axe VSP</sub> (MN.m)	M <sub>V1</sub> (MN.m)	M <sub>V2</sub> (MN.m)	M <sub>V3</sub> (MN.m)	M <sub>V4</sub> (MN.m)	M <sub>V5</sub> (MN.m)	M <sub>V6</sub> (MN.m)	M <sub>V7</sub> (MN.m)
Comb A1	M <sub>d(x)</sub>	-90.4639	-68.1425	-50.1488	-34.6518	-21.6513	-11.1472	-3.1397	0
	M <sub>g(x)</sub>	81.9760	-59.4067	-43.2888	-29.5307	-18.1323	-9.0938	-2.4150	0
Comb A2	M <sub>d(x)</sub>	-79.2407	-60.0926	-44.5587	-31.0741	-19.6388	-10.2528	-2.9459	0
	M <sub>g(x)</sub>	78.1720	-51.9829	-38.1760	-26.2991	-16.3523	-8.3357	-2.2493	0

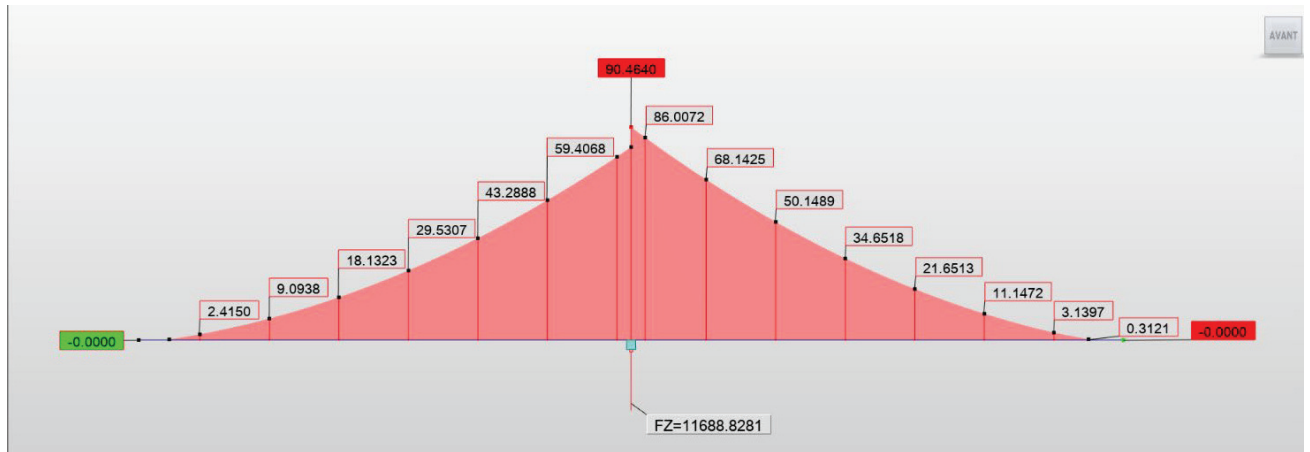


Figure VI- 9. Moment à la combinaison A1

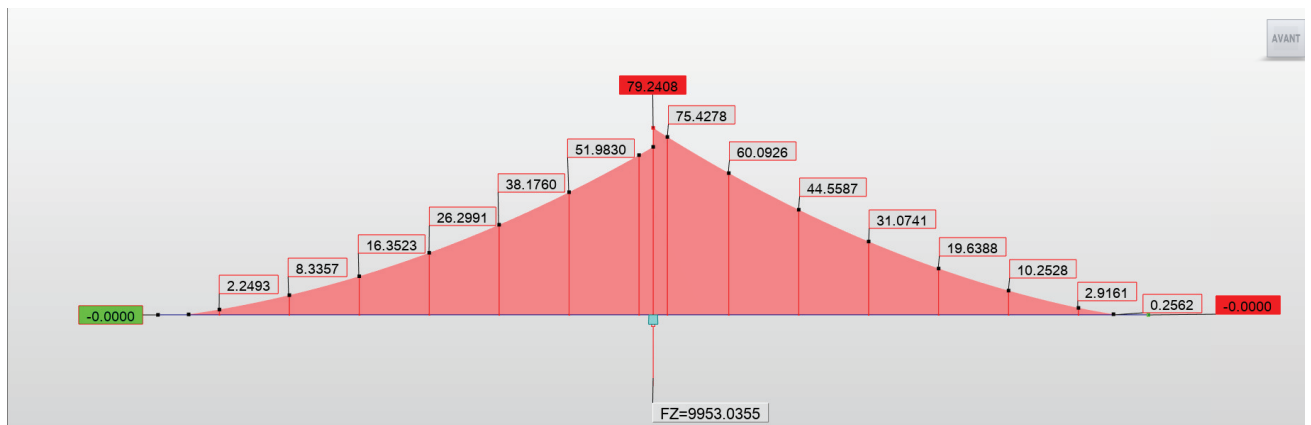


Figure VI- 10. Moment à la combinaison A2

### VI.2.5.2. Combinaisons en situation accidentelles de construction (type B) :

Ces combinaisons sont utilisées pour la justification vis-à-vis des états limites ultimes de résistance sous combinaison accidentelle. En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile. Dans ce cas, le fléau peut décoller de ses cales d'appui provisoires mais la sécurité est assurée en mobilisant à pleine capacité les matériaux, par exemple, dans le cas de précontrainte de clouage, par surtension de ces câbles. Les combinaisons d'action accidentelles sont donc les suivantes :

- ❖ Combinaison B1 :

$$1,1 (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{prc1 max} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$$

- ❖ Combinaison B2 :

$$0,9 (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{prc1 max} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$$

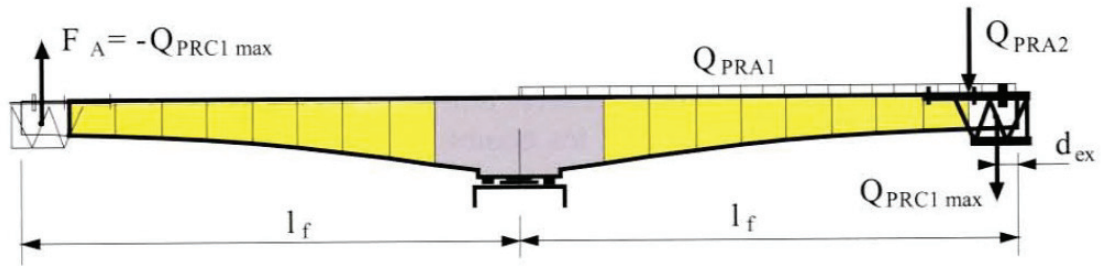


Figure VI-11. La disposition des charges en situation accidentelle (combinaison A)

Par la méthode des sections a l'axe de VSP et la fin de chaque voussoir on obtient les résultats suivant :

Tableau VI-2. Moment aux combinaisons B

X (m)		0	4	7.7	11.4	15.1	18.8	22.5	26.2
		M <sub>axe VSP</sub> (MN.m)	M <sub>V1</sub> (MN.m)	M <sub>V2</sub> (MN.m)	M <sub>V3</sub> (MN.m)	M <sub>V4</sub> (MN.m)	M <sub>V5</sub> (MN.m)	M <sub>V6</sub> (MN.m)	M <sub>V7</sub> (MN.m)
Comb B1	Md(x)	-84.7154	-63.3680	-46.2676	-31.6565	-19.5344	-9.9015	-2.7577	0
	Mg(x)	-39.2067	-24.3710	-14.6868	-7.3659	-2.4082	0.1862	0.4174	0
Comb B2	Md(x)	-84.9863	-64.8648	-48.4382	-34.0682	-21.7548	-11.4981	-3.2	0
	Mg(x)	-28.2538	-16.9471	-9.5739	-4.1343	-0.6283	0.9442	0.5832	0

Résultats par Robot Structural Analysis Professional :

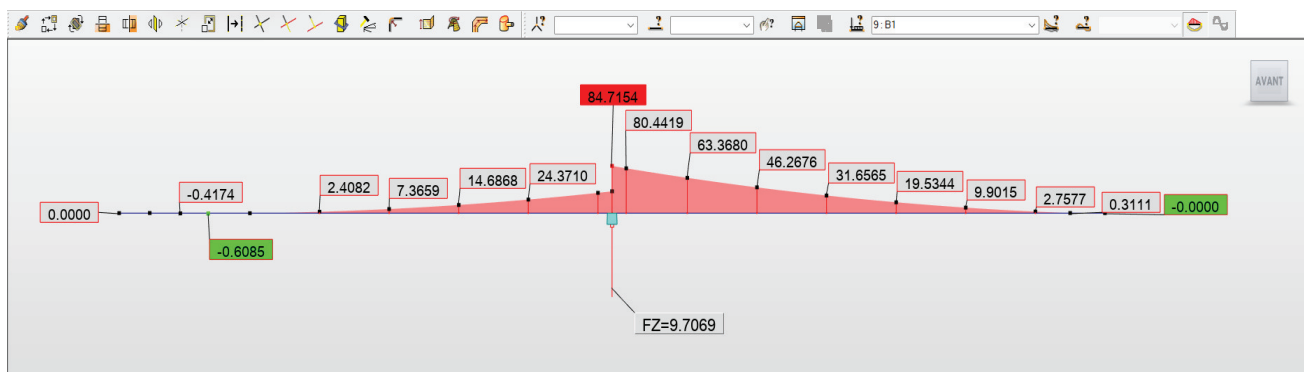


Figure VI- 12. Moment sous combinaison B1 .

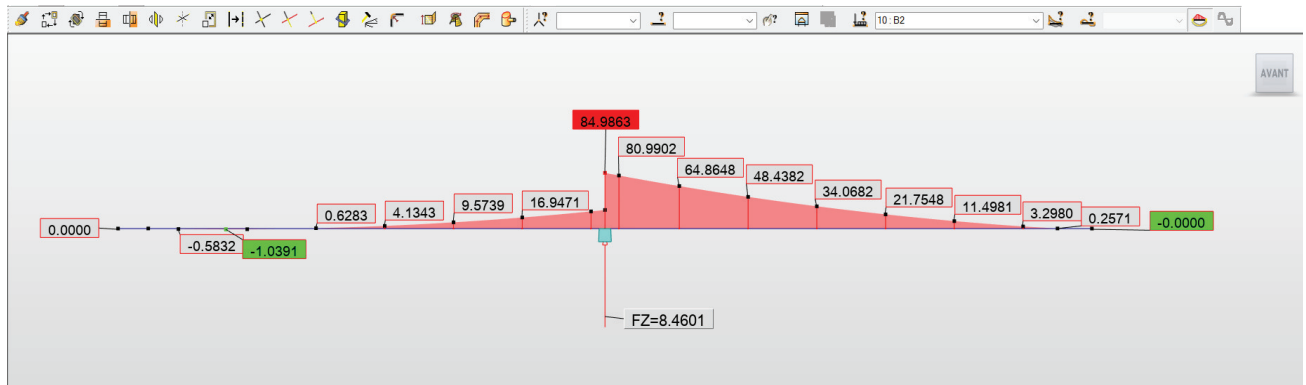


Figure VI- 13. Moment sous combinaison B2 .

Donc les efforts maximaux résultent de la combinaison d'action type A1, ce qui nous permettra de déduire la réaction et le moment en tête de pile pour pouvoir dimensionner la précontrainte verticale de fixation du fléau .

$$M \max = -90.4640 \text{ MN.m.}$$

$$N \max = 11.6888 \text{ MN.}$$

### VI.3. ETUDE EN PHASE DE SERVICE

Pour les ponts construits par encorbellement successif, le calcul des sollicitations est autant important en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs des sollicitations en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées afin de pouvoir calculer le ferrailage actif nécessaire pour la reprise des efforts développés en exploitation.

Les étapes de la modélisation de l'ouvrage :

1. La définition des tracés horizontal et vertical du pont.
2. La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
3. La définition des différentes sections de l'ouvrage.
4. La définition des conditions d'appuis.
5. La définition de la structure finale du pont.
6. La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
7. Le lancement des calculs.
8. La vérification des résultats.
9. L'interprétation des résultats.

Dans notre cas, La structure est définie par des éléments barres et les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles, et des appuis doubles sur les culées.

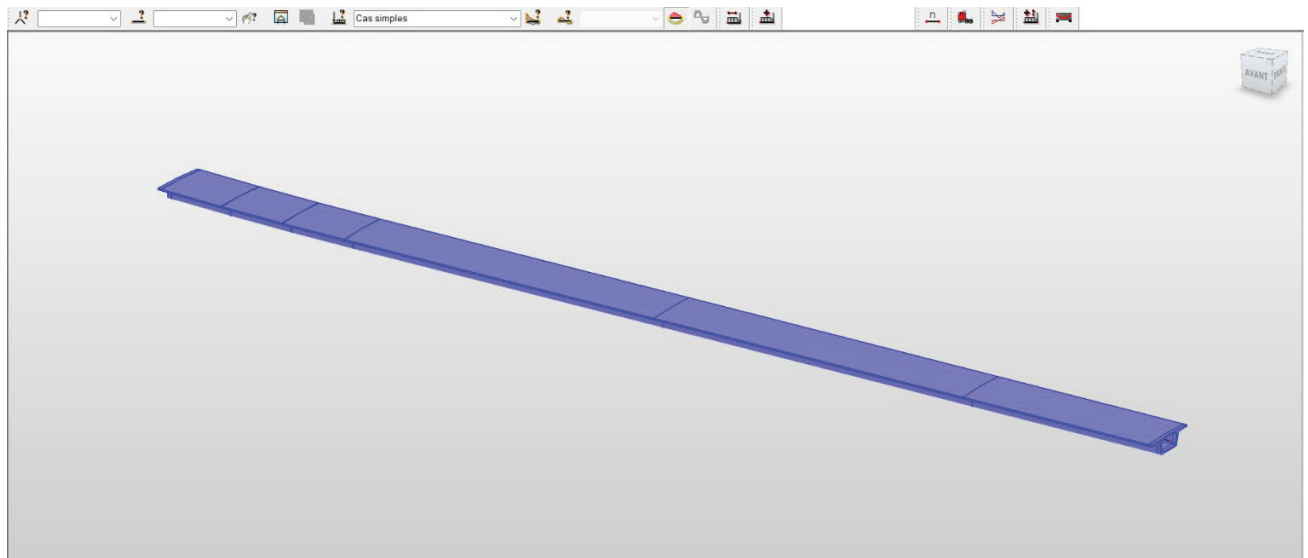


Figure VI- 14. Modélisation par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

### VI.3.1. Les combinaisons de calcul considérées :

Les éléments du pont sont calculés à partir des charges suivantes

- **Poids propre (PP)** : Pris en compte automatiquement par le logiciel.
- **Complément du poids propre (CCP)**: Charge uniformément répartie le long du tablier.
- **Charge A** : Charge uniformément répartie le long du tablier
- **Surcharge Bc.**
- **$\Delta T$**  : gradient thermique.
- **T** : la température.
- **Surcharge militaire Mc120.**
- **Convoi exceptionnel D240.**
- **Surcharges sur les trottoirs (St)** : Charge uniforme répartie le long du tablier.

### VI.3.2. Le principe de calcul manuel et vérification du moment fléchissons :

Pour le calcul manuel. En utilisant l'équation des trois moments (dite aussi méthode des rotations) ou aussi méthode de Clapeyron. Elle permet de calculer les moments aux appuis intermédiaires des poutres continues.

Si toutes les travées de la poutre ont la même rigidité EI , la relation devient :

$$M_{i-1}l_{i-1} + 2(l_{i-1} + l_i)M_i + M_{i+1}l_i = -6EI(\varphi_{ig} + \varphi_{id})$$

$M_{i-1}$  désigne le moment sur l'appui  $A_{i-1}$ .

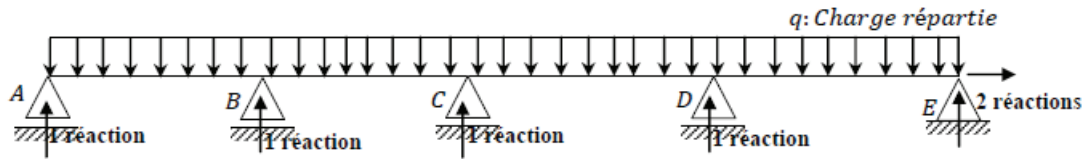
$M_i$  désigne le moment sur l'appui  $A_i$ .

$M_{i+1}$  désigne le moment sur l'appui  $A_{i+1}$ .

$(\varphi_{ig} + \varphi_{id})$  Rotation due aux charges extérieures.

**VI.3.2.1. La Sollicitation dues à la charge permanente :**

Le degré d'hyperstaticité est égal au nombre des appuis intermédiaires dans notre cas  $d = 3$



$$q_1 = q_{ec} = svsp * \frac{2.6+4}{33} + sc * \frac{33-(2.6+4)}{33} = 7.33 \text{ KN/m .}$$

$$q_2 = q_{ec} = svsp * \frac{8}{55} + sc * \frac{55-8}{55} = 7.521 \text{ KN/m .}$$

- CCP :  $\begin{cases} P_{rev} = 18.24 \text{ kN/ml} \\ P_{cor} = 2.5 \text{ kN/ml} \\ P_{bt} = 6.625 \text{ kN/ml} \\ P_{Gs} = 2 \text{ kN/ml} \end{cases}$

$$q_1 = 183.25 \text{ KN/ml.} \quad R_p = \frac{-q_1 l^3}{24} = 1269.8987 \text{ MN}$$

$$q_2 = 188.025 \text{ KN/ml.} \quad R_r = \frac{-q_2 l^3}{24} = 274.2981 \text{ MN}$$

Aux point B :  $176 M_B + 55 M_C = -6 (1269.8987 + 274.2981)$

Aux point C :  $55 M_B + 220 M_C + 55 M_D = -6 (1269.8987)$

Aux point D :  $176 M_C + 55 M_D = -6 (1269.8987 + 274.2981)$

$$M_B = -36737.27 \text{ KN.m .}$$

$$M_C = -50898.56 \text{ KN.m .}$$

$$M_D = 36737.27 \text{ KN.m .}$$

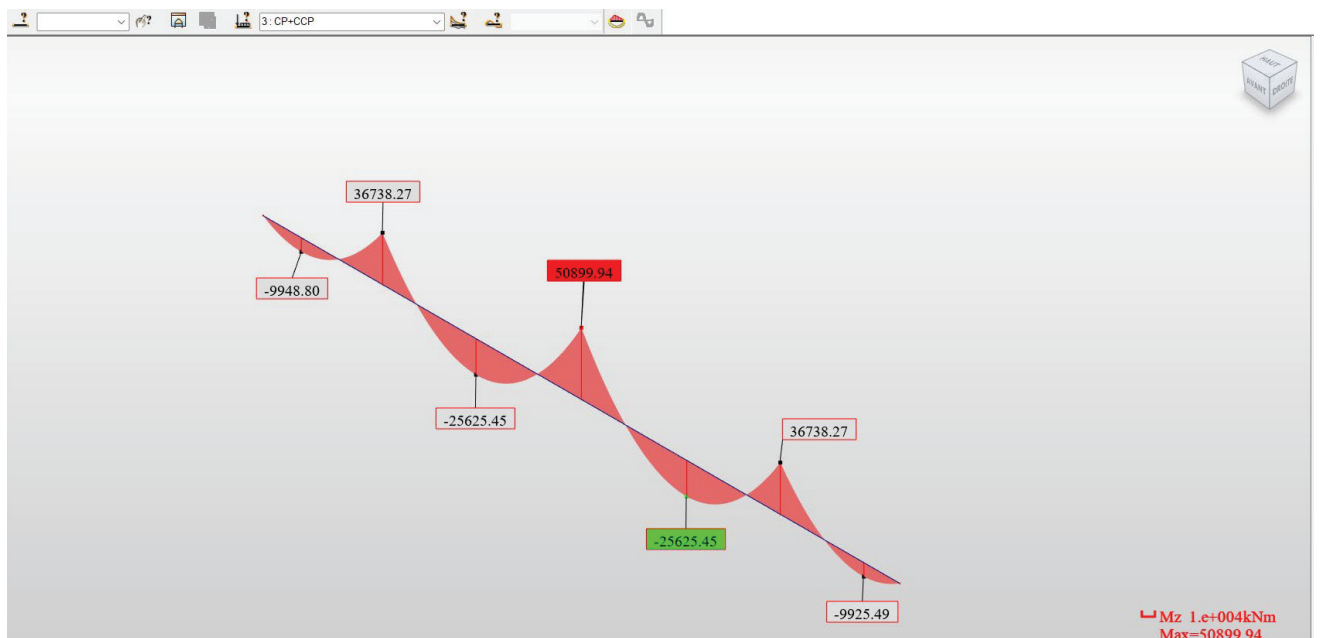


Figure VI- 15. Moments due à la charge permanente (ROBOT STRUCTURAL).

**VI.3.2.2. La Sollicitations dues aux charges d'exploitation A(L) :**

Pour simplifier les calculs, on transmet les équations par le système matricielle suivante :

$$\begin{bmatrix} 176 & 55 & 0 \\ 55 & 220 & 55 \\ 0 & 55 & 176 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} MA \\ MC \\ MD \end{Bmatrix} = 6 * \begin{pmatrix} d1 \\ d2 \\ d3 \end{pmatrix}$$

Tableau VI-3. Moment de calcul manuel aux chargement A(l)

Cas de charge	POINT	Q	Rp /Rr (KN)	a	b	c	M (KN.m)
1 <sup>ère</sup> cas	B	71.36	Rr 10687.68	176	55	0	3979.9925
	C		Rp 0	55	220	55	1079.32
	D			0	55	176	337.2875
2 <sup>ème</sup> cas	B	53.71	Rr 0	176	55	0	10107.535
	C		Rp 372333.39	55	220	55	8274.075
	D			0	55	176	2585.649
3 <sup>ème</sup> cas	B	47.92	Rr 71754.21	176	55	0	2899.160
	C		Rp 0	55	220	55	1449.580
	D			0	55	176	2899.160
4 <sup>ème</sup> cas	B	41.15	Rr 61616.981	176	55	0	10038.981
	C		Rp 285263.80	55	220	55	5716.802
	D			0	55	176	1786.501
5 <sup>ème</sup> cas	B	36.76	Rr 0	176	55	0	5148.102
	C		Rp 254831.04	55	220	55	11325.824
	D			0	55	176	5148.102
6 <sup>ème</sup> cas	B	32.30	Rr 48365.21	176	55	0	2899.160
	C		Rp 223913.02	55	220	55	1449.580
	D			0	55	176	2899.160
7 <sup>ème</sup> cas	B	29.42	Rr 44052.773	176	55	0	10038.981
	C		Rp 203948.02	55	220	55	5716.802
	D			0	55	176	1786.501

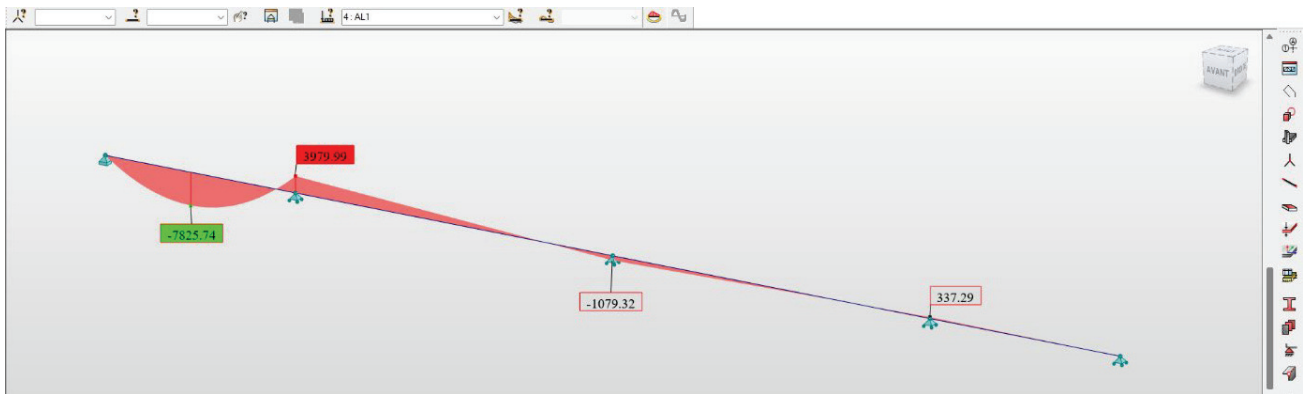


Figure VI- 16. Moments dues aux A1(l) .

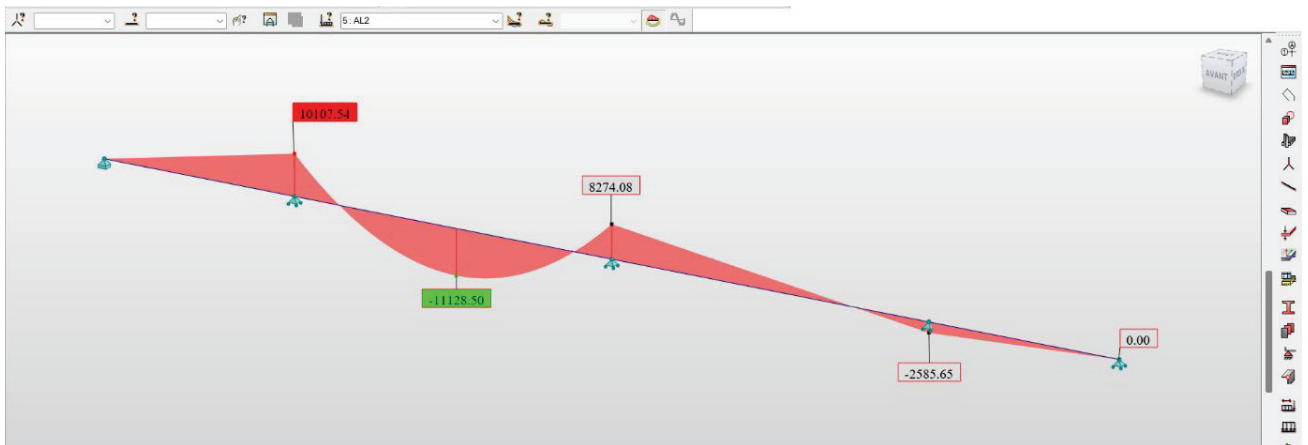


Figure VI- 17. Moments dues aux A2(l) .

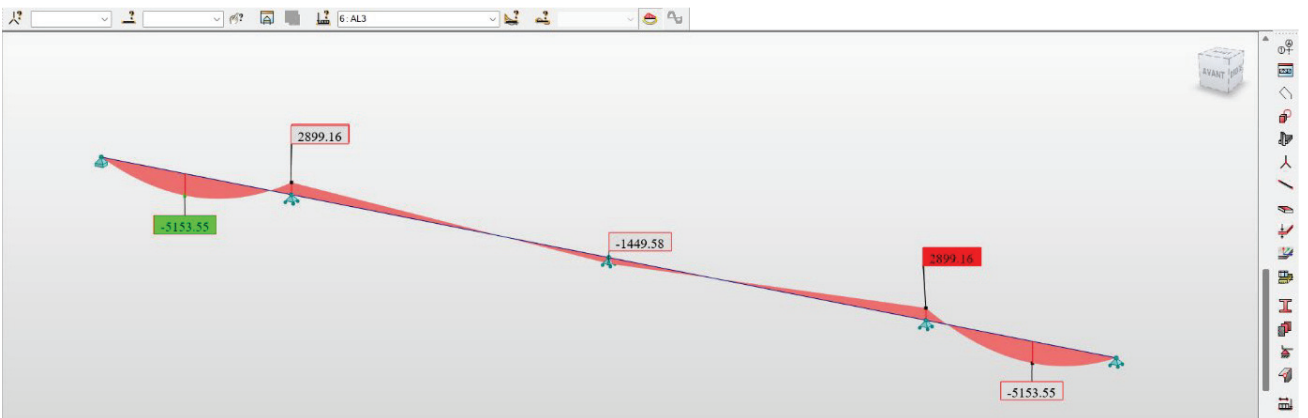


Figure VI- 18. Moments dues aux A3(l) .

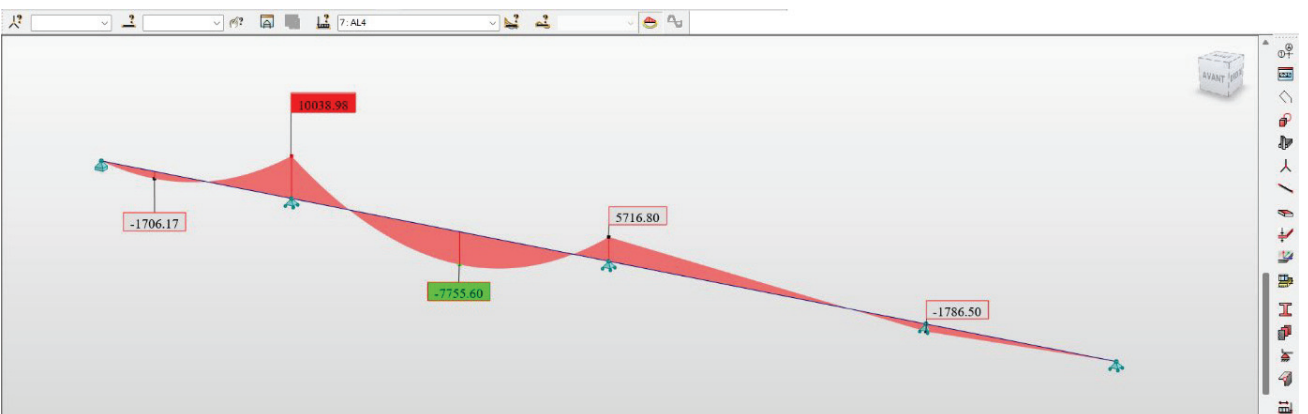


Figure VI- 19. Moments dues aux A4(l) .

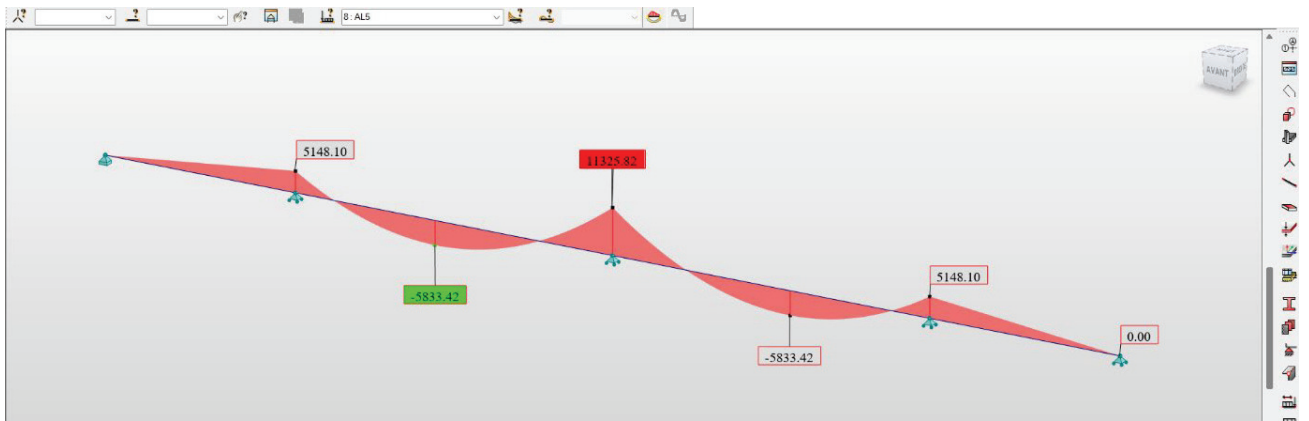


Figure VI- 20. Moments dues aux A5(l) .

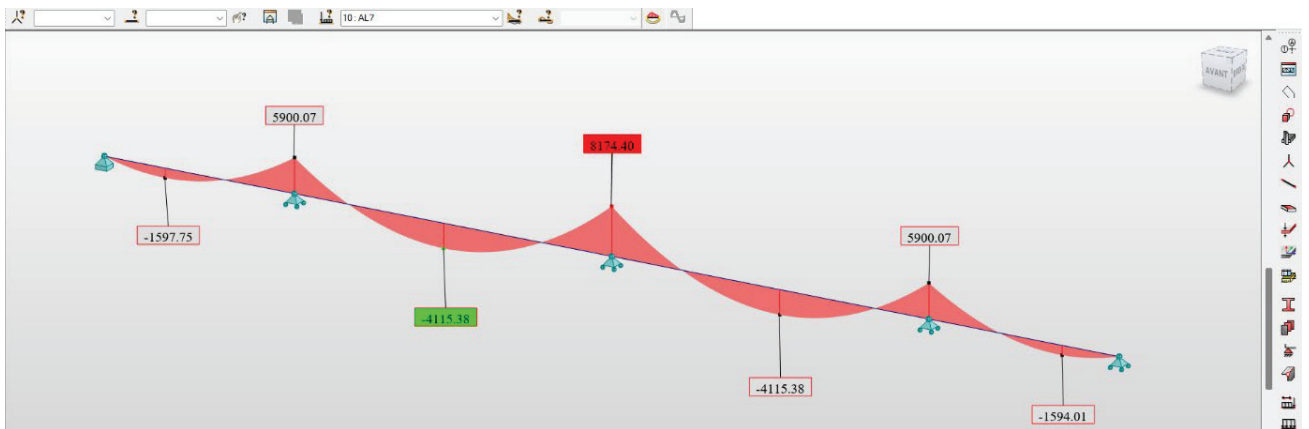


Figure VI- 21. Moments dues aux A6(l) .

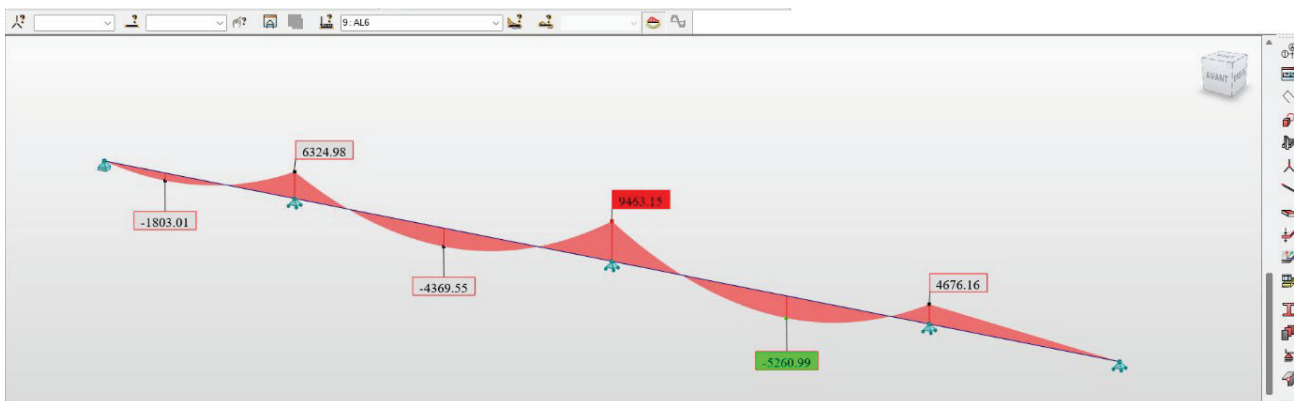


Figure VI- 22. Moments dues aux A7(l).

### VI.3.2.3. Combinaisons d'actions

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

Tableau VI-4. Combinaisons en cas de service

Combinaison		G	A(L)	ST	BC	BT	D240	MC <sub>120</sub>	T	$\Delta\theta$	W
ELS	COMB 1	1	1.2	1	0	0	0	0	0.6	0.5	0
	COMB 2	1	0	1	1.2	0	0	0	0.6	0.5	0
	COMB 3	1	0	1	0	1.2	0	0	0.6	0.5	0
	COMB 4	1	0	1	0	0	1	0	0.6	0.5	0
	COMB 5	1	0	1	0	0	0	1	0.6	0.5	0
	COMB 6	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0
	COMB 7	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0
	COMB 8	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
ELU	COMB 1	1.35	1.6	1.6	0	0	0	0	0.9	0.75	0
	COMB 2	1.35	0	1.6	1.6	0	0	0	0.9	0.75	0
	COMB 3	1.35	0	1.6	1.0	0	0	0	0.9	0.75	0
	COMB 4	1.35	0	1.6	0	1.6	1.35	0	0.9	0.75	0
	COMB 5	1.35	0	1.6	0	0	0	1.35	0.9	0.75	0
	COMB 6	1.35	1.6	1.6	0	0	0	0	0	0	0.9
	COMB 7	1.35	0	1.6	1.6	0	0	0	0	0	0.9
	COMB 8	1.35	0	1.6	0	1.6	0	0	0	0	0.9
	COMB 9	1.35	0	1.6	0	0	1.35	0	0	0	0.9
	COMB 10	1.35	0	1.6	0	0	0	1.35	0	0	0.9
	COMB 11	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5

### VI.3.3. Les résultats

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme des figures présentant les moments fléchissant, Nous considérons les efforts obtenus pour les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU). (Pour les résultats des autres combinaisons voire l'ANNEXE B)

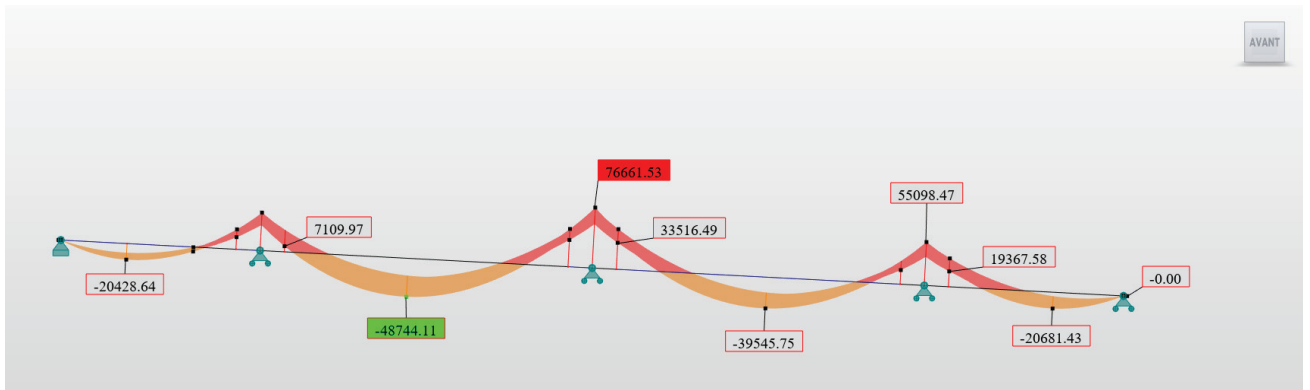


Figure VI- 23. Le Moments maximum à ELS.

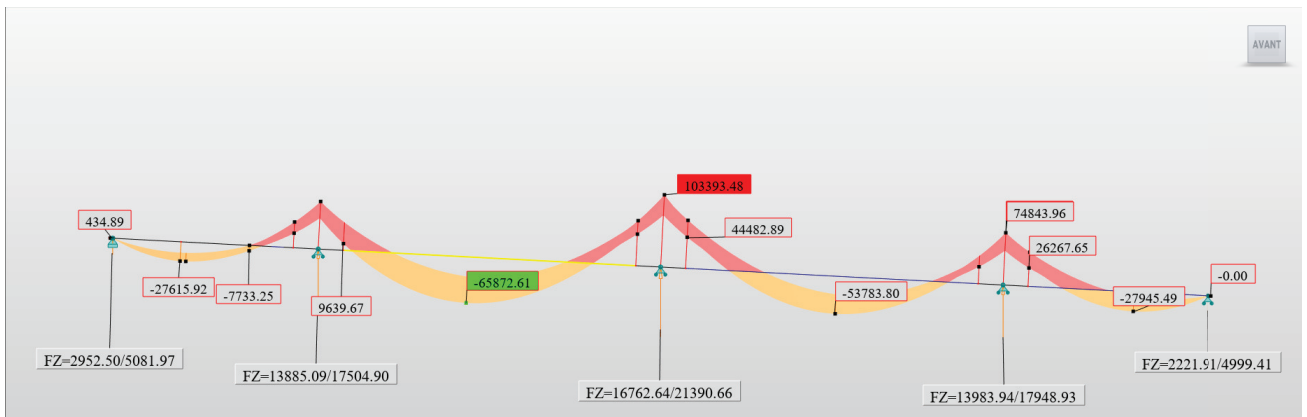


Figure VI- 24. Le Moments maximum à ELU.

### VI.3.4. Conclusion

L'outil informatique offre une aide très précieuse pour le calcul des structures de forme complexe, et qui par ailleurs, peut être maîtrisé afin d'obtenir des valeurs comparables des sollicitations par rapport au calcul manuel. Une fois les différentes sollicitations calculées, on peut à présent passer à l'étape du dimensionnement des armatures actives.

## CHAPITRE VII

# ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### VII.1. INTRODUCTION

La précontrainte dans les ponts construit en encorbellement successif est composée de deux familles de câbles :

- Câbles de fléau : disposés au voisinage de la pile dans les goussets supérieurs pour s'opposer efficacement à des moments négatifs.
- Câbles de continuité : situés au voisinage de la clé dans les goussets inférieurs.

### VII.2. CARACTÉRISTIQUE DES CÂBLES UTILISÉS

Pour les câbles de fléau et de continuité on choisit les câbles 13T15s de classe 1860 MPa. Les caractéristiques des câbles sont détaillées dans le chapitre IV.

Tableau VII-1. Les caractéristiques de câble	
Câble	13T15s
Force De Rupture Garantie $F_{prg}$	3256.5 KN
Force Élastique Garantie $F_{peg}$	3627 KN
Tension À L'origine $P_0$	2901.6 KN

### VII.3. CABLES DE FLÉAU

Les câbles de fléau sont dimensionnés pour jouer un double rôle :

- En construction, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges de chantier.
- En service, pour participer, avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

#### VII.3.1. EFFORT DE PRÉCONTRAINTÉ ET NOMBRE DE CÂBLES

La précontrainte doit générer des contraintes normales de compression afin d'avoir des contraintes normales totales inférieure aux contraintes admissibles. Rappelons qu'en classe II les contraintes limites sont :

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= 0.6f_{cj} \\ \sigma_{bt} &= -0.7f_{tj} \quad \text{en section d'enrobage} \\ \sigma_{bt} &= -1.5f_{tj} \quad \text{hors section d'enrobage} \end{aligned}$$

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

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

Les contraintes agissant sur la section sont représentées par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_{sup} &= \frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} - \frac{M.v}{I} \\ \sigma_{inf} &= \frac{P}{S} - \frac{P.e.v'}{I} + \frac{M.v'}{I} \end{aligned}$$

Avec :

M : Moment de sollicitation.

$\sigma_{sup/inf}$  : Contraintes dans la fibre la plus tendue et la plus comprimé de la section.

P : La force de précontrainte.

S : Aire de la section.

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : Le moment d'inertie de la section par rapport à un axe horizontal passant par le centre de gravité.

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité de la section.

Le nombre de câbles et déterminé depuis les formules suivantes :

$$P \geq \frac{M \cdot v}{\frac{1}{S} + \frac{e \cdot v}{I}} \quad N \geq \frac{P}{(1 - \Delta P)P_0}$$

Avec :  $e = v - d$

Dans une première approximation on prend  $d = 15 \text{ cm}$  et  $\Delta P = 25\%$

Les résultats de calcul dans chaque section sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-2. Nombres des câbles										
	X (m)	Section (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	e (m)	M (KN.m)	P (KN)	N	Nombre de câbles retenu
<b>Axe de Vsp</b>	0	14.083	10.586	1.243	1.557	0.943	90460	53539.55	24.60	26
<b>Fin de Vsp</b>	4	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	68140	36140.6	16.61	26
<b>V1</b>	7.7	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	50147	26612.42	12.23	22
<b>V2</b>	11.4	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	34561	18401.62	8.46	18
<b>V3</b>	15.1	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	21651	11508.2	5.29	14
<b>V4</b>	18.8	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	11147	5932.161	2.73	10
<b>V5</b>	22.5	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	3140	1673.498	0.77	6
<b>V6</b>	26.2	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	0	0	0	2

## VII.4. DISPOSITION DES CÂBLES DE FLÉAU ET ANCRAGE

### VII.4.1. Espacement et enrobage des câbles de précontrainte

Selon le BPEL 91, La disposition des câbles doit vérifier les conditions suivantes

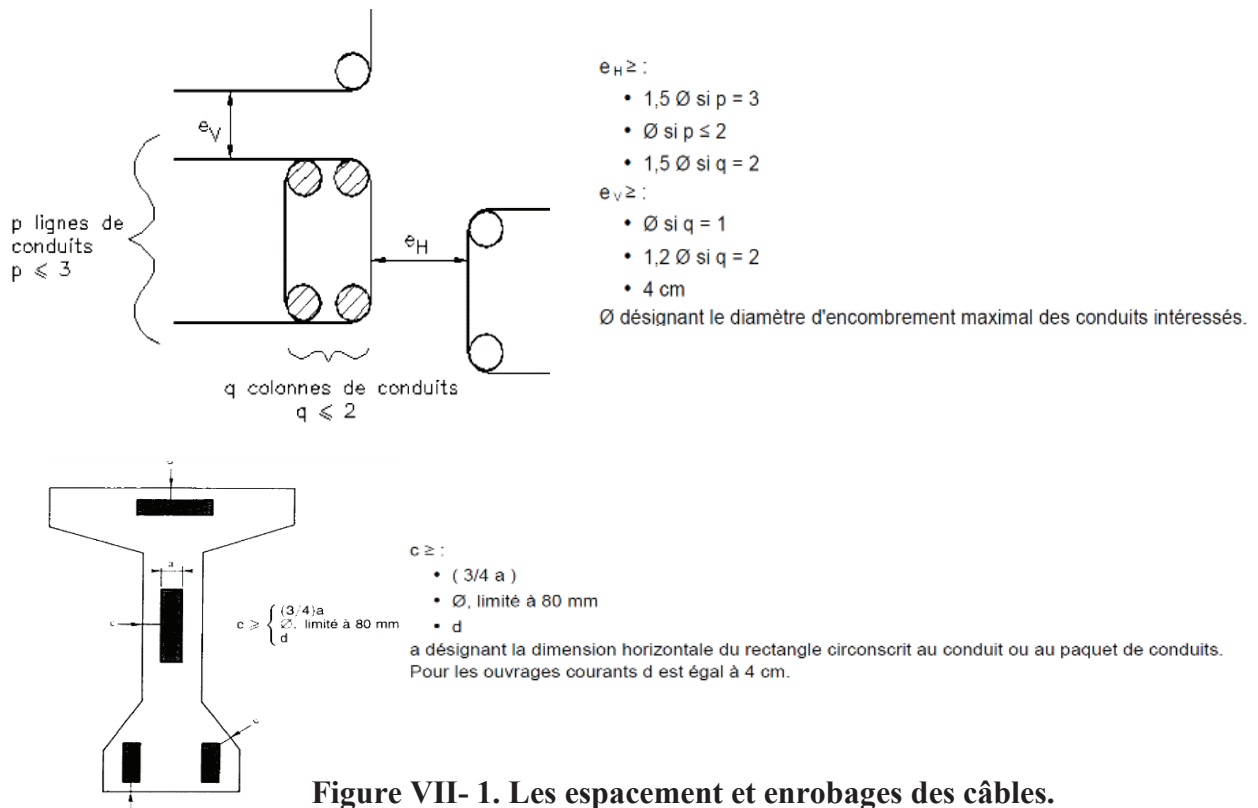


Figure VII- 1. Les espacement et enrobages des câbles.

Pour notre cas :

$$a = 8 \text{ cm}, d = 5 \text{ cm}, \varnothing = 80 \text{ mm}$$

$$e_H \geq 8 \text{ mm} .$$

$$e_v \geq 8 \text{ mm} .$$

$$c \geq 8 \text{ mm} .$$

### VII.4.2. Ancrage

L'ancrage utilisé est un ancrage du model C de FRYSSINET

- A, B : dimensions en plan de la tromplaque (  $A \geq B$  ).
- a , b : dimensions du prisme d'essai (  $a \geq b$  ).
- x, y : l'entraxe des ancrages dans les directions x et y.
- x' y' : la distance de l'ancrage au parement le plus proche dans les directions x et y.
- $f_{cm,0}$  : la résistance moyenne du béton à la compression mesurée sur cylindre avant la mise en tension.

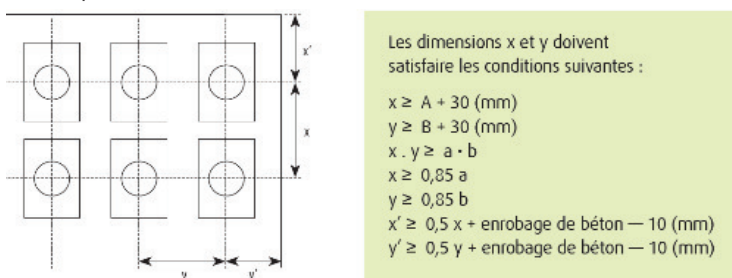
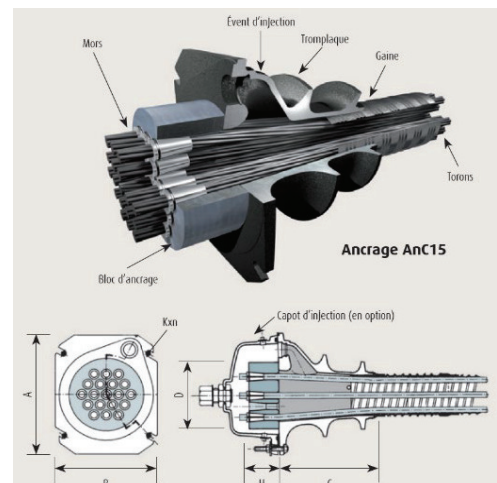


Figure VII- 2. Les espacement et enrobages des câbles.



Pour les câbles 13T15s :  $A \times B = 25 \times 21 \text{ cm}$

a et b selon la résistance moyenne de béton, pour  $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$  :  $a \times b = 34 \times 34 \text{ cm}$

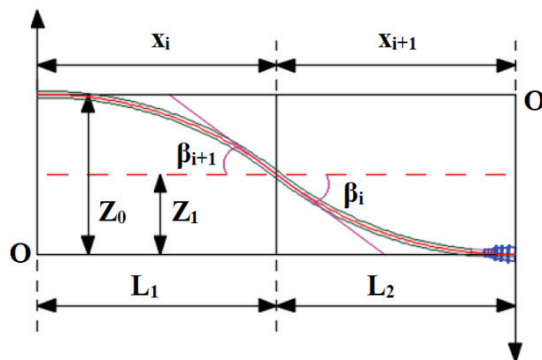
Dans notre cas :  $x, y \geq 289 \text{ mm}$  et  $x', y' \geq 184 \text{ mm}$

### VII.5. TRACÉ DES CÂBLES DE FLÉAU

Les câbles de fléau vont subir deux variations, en plan et en élévation pour les ramener aux ancrages et se bénéficier de la réduction de l'effort tranchant en descendant légèrement dans l'âme.

#### VII.5.1. Tracé en plan

Le tracé en plan des câbles a une allure en « S » suivant une trajectoire parabolique, caractérisé par les équations suivantes :



$$z(x) = z_0 + (z_1 - z_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$R_i(x) = \frac{x_i^2}{2(z_i - z_{i+1})}$$

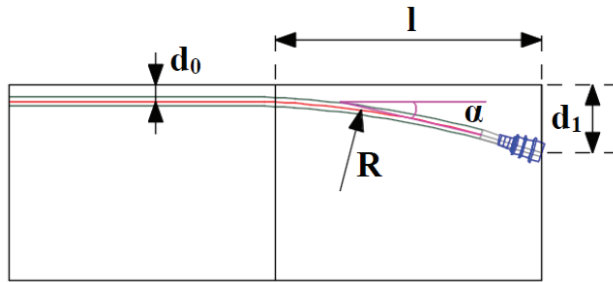
$$\beta_i(x) = \arctan\left(\frac{2(z_i)}{x_i}\right)$$

Tableau VII-3. Tracé de câble en plan

	Câbles	Z0 (m)	Z1 (m)	X0 (m)	X1 (m)	R0 (m)	R1 (m)	$\beta_0$ (rad)	$\beta_1$ (rad)	Équation
Axe VSP	C1	0	0	0	0	0	/	/	/	/
VSP	C2	0	0	0	0	0	/	/	/	/
V1	C3	1.4	0.22	0.11	1.4	1.4	8.909	8.909	0.156	$0.22 - 0.0561x^2$
V1	C4	0	0	0	0	0	/	/	/	/
V2	C5	0	0	0	0	0	/	/	/	/
V2	C6	1.4	0.22	0.11	1.4	1.4	8.909	8.909	0.156	$0.22 - 0.0561x^2$
V3	C7	1.4	0.22	0.11	1.4	1.4	8.909	8.909	0.156	$0.22 - 0.0561x^2$
V3	C8	1.4	0.22	0.11	1.4	1.4	8.909	8.909	0.156	$0.22 - 0.0561x^2$
V4	C9	1.9	0.44	0.22	1.9	1.9	8.205	8.205	0.228	$0.44 - 0.0609x^2$
V4	C10	1.9	0.44	0.22	1.9	1.9	8.205	8.205	0.228	$0.44 - 0.0609x^2$
V5	C11	2.3	0.61	0.305	2.3	2.3	8.672	8.672	0.259	$0.61 - 0.0577x^2$
V5	C12	2.3	0.61	0.305	2.3	2.3	8.672	8.672	0.259	$0.61 - 0.0577x^2$
V6	C13	2.5	0.78	0.39	2.5	2.5	8.013	8.013	0.302	$0.78 - 0.0624x^2$

VII.5.2. Tracé en élévation

Le tracé des câbles doit être rectiligne dans la traversée des joints. Afin d'assembler correctement les éléments, le tracé des câbles au passage des joints est le plus souvent perpendiculaire à la surface extérieure du caisson. Au près des ancrages sur une longueur de demi-voussoir environ, le câble suit un tracé parabolique caractérisé par les équations suivantes :



$$y = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

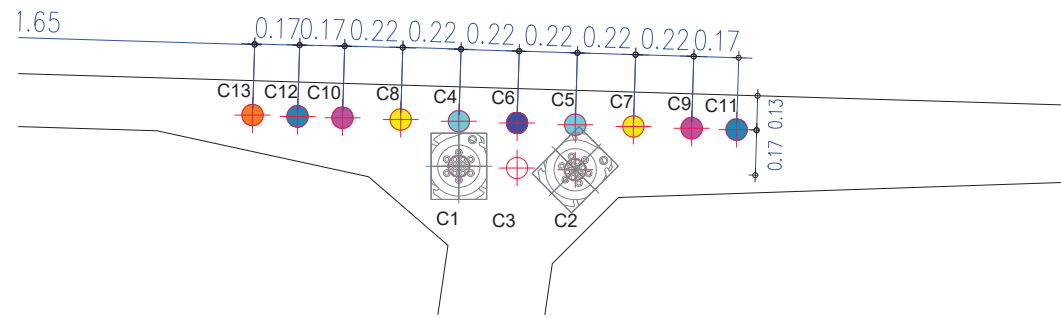
$$R(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)}$$

$$\alpha = \arctan(2(d_1 - d_0)) \cdot \frac{x}{l^2}$$

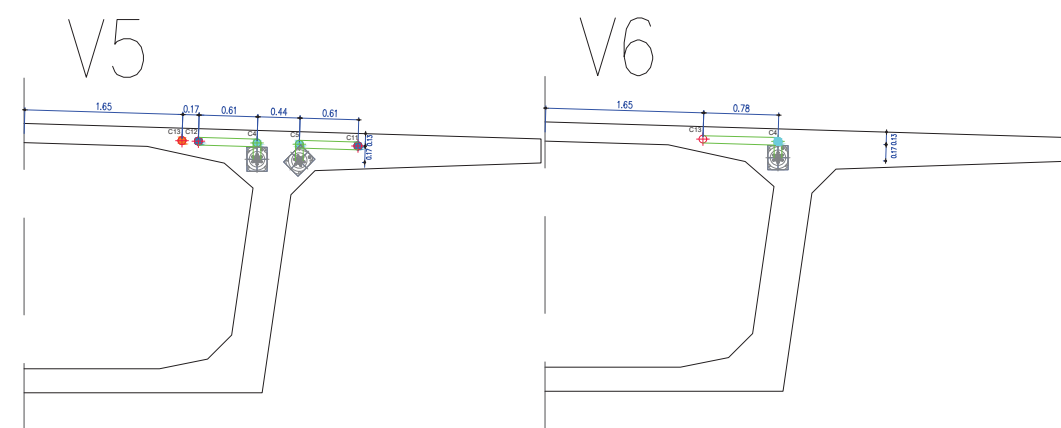
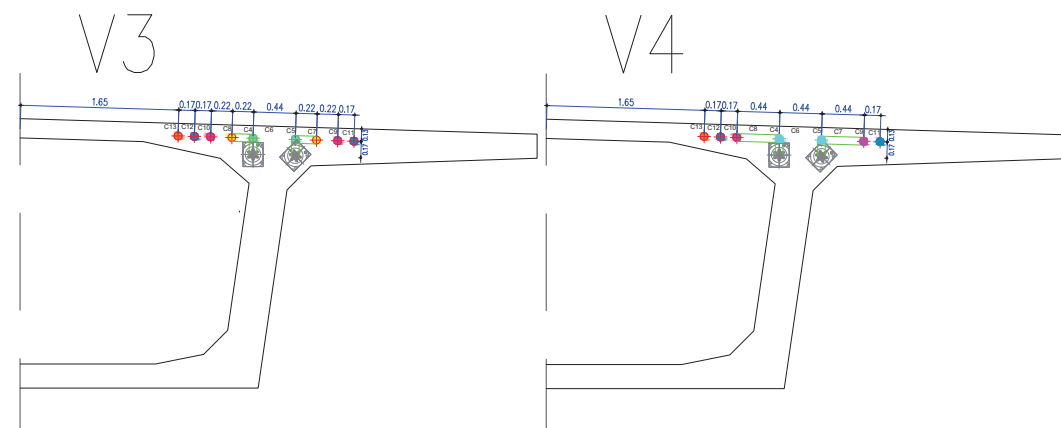
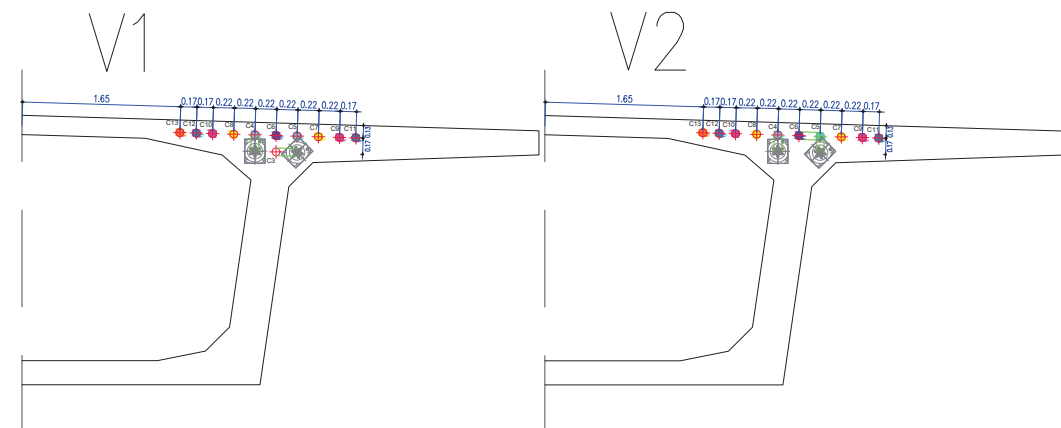
Tableau VII-4. Tracé de câble en élévation

	Câbles	d <sub>0</sub>	d <sub>1</sub>	R(m)	α (rad)	Équation
Axe VSP	C1	0	0	/	/	/
VSP	C2	0	0	/	/	/
V1	C3	0	0	/	/	/
V1	C4	0.13	0.3	8.5	0.19279	0.13 + 0.05882x <sup>2</sup>
V2	C5	0.13	0.3	8.5	0.19279	0.13 + 0.05882x <sup>2</sup>
V2	C6	0.13	0.3	8.5	0.19279	0.13 + 0.05882x <sup>2</sup>
V3	C7	0.13	0.3	8.5	0.19279	0.13 + 0.05882x <sup>2</sup>
V3	C8	0.13	0.3	8.5	0.19279	0.13 + 0.05882x <sup>2</sup>
V4	C9	0.13	0.3	8.5	0.19279	0.13 + 0.05882x <sup>2</sup>
V4	C10	0.13	0.3	8.5	0.19279	0.13 + 0.05882x <sup>2</sup>
V5	C11	0.13	0.3	8.5	0.19279	0.13 + 0.05882x <sup>2</sup>
V5	C12	0.13	0.3	8.5	0.19279	0.13 + 0.05882x <sup>2</sup>
V6	C13	0.13	0.3	8.5	0.19279	0.13 + 0.05882x <sup>2</sup>

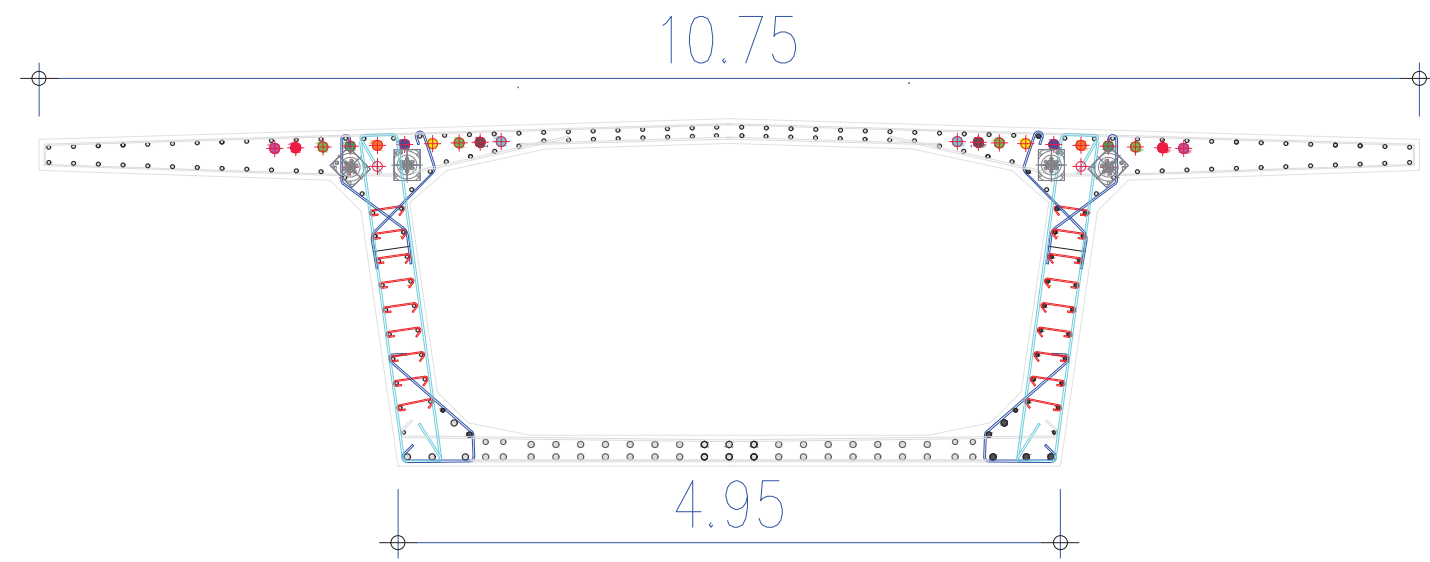
# La disposition des Câbles



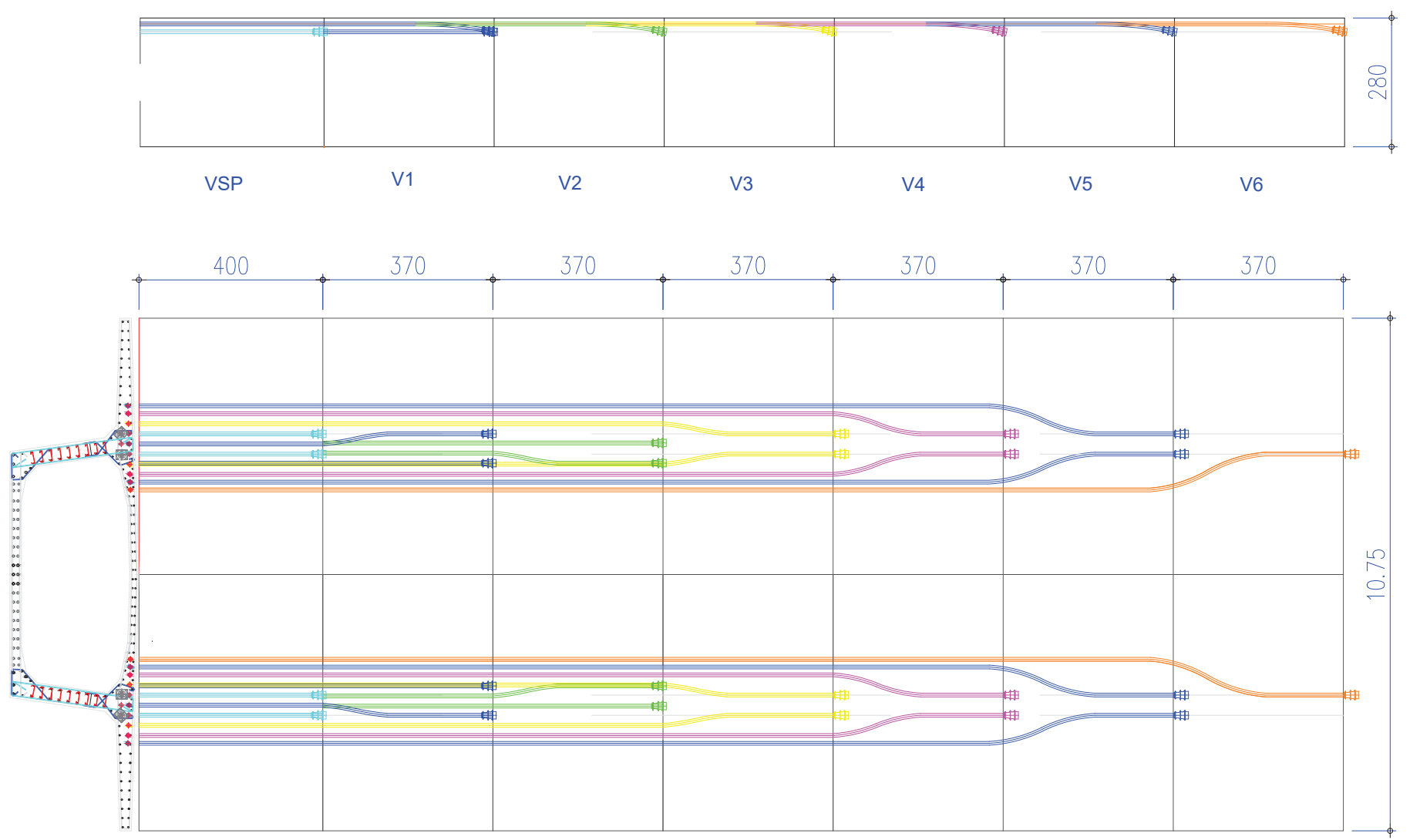
**Caractéristiques des câbles :**  
 Type de câble : 13T15s  
 Section  $A_p = 1\ 820\ \text{mm}^2$   
 Classe : 1 860 MPa  
 Module d'élasticité : 190 000 MPa  
 Dimensions plaque d'ancrage : 25x21 cm<sup>2</sup>



# conception du ferrailage transversal de voussoir



# Tracé en Plan et elevation des câbles de fléau



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : ( 023 ) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : ( 023 ) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

Nom de plan	Réalisé par	Encadré par	Année universitaire
PRECONTRAINTE DE FLÉAU	Mahmoudi Farouk Seffadj Mohamed Taha	Mohamed Dahmane Mohamed Mebarek Beloura	2022/2023

## VII.6. CABLES DE CONTINUITÉ

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles appelés aussi « câbles éclisses » sont intérieurs au béton dans la partie basse du tablier (l'hourdis inférieur) et, qui sont ancrés dans des bossages faisant saillis au-dessus de ce dernier.

Ces câbles se trouvent au droit des clavages que ce soit en rive ou en travée intermédiaire pour reprendre les moments positifs dus aux surcharges d'exploitations. Ils permettent également d'établir progressivement la continuité de l'ouvrage et le rendre ainsi hyperstatique.

### VII.6.1. NOMBRE DE CÂBLES

Suivant les mêmes démarches de détermination des câbles de fléau, on calcul la précontrainte nécessaire pour limiter les contraintes de tractions dans les fibres inférieure dues aux sollicitations maximales en service.

Les contraintes dans la section sont représentées par les formules suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e \cdot v}{I} + \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I}$$

La force de précontrainte et le nombre nécessaire de câbles sont donnés par ces formules :

$$P \geq \frac{\frac{M \cdot v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \cdot v'}{I}} \quad N \geq \frac{P}{(1 - \Delta P)P_0}$$

#### VII.6.1.1.1. Travée principale

Tableau VII-5. Nombres des câbles de travée principale

	x (m)	Section (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	v (m)	v' (m)	e (m)	M (KN.m)	P (KN)	N	Nombre de câbles retenu
Vsp	0	14.083	10.586	1.243	1.557	0.943	/	/	/	/
V1	7.7	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	4196	1944.318	0.893	2
V2	11.4	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	15506	7185.08	3.301	6
V3	15.1	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	35606	16498.9	7.581	10
V4	18.8	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	50508	23404.1	10.754	14
V5	22.5	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	60411	27992.9	12.863	14
V6	26.2	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	65359	30285.67	13.916	14
V clé	27.5	6.407	6.658	1.105	1.695	0.805	65990	30578.06	14.05113	14

VII.6.1.1.2. Travée de rive

Tableau VII-6. Nombres des câbles de travée de rive.

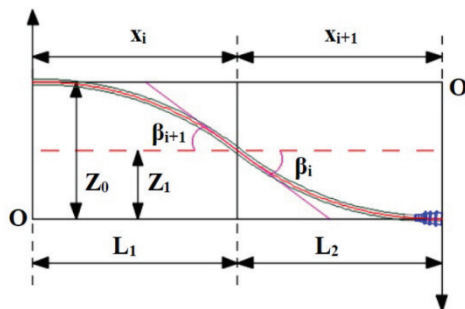
	x (m)	Section (m2)	I (m4)	v (m)	v' (m)	e (m)	M (KN.m)	P (KN)	N	Nombre de câbles retenu
Vsp	0	14.083	10.586	1.243	1.557	1.157	/	/	/	/
V1	7.7	6.407	6.658	1.105	1.695	1.295	/	/	/	/
V2	11.4	6.407	6.658	1.105	1.695	1.295	7733	3583.27	1.646	2
V3	15.1	6.407	6.658	1.105	1.695	1.295	9036	4187.05	1.924	4
V4	18.8	6.407	6.658	1.105	1.695	1.295	19822	9185.00	4.221	6
V5	22.5	6.407	6.658	1.105	1.695	1.295	27615	12796.08	5.880	6
V6	26.2	6.407	6.658	1.105	1.695	1.295	27465	12726.57	5.848	6
Clé	27.5	6.407	6.658	1.105	1.695	1.295	23045	10678.46	4.907	4
cullée	33	6.407	6.658	1.105	1.695	1.295	0.06	0.02	1.2e-5	2

VII.6.2. La disposition et trace des câbles

Les câbles de continuité vont avoir les mêmes caractéristiques de tracé et de disposition que les câbles de fléaux. Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{aligned}
 e_H &\geq 8 \text{ mm} & x, y &\geq 289 \text{ mm} \\
 e_V &\geq 8 \text{ mm} & x', y' &\geq 184 \text{ mm} \\
 c &\geq 8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

VII.6.2.1. Tracé en plan



$$\begin{aligned}
 z(x) &= z_0 + (z_1 - z_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2 \\
 R_i(x) &= \frac{x_i^2}{2(z_i - z_{i+1})} \\
 \beta_i(x) &= \arctan\left(\frac{2(z_i)}{x_i}\right)
 \end{aligned}$$

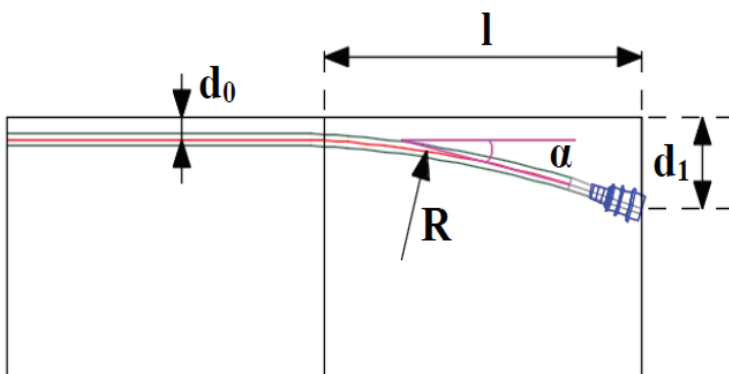
Tableau VII-7. La disposition des Câbles en Travée principale en plan

	Câbles	Z0 (m)	Z1 (m)	X0 (m)	X1 (m)	R0 (m)	R1 (m)	β0 (rad)	β1 (rad)	Équation
V4	C1	0.17	0.085	1.7	1.7	17	17	0.09967	0.09967	$0.17 - 0.0294x^2$
V4	C2	0	0	0	0	/	/	/	/	/
V3	C3	0	0	0	0	/	/	/	/	/
V3	C4	0.17	0.085	1.7	1.7	17	17	0.09967	0.09967	$0.17 - 0.0294x^2$
V2	C5	0.17	0.085	1.7	1.7	17	17	0.09967	0.09967	$0.17 - 0.0294x^2$
V2	C6	0.34	0.17	1.7	1.7	8.5	8.5	0.1974	0.1974	$0.34 - 0.0588x^2$
V1	C7	0.17	0.085	1.7	1.7	17	17	0.09967	0.09967	$0.17 - 0.0294x^2$

Tableau VII-8. La disposition des Câbles en Travée De rive en plan

	Câbles	Z0 (m)	Z1 (m)	X0 (m)	X1 (m)	R0 (m)	R1 (m)	β0 (rad)	β1 (rad)	Équation
V4	C1	0	0	0	0	/	/	/	/	/
V3	C2	0.17	0.085	1.5	1.5	13.2353	13.2353	0.11285	0.11285	$0.17 - 0.0378x^2$
V2	C3	0.17	0.085	1.5	1.5	13.2353	13.2353	0.11285	0.11285	$0.17 - 0.0378x^2$

### VII.6.2.2. Tracé en élévation



$$y = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$R(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)}$$

$$\alpha = \arctan(2(d_1 - d_0)) \cdot \frac{x}{l^2}$$

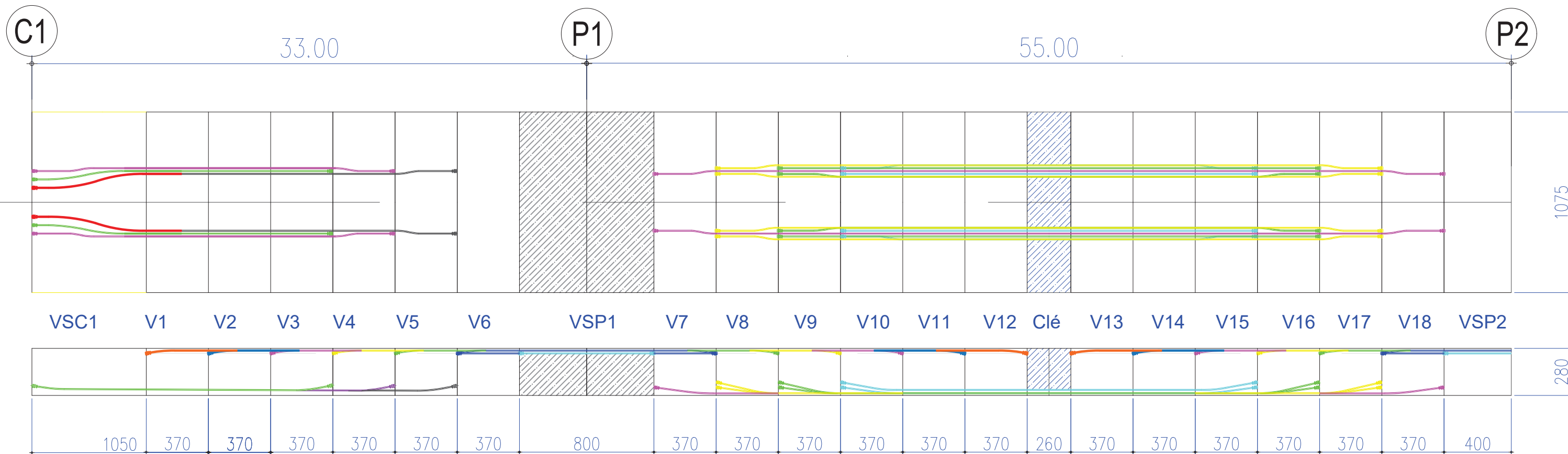
Tableau VII-9. La disposition des Câbles en Travée principale en élévation

	Câbles	L(m)	d <sub>0</sub>	d <sub>1</sub>	R(m)	α (rad)	Équation
V4	C1	2.5	0.33	0.79	6.79348	0.2975	$0.13 + 0.0736x^2$
V4	C2	2.9	0.13	0.49	11.6806	0.21518	$0.13 + 0.04281x^2$
V3	C3	2.5	0.13	0.79	4.73485	0.36899	$0.13 + 0.1056x^2$
V3	C4	2.9	0.13	0.49	11.6806	0.21518	$0.13 + 0.04281x^2$
V2	C5	2.5	0.13	0.79	4.73485	0.36899	$0.13 + 0.1056x^2$
V2	C6	2.5	0.13	0.49	8.68056	0.24961	$0.13 + 0.05762x^2$
V1	C7	2.9	0.13	0.79	6.37121	0.31809	$0.13 + 0.078482x^2$

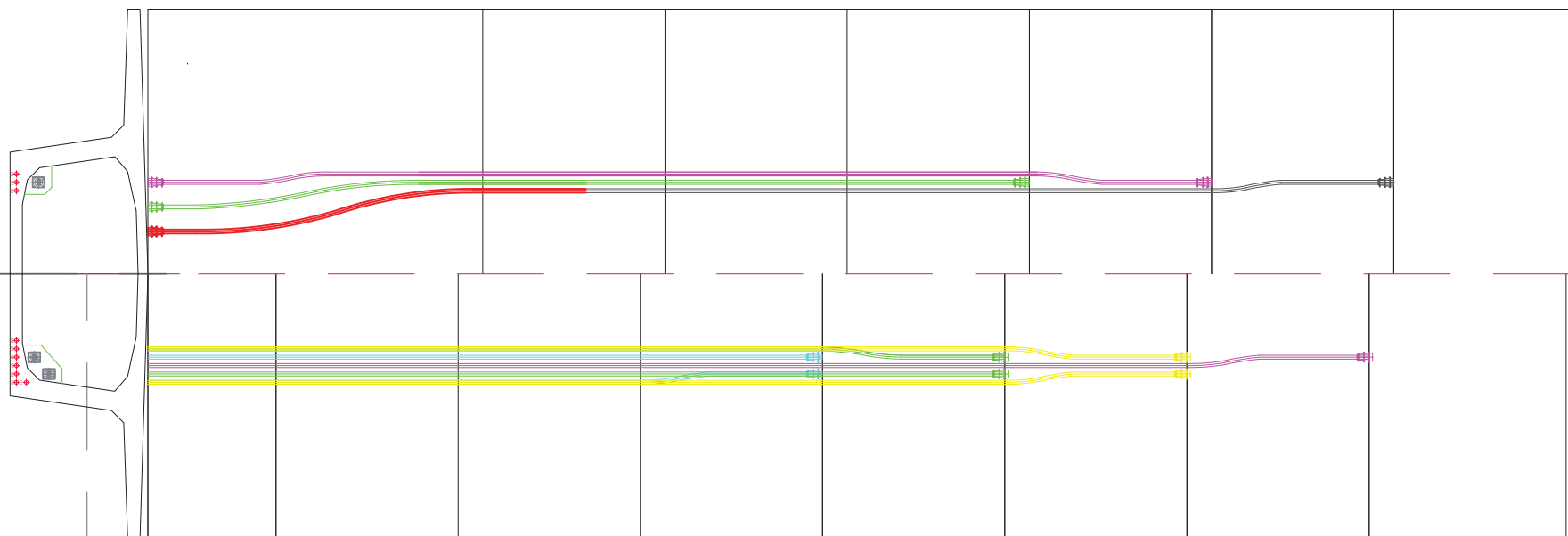
Tableau VII-10. La disposition des Câbles en Travée de rive en élévation

	Câbles	L(m)	d <sub>0</sub>	d <sub>1</sub>	R(m)	α (rad)	Équation
V4	C1	2.7	0.13	0.58	8.1	0.27141	$0.13 + 0.06173x^2$
V3	C2	2.7	0.13	0.58	8.1	0.27141	$0.13 + 0.06173x^2$
V2	C3	2.7	0.13	0.58	8.1	0.27141	$0.13 + 0.06173x^2$

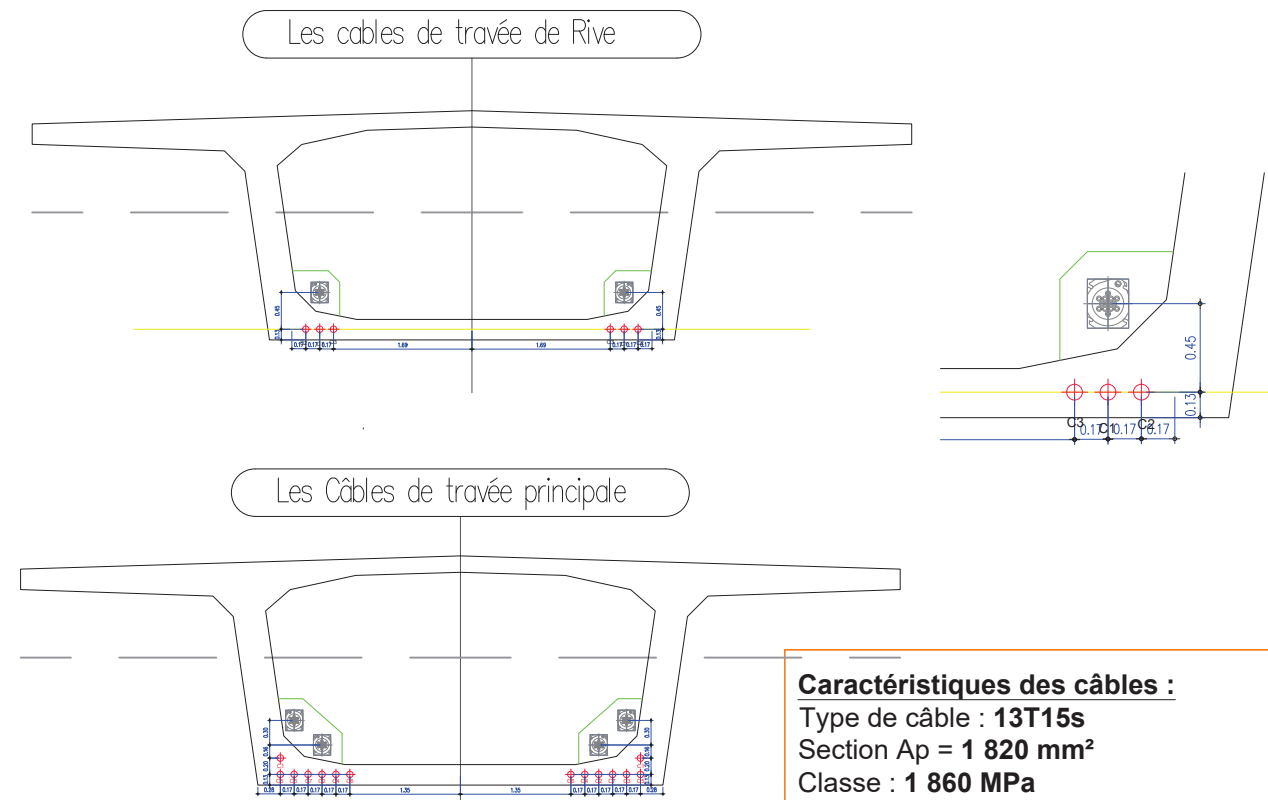
Tracé combiné des câbles de precontrainte



VSC1 V1 V2 V3 V4 V5 V6



Clé V13 V14 V15 V16 V17 V18 VSP2



**Caractéristiques des câbles :**  
 Type de câble : 13T15s  
 Section  $A_p = 1\ 820\ \text{mm}^2$   
 Classe : 1 860 MPa  
 Module d'élasticité : 190 000 MPa  
 Dimensions plaque d'ancrage : 25x21 cm<sup>2</sup>

## VII.7. LES PERTES DE PRÉCONTRAINTE

L'effet de la précontrainte appliquées à une structure est variable selon les diverses sections et en fonction du temps. Ces variations qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont appelées pertes de précontrainte. (Pertes de charge)

On les classe en deux familles :

Les pertes instantanées : qui se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. Elles sont dues à :

- Frottement du câble dans sa gaine.
- Tassement des organes d'ancrage (ou recul d'ancrage).
- Non simultanément des mises en tension des différents câbles (raccourcissement du béton).

Les pertes différées : qui se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure a été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :

- Retrait et fluage du béton.
- Relaxation des aciers.

### VII.7.1. LES PERTES INSTANTANÉES

#### VII.7.1.1. Perte par frottement du câble dans la gaine

Elle se produit par frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension de celui-ci dans les zones où il y'a contact entre ces éléments c.à.d. dans les parties courbes et aux points où le tracé présente des irrégularités. On doit aussi tenir compte des déviations parasites, dans les zones où la gaine est rectiligne,

il n'y a, en théorie, aucun contact entre le câble et sa gaine, donc aucun frottement.

En pratique, une gaine n'est jamais rigoureusement droite, elle présente des festonnages

plus ou moins marqués selon la qualité de l'exécution. La perte par frottement est donnée par la formule suivante :

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

$\sigma_{p0}$  : tension à l'origine,  $\sigma_{p0} = 1488$  MPa

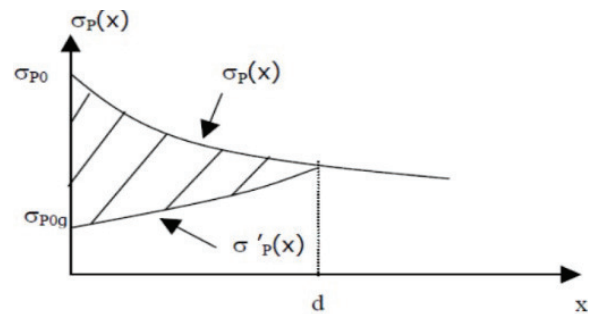
f : Coefficient de frottement de courbure, dans notre cas  $f = 0,2$  rd-1.

$\varphi$  : Coefficient de frottement droit, dans notre cas  $\varphi = 0,003$ m<sup>-1</sup>.

$\beta$ : La variation angulaire du câble à l'abscisse x. Elle est égale aux déviations dans deux plans perpendiculaires.

### VII.7.1.2. Pertes par recul d'ancrage

Après mise en tension on vient bloquer les ancrages. Le jeu existant dans l'ancrage permet un léger glissement avant blocage définitif. Ce léger glissement est la déformation propre des pièces d'ancrage, lorsque l'effort appliqué par le vérin leur est transféré entraînant un raccourcissement du câble donc une perte de tension. Le déplacement  $g$  du câble vers l'intérieur de la gaine est gêné par les forces de frottement avec celle-ci. A une distance  $d$ , la somme des efforts de frottement équilibre la perte de tension due au glissement du câble et il n'y a plus de déplacement de l'armature par rapport à sa gaine. Le tassement d'ancrage ne produit pas de perte de tension au-delà de la section située à l'abscisse  $d$ .



Les pertes par recul d'ancrage s'expriment par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_g = 2 \cdot \sigma_{p0} \cdot k(d - x)$$

$$k = f \cdot \frac{\beta}{l} + \varphi$$

$$d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} k}}$$

$E_p$  : Module d'élasticité du câble de précontrainte 190000 Mpa

$g$  : Glissement d'ancrage  $g = 0.002$

$d$  : Distance sur laquelle se produit le recul d'ancrage, si  $x \geq d$  la perte est nulle.

### VII.7.1.3. Pertes par déformations instantanées du béton

Lorsque dans un élément plusieurs armatures sont tendues successivement, le raccourcissement instantané du béton s'effectue au fur et à mesure de la tension des différentes armatures, et la mise en tension de la  $i$ ème armature provoque un raccourcissement du béton au droit des  $(i-1)$ ème armatures tendues et par conséquent une diminution de leur force de traction.

La valeur moyenne des pertes dues à la non simultanée de la mise en tension par câble s'exprime par la formule suivante:

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{n-1}{2 \cdot n} E_p \cdot \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

$n$  : Nombre de câbles. En pratique  $\frac{n-1}{n}$  est souvent remplacé par 1 selon BPEL91.

$E_{bi}$  : module de déformation instantané du béton.

$\sigma_b$  : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des  $n$  câbles.

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{M \cdot e}{I}$$

## VII.7.2. PERTES DIFFÉRÉES

### VII.7.2.1. Perte de tension due au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton. Si  $t_0$  est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :

$$\varepsilon r (1 - r (t_0))$$

Avec :

$\varepsilon r$  : Retrait final du béton,  $\varepsilon r = 2.10$  pour un climat humide comme celui de notre ouvrage.

$r (t)$  : Loi d'évaluation du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait est donc :

$$\Delta\sigma_r (t) = E_p \varepsilon r (1 - r (t_0))$$

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

$$\Delta\sigma_r (t) = E_p \varepsilon r.$$

$$\Delta\sigma_r (t) = 2.10^{-4} \times 1.9.10^5 = 38 \text{ MPa}$$

### VII.7.2.2. Perte de tension due au fluage de béton

Le fluage dans le béton est une déformation qui résulte de l'application d'une contrainte constante. A la différence du retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe pendant la durée d'application de ce dernier, et le fluage du béton entraîne- tout comme le retrait- une diminution progressive de la tension dans les armatures de précontrainte. La perte due au fluage s'exprime par la formule :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_M + \sigma_b) \cdot \frac{E_p}{E_{bj}}$$

- $M$  : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen.
- $b$  : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen. D'après les règlements B.P.E.L., on estime que  $\sigma_M \geq 1.5 \sigma_b$  La formule devient :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\sigma_b \cdot \frac{E_p}{E_{bj}}$$

### VII.7.2.3. Perte de tension par relaxation d'acier

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement. Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimé par  $\rho_{1000} = 2,5\%$  pour des aciers T.B.R. (Très Basse Relaxation).

La perte de tension finale d'une armature du la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100} \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \sigma_{pi}$$

Avec  $\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$

$\sigma_{pi}$  : La contrainte dans le câble après pertes instantanée.

### VII.7.3. Détermination des pertes totales

La somme des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{frott} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{racc}$$

La perte de tension par relaxation de l'acier diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Il en a été tenu compte forfaitairement dans cette relation en minorant par 5/6 la valeur de la relaxation finale de l'acier.

La somme des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax}$$

Les pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_{diff}$$

On résume le Calculer des pertes de la précontraintes dans le tableaux suivants :

Tableau VII-11. Les Pertes Totale								
	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
$\Delta\sigma_{frott}$ (%)	12.030	10.968	11.097	11.112	10.588	9.011	5.229	0.000
$\Delta\sigma_g$ (%)	2.396	4.377	5.321	5.748	5.489	4.282	5.776	6.759
$\Delta\sigma_{racc}$ (%)	0.231	0.822	0.788	0.770	0.717	0.623	0.436	0.170
<b>Pertes instantanées <math>\Delta\sigma_i</math> (%)</b>	<b>14.657</b>	<b>16.167</b>	<b>17.206</b>	<b>17.630</b>	<b>16.794</b>	<b>13.915</b>	<b>11.441</b>	<b>6.929</b>
$\Delta\sigma_{ret}$ (%)	2.554	2.554	2.554	2.554	2.554	2.554	2.554	2.554
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	0.174	0.711	0.692	0.691	0.657	0.581	0.412	0.163
$\Delta\sigma_{relax}$ (%)	3.236	3.026	2.886	2.829	2.941	3.340	3.699	4.392
<b>Pertes différées <math>\Delta\sigma_{diff}</math> (%)</b>	<b>5.424</b>	<b>5.787</b>	<b>5.650</b>	<b>5.603</b>	<b>5.662</b>	<b>5.919</b>	<b>6.049</b>	<b>6.377</b>
<b>Pertes totales (%)</b>	<b>20.081</b>	<b>21.954</b>	<b>22.857</b>	<b>23.233</b>	<b>22.456</b>	<b>19.834</b>	<b>17.489</b>	<b>13.306</b>

### VII.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

L'application de la précontrainte engendre l'apparition de contraintes normales en fibres supérieures et inférieures qui doivent être vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles fixés par le règlement BPEL. Pour la classe II, les contraintes admissibles de compression et de traction sont :

$$f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{cj} = 24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bt} = -0.7f_{tj} = -2.1 \text{ Mpa} \quad \text{en zone d'enrobage}$$

$$\sigma_{bt} = -1.5f_{tj} = -4.5 \text{ Mpa} \quad \text{hors zone d'enrobage}$$

Les contraintes agissant sur la section s'expriment par la formule :

$$\sigma_{sup} = \frac{P_f + P_c}{S} + \frac{P_f \cdot e_f \cdot v}{I} - \frac{P_c \cdot e_c \cdot v}{I} + \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P_f + P_c}{S} - \frac{P_f \cdot e_f \cdot v'}{I} + \frac{P_c \cdot e_c \cdot v'}{I} + \frac{M \cdot v'}{I}$$

- $P_{f,ef}$  : La force et l'excentricité de la précontrainte de fléau.
- $P_{c,ec}$  : La force et l'excentricité de la précontrainte de continuité.

Les contraintes doivent être vérifiées dans toutes les sections critiques du pont à vide et en service.

Les résultats sont présentés sous forme de tableau dans l'annexe.

Toutes les contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles.

### VII.9. STABILISATION DU FLEAU AVEC CLOUAGE PAR PRECONTRAINTÉ :

En cours de construction, le tablier se présente sous forme de deux console égales qui constitue un fléau dont l'équilibre statique pose un problème spécifique à ce type de construction, pour cela on prévoit un encastrement provisoire du fléau.

On va utiliser la méthode de clouage par précontrainte verticale car elle est la plus économique pour des travées dont la portée est inférieure à 120 mètres, elle consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis.

La précontrainte de clouage est calculé juste pour les flau sue p1 et P3, car le fléau cntral (sur p2) est déjà encastéré avec la pile

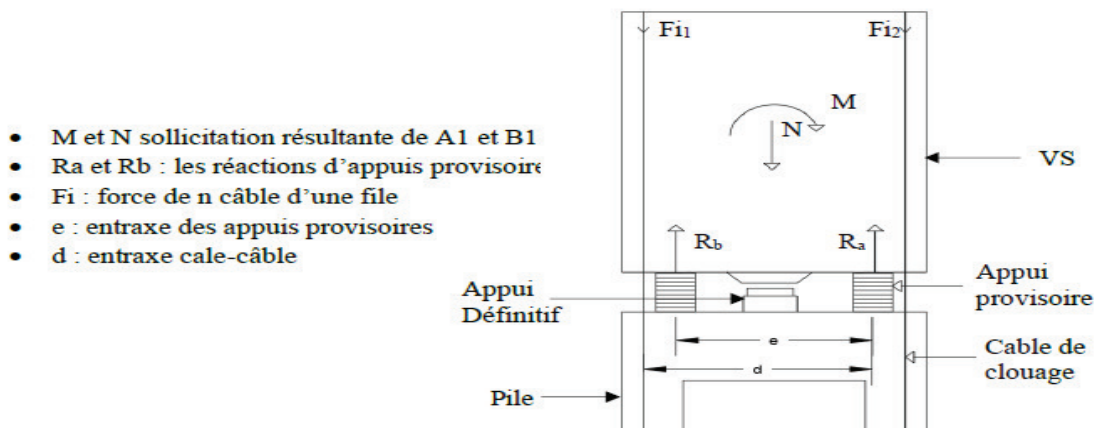


Figure VII- 3. Schéma descriptif de clouage

### VII.9.1. Calcul nombre de câbles :

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts M/N de chaque Combinaison A et B :

- Si  $M/N < e/2$  le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires.
- Si  $M/N > E/2$  les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour Calculer le nombre n de câbles à disposer.  
L'aménagement de la tête de pile donne  
 $e = 4 \text{ m. } d = 4.4 \text{ m.}$

#### Vérification :

on a pour toutes les combinaisons une

Excentricité de la résultante des efforts :  $M/N > E/2$ , donc il y a un risque de basculement et il est nécessaire de poser des câbles de clouage. On distingue 2 cas :

#### VII.9.1.1. Situation temporaire de construction (combinaisons A) :

Le fléau ne doit pas décoller. Le précontraint doit compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N. Le nombre de câbles « n » est donné par :

$$n \times s = \frac{\left(\frac{M}{E} - \frac{N}{2}\right)}{((1 - \Delta P) \times \sigma_{p0})}$$

- $\Delta P$  : est la perte de tension estimée.  $\Delta P = 25 \%$ .
- $\sigma_{p0}$  : est la contrainte à l'origine.  $\sigma_{p0} = \text{Min}(0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = 1\,488 \text{ MPa.}$
- $f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa}$  et  $f_{peg} = 1\,674 \text{ MPa}$  : limites de rupture et élastique.
- $S$  : section d'un câble 15T15.  $s = 0.00225 \text{ m}^2$ .

#### VII.9.1.2. Situation accidentelle (combinaisons B) :

Le voussoir de pile sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, reste en équilibre par surtension  $F_{i2}$  des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression  $R_b$  des cales de l'autre file d'appui. Le nombre des câbles est donné par :

$$n \times s = \left( \frac{N \times E}{2} - M \right) \times \frac{D}{K}$$

$$K = (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times (2D - E) \times (D - E) + \frac{f_{prg}}{\gamma_P} \times (D^2 + (D - E)^2)$$

$\gamma_P = 1.00$  pour les combinaisons accidentals

Tableau VII.12 : Calcul de nombre de câbles de clouage.

Comb	M(MN.m)	N (MN)	M / N (m)	E / 2 (m)	n × s (mm <sup>2</sup> )	n × s (mm <sup>2</sup> )
A1	90.4640	11.6888	7.7394	2	8135.6294	3.62
A2	79.2408	9.9530	7.9615	2	7195.586	3.19
B1	84.7154	9.7069	8.7274	2	7919.185	3.52
B2	84.9863	8.4601	10.0455	2	8254.440	3.67

Donc on prend **n = 4 câbles** par file de cales (total de 8 15T15s)

### VII.9.1.3. Calcul de la surface des cales

En supposant qu'on a deux cales de dimensions « a × b » par ligne d'appui, alors la surface des cales est donnée par la formule suivante :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{Rb}{f_{bu}} ; f_{bu} = 0.85 \times f_{cf} \theta \times b ;$$

$$f_{cf} = f_{c28} + 2 \times \rho t \times f_e$$

- $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$ .
- $\rho t$  : est le pourcentage de frettes.  $\rho t = 2\%$ .
- $f_{cf}$  : est la résistance en compression de béton fretté.  $f_{cf} = f_{c28} + 20 = 60 \text{ MPa}$ .

Tableau VII.13 : les valeurs de  $f_{bu}$ .

Combinaisons	$\theta$	$\gamma_b$	$f_{bu}$
Temporaires A	1.00	1.5	34.000
Accidentelles B	0.85	1.15	52.174

Pour le calcul de  $R_b$ , on distingue deux cas :

#### VII.9.1.3.1. Situation temporaire de construction (Combinaisons A) :

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{E} + F_i$$

$$F_i = n \times (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times s = 10.044 \text{ MPa}$$

#### VII.9.1.3.2. Situation accidentelle (Combinaisons B) :

Pour vérifier s'il y a bien un soulèvement de la cale, on doit calculer  $R_a$  :

Si  $R_a > 0 \rightarrow$  il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de  $R_b$  se fait comme Précédemment.

Si  $R_a < 0 \rightarrow$  alors  $R_b = E \times (F_i \times K_4 + N \times K_3 / (2 \times E) + M) / K_1$

Avec :

$K_1 = D^2 + (D - E)^2 = 19.52 \text{ m}^2.$

$K_3 = 2 K_1 - E^2 = 23.04 \text{ m}^2.$

$K_2 = D^3 + E \times (2 D - E) \times (D - E) = 92.864 \text{ m}^3.$

$K_4 = (2 D - E) \times K_2 / (E \times D^2) = 1.428 \text{ m}^2.$

Les résultats sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.14 : Calcul de dimensions de cales.

Combinaisons	Ra (MN)	Ra (MN)	S(m <sup>2</sup> )	S /2 (m <sup>2</sup> )	a (m)	B(m)
A1	-6.728	49.279	2.453	1.226	0.8	1.53
A2	-4.7897	42.852	2.13	1.065	0.8	1.33
B1	-6.281	43.437	2.16	1.080	0.8	1.30
B2	-6.972	40.478	2.01	1.005	0.8	1.26

Les dimensions retenues sont **1.6x0.8 m**

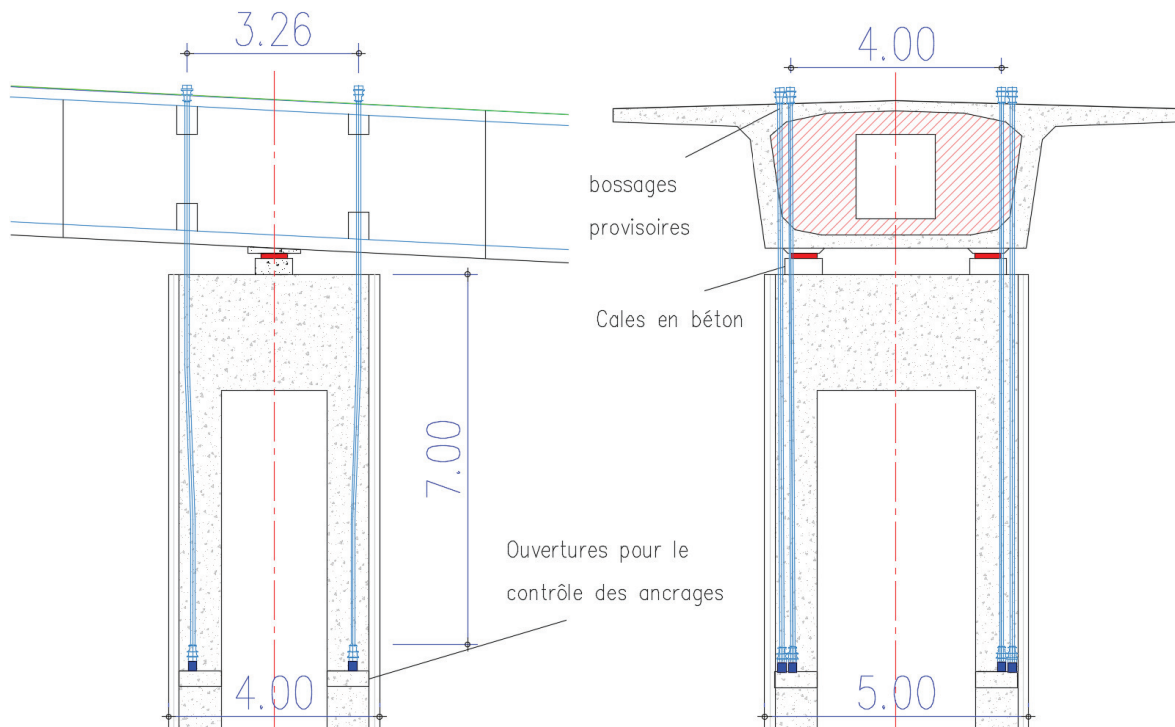
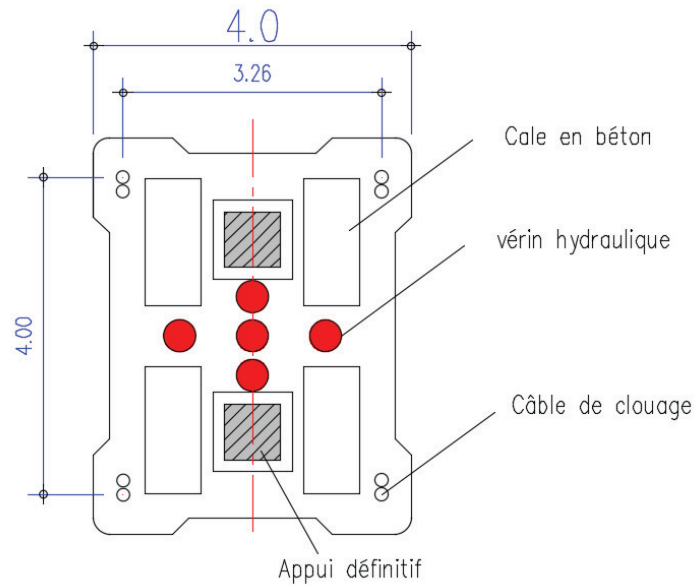


Figure VII- 4. Tracé des câbles de clouage



**Figure VII- 5. Aménagement des têtes des piles en phase de construction**

### VII.10. CONCLUSION

La précontrainte est un élément fondamental dans la superstructure d'un pont qui doit être calculé avec une grande précision afin d'éviter le dépassement des contraintes dans toutes sections du tablier. A travers ce chapitre, nous avons pu établir un dimensionnement de câblage de précontrainte qui satisfait les conditions de résistance et les règles constructives.

## CHAPITRE VIII

# ETUDE TRANSVERSALE

### VIII.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis...). Pour ce faire, il y a lieu d'appréhender les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

Dans un ouvrage de hauteur constante, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante consiste à étudier la flexion du caisson sur une longueur limitée de l'ouvrage, mais suffisante pour tenir compte correctement de la zone d'influence des charges concentrées.

### VIII.2.MODÉLISATION DE LA SECTION TRANSVERSALE

La modélisation est effectuée par le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) et appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme.

Pour chaque voussoir, on prendra une longueur unitaire égale à 1m. Les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de Poids et d'inertie.

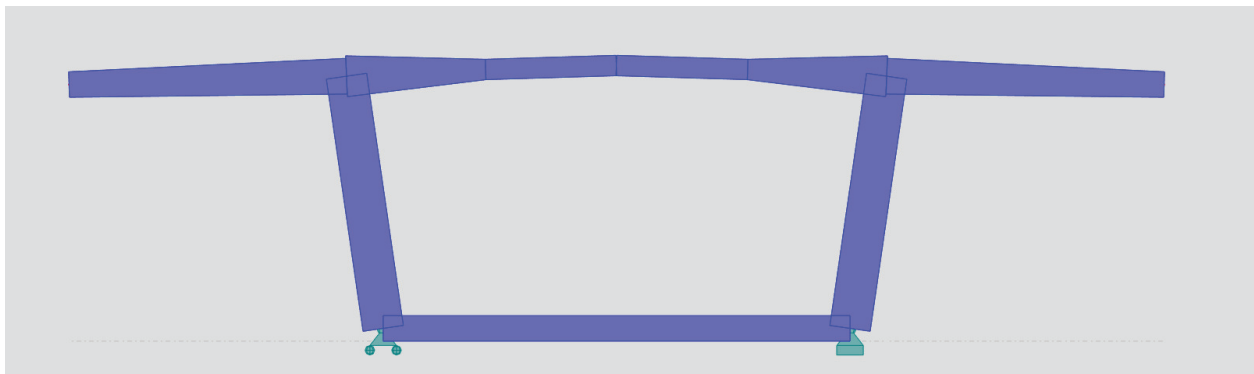


Figure VIII-1. Coupe sur la section idéalisée

### VIII.3.LES COMBINAISONS DE CALCUL

Pour la justification des sections transversales, on a pris les mêmes combinaisons de calcul qu'à l'étude longitudinale, et pour l'évaluation des efforts on a pris des combinaisons à l'état limite ultime ainsi qu'à limite de service. Ces combinaisons sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VIII-1. Les combinaisons de calcul		
La combinaison	ELS	ELU
Combi 1	$G + 1.2 (A + St)$	$1,35 G + 1,6 (A + St)$
Combi 2	$G + 1.2 (Bc + St)$	$1.35 G + 1.6 (Bc + St)$
Combi 3	$G + 1.2 (BT + St)$	$1.35 G + 1.6 (BT + St)$
Combi 4	$G + Mc 120$	$13.5 G + 1.35 Mc 120$
Combi 5	$G + D 240$	$13.5 G + 1.35 D240$

VIII.4. Les résultats :

Les résultats obtenus après l'analyse du modèle sont représentés ci-dessous par des diagrammes de l'effort tranchant et de moment de flexion. Les valeurs prises pour le calcul de ferrailage de la section transversale sont qui représente les valeurs maximales en ELS et en ELU, précisant que le moment est exprimé en KN.m et l'effort normale en KN.

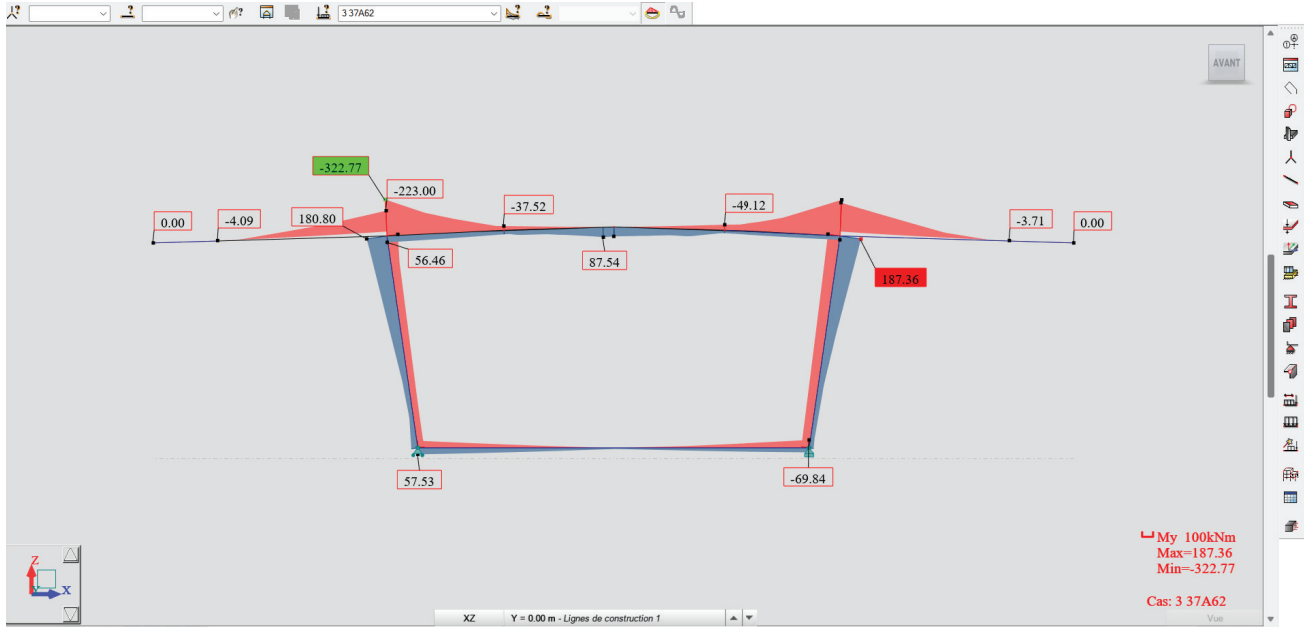


Figure VIII-2. Le moment maximum à ELS

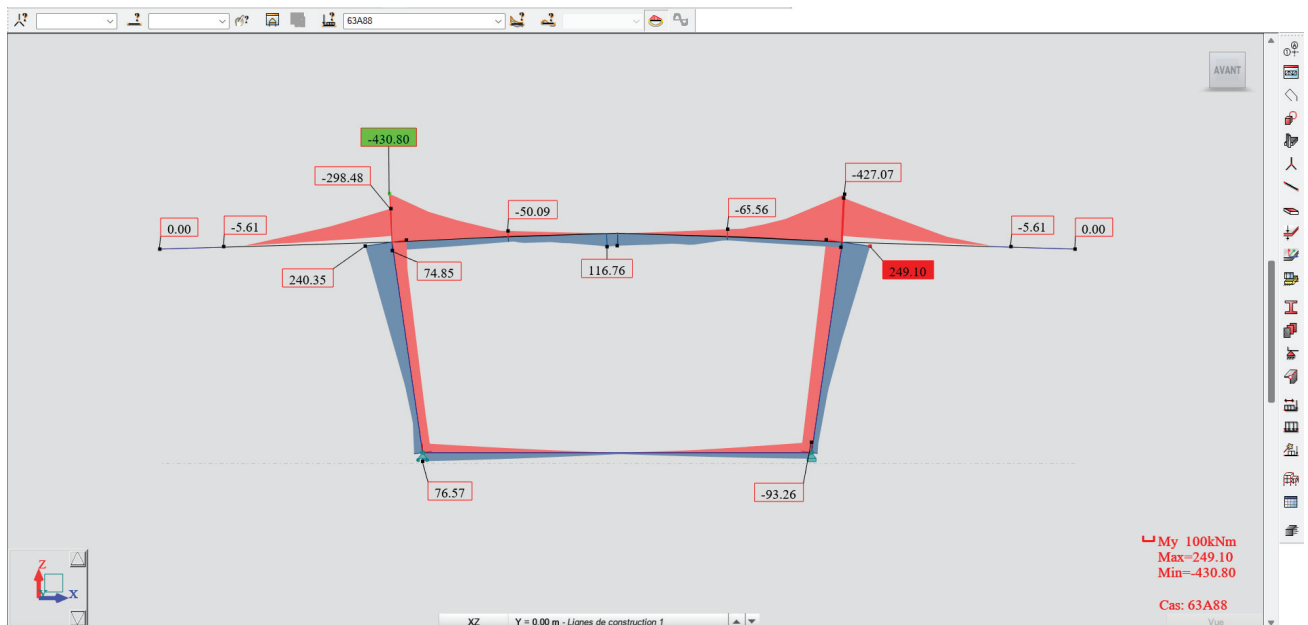


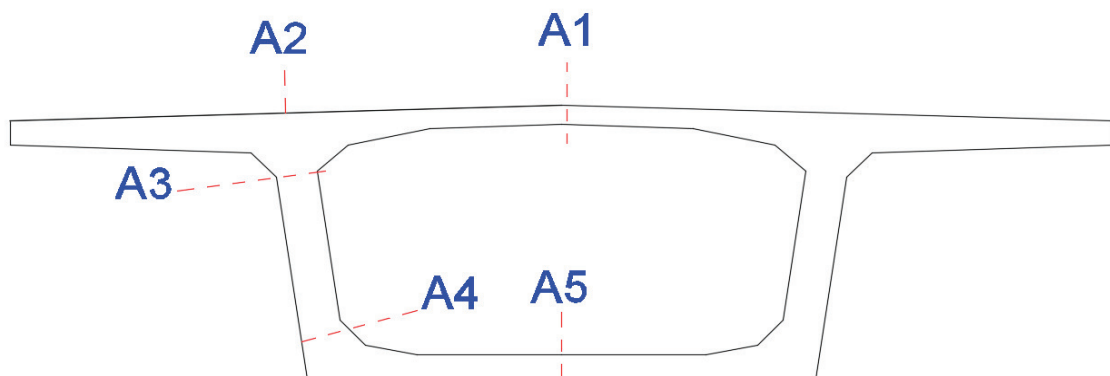
Figure VIII-3. Le moment maximum à ELU



Figure VIII-4. L'effort normale de l'âme à ELS



Figure VIII-5. L'effort normale de l'âme à ELU



	SECTION	M <sub>ult</sub> (KN.m)	M <sub>ser</sub>	N <sub>ult</sub> (KN)	N <sub>ser</sub> (KN)
Hourdis supérieure	A1	116.76	87.54		
	A2	-430.80	-322.77		
L'AME	A3	240.35	187.36	631.58	472.57
	A4	-93.26	-69.84		
Hourdis inférieur	A5 <sub>SUP</sub>	-93.26	-69.84		
	A5 <sub>INF</sub>	13.69	10.17		

### VIII.5. Ferrailages des différents éléments des voussoirs

Le ferrailage du hourdis supérieur est calculé en considérant une dalle en flexion simple, ainsi que le hourdis inférieur et l'encorbellement qui se calculent de la même façon. Tandis que le ferrailage des âmes est calculé en admettant qu'elle est soumise à une flexion composée.

### VIII.6. Exemple de calcul de ferrailage du hourdis supérieur

Pour déterminer la section d'acier nécessaire, on doit satisfaire 2 critères:

- ❖ L'état limite de service en travaillant sur une section d'un mètre linéaire, et en considérant que les fissures sont préjudiciables :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s}$$

Sachant que :

On calcule le ferrailage par une mètre linéaire .

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$h = 0.55 \text{ m.}$$

$$c = c' = 0.04 \text{ m.}$$

$$M_{ELS}(\text{sup}) = - 322.77 \text{ KN.m.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa,}$$

$$f_{t28} = 3 \text{ MPa.}$$

$$d = 0.9 * 0.5 = 0.495 \text{ m.}$$

$$X = \frac{(15 \times \bar{\sigma}_{bc})}{(15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st})} \times d = 0.29 \text{ m.}$$

$$Z = 0.3247 \text{ m.}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 1.39 \text{ MN.m}$$

$$M_1 \geq M_{ser} \text{ (sup)}$$

**Section Sans armatures comprimées (S.S.A.C)**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = 28.5 \text{ cm}^2 .$$

La condition de non-fragilité est donnée par la formule suivante :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 2.459 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \rightarrow \quad \text{La condition de non-fragilité (CNF) est vérifiée.}$$

Ferrailage longitudinal:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3} = 12.1 \text{ cm}^2.$$

Nappe inférieure :

$$h = 0.2 \text{ m; } M_{ser} = 87.54 \text{ KN.m} < M_1 = 184.48 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Section (S.S.A.C)}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = 26.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 2.48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$\rightarrow$  La condition de non-fragilité (CNF) est vérifiée

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3} = 8.734 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$  La condition de non-fragilité (CNF) est vérifiée

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferrailage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats données dans les **tableaux VIII-3**

Elément	NAPPE	H	TRANVERSAL			LONGITUDINALE		
			As (cm <sup>2</sup> )	Ø	e (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Ø	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	55	28.5	6 HA 25	17	9.5	5 HA 16	20
	Inf	20	26.2	6 HA 25	17	9.5	5 HA 16	20
ÂME	Interne	40	5.6	6 HA 14	17	6	5 HA 14	20
	Externe	40	14.4	6 HA 20	17	6	5 HA 14	20
Hourdis inférieur	Sup	25	15.2	6 HA 20	17	9	5 HA 25	20
	Inf	25	3.3	6 HA 12	17	3.3	5 HA 25	20

**NB** : les armatures longitudinales au niveau de l'hourdis inférieur sont les armatures des zones tendues (flexion longitudinale)

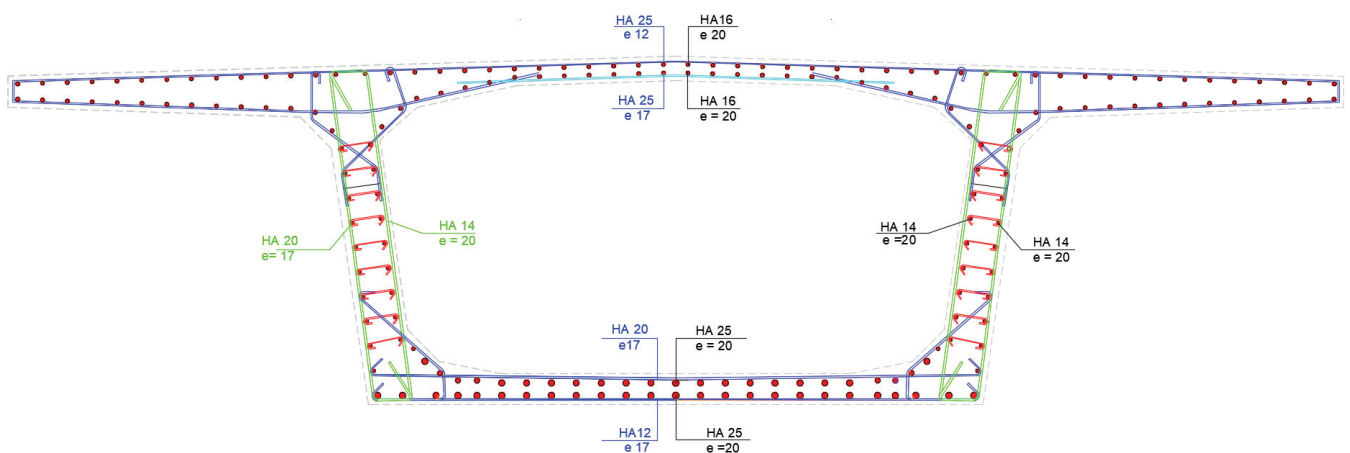


Figure VIII-6. Ferrailage du voussoir

**NB** : le ferrailage transversal des goussets supérieurs s'étale jusqu'à la nappe supérieure pour renforcer cette zone vis-à-vis les efforts locaux exercés par l'équipage mobile en phase de construction.

### VIII.7.CONCLUSION

Par ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifié l'armatures passif dans chaque élément de la section du tablier. Et la modélisation par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS nous a permis de déterminer les efforts et les combinaisons les plus défavorables pour la section.

## CHAPITRE IX

# ETUDE SISMIQUE

## IX.1. INTRODUCTION

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

## IX.2. LES CARACTERISTIQUES SISMIQUES

L'effort sismique en fonction de l'accélération de zone. Donc, un spectre de réponse horizontal et un spectre de réponse vertical sont utilisés pour l'estimation la réponse maximale de l'ouvrage.

- Le pont est classé selon l'importance en **groupe 1** (pont stratégique)
- l'ouvrage se trouve dans une **zone sismique IIa** (sismicité moyenne)
- le coefficient d'accélération de zone **A = 0.25**.
- le sol est de catégorie **S1** (site rocheux).
- le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé) 5%.
- le module de cisaillement d'élastomère en cas sismique : **G = 1.2MPa**.

## IX.3. LA METHODE UTILISEE POUR ESTIMATION DE L'EFFORT SISMIQUE

L'analyse monomodale est une méthode approchée qui considère que le mode fondamental pour le calcul des efforts sismiques, elle est applicable aux ponts qui satisfont ces conditions :

- La masse modale est supérieure à 70% de la masse totale de la structure.
- Le biais (angle entre l'axe du tablier et l'axe des appuis) est supérieur à 70 grades.
- La courbure (angle balayé en plan par la tangent à l'axe) est inférieure à 30 grades.
- la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes.

Dans notre cas la première condition n'est pas vérifiée donc la méthode monomodale n'est pas applicable, on doit passer à l'analyse par **la méthode de spectre de réponse**.

L'analyse par le spectre de réponse (analyse dynamique linéaire) est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales. L'effet de l'action sismique est déterminé à partir d'un modèle 3D sur logicielle ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. Pour cela on réutilisera le model longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis.

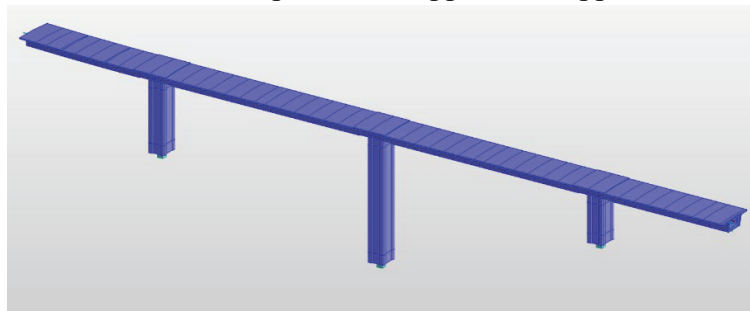


Figure IX-1. Modèle de calcul multimodal.

IX.4. Les spectres de réponse

Pour l'évaluation des efforts sismique dans les trois directions ainsi que les périodes propres. On considère pour le calcul la masse du tablier, des piles et équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour l'analyse sont montrés dans les deux figures :

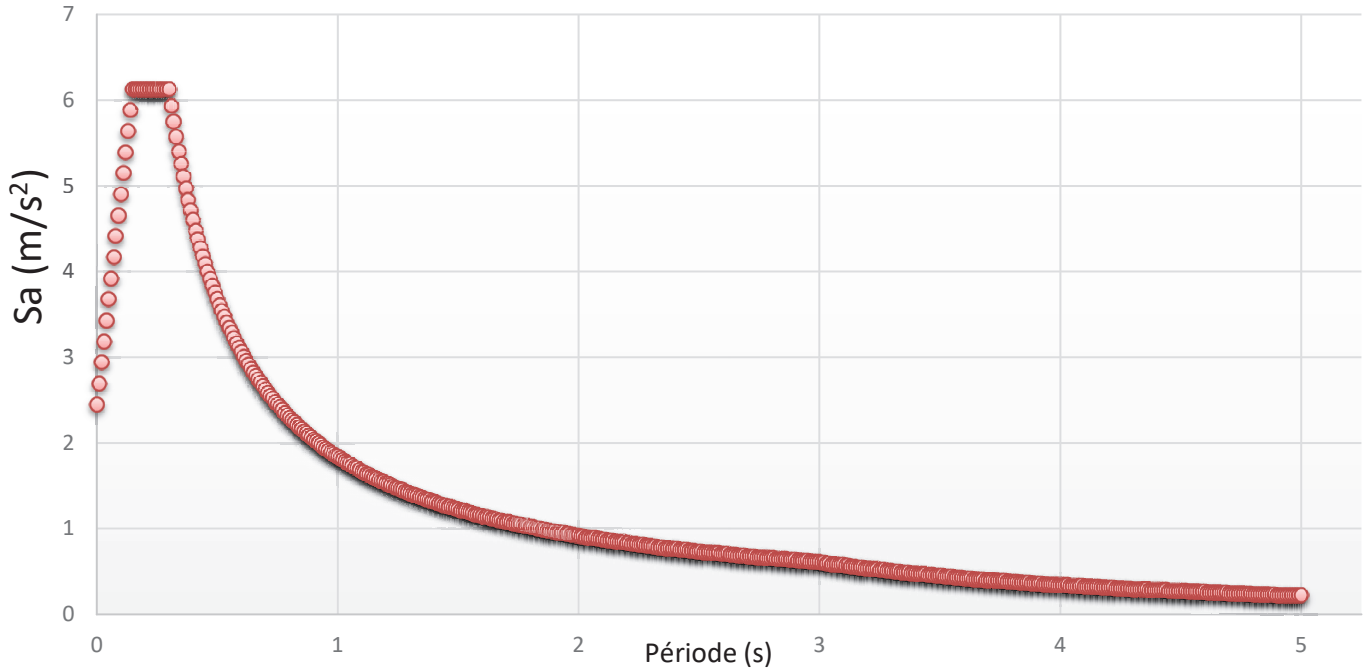


Figure IX-2.Spectre de réponse horizontale.

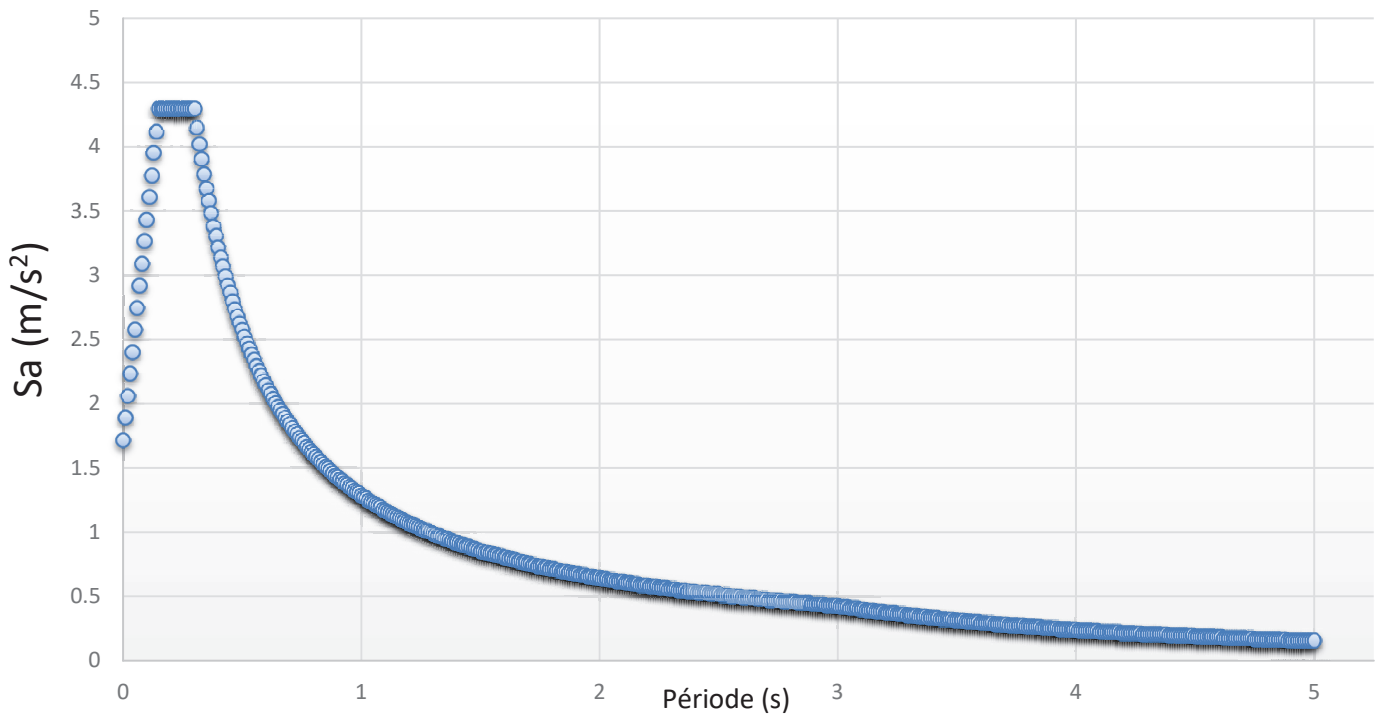


Figure IX-3.Spectre de réponse verticale.

### IX.5. Les modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives  $\Sigma(M_i)$  atteint au moins 90% de la masse totale du pont MT.

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous :

Mode	Période [sec]	Participation de la masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	1.23	0	60.96	0	0	60.96	0
2	0.93	75.66	0	0	75.66	60.96	0
3	0.62	0	12.24	0	75.66	73.2	0
4	0.32	0	0	0	75.66	73.2	0
5	0.29	0	1.38	0	75.66	74.58	0
6	0.29	0	0.04	0	75.66	74.62	0
7	0.18	0	0.42	0	75.66	75.04	0
8	0.12	5.57	0	0	81.23	75.04	0
9	0.11	0	0	0	81.23	75.04	0
10	0.1	0.01	0	0	81.24	75.04	0
...	...	...	...	...	...	...	...
51	0.01	0	1.71	0	92.06	90.25	0

**N.B :** Le reste des modes est donnée en Annexe B

### IX.6. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUES

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_2 = \pm E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_3 = \pm E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

$E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

### IX.7. EFFORTS ET DEPLACEMENTS SISMIQUES

Les résultats des efforts sismiques sont donnés par le logiciel sous la combinaison :

$$G+E+0.4\Delta T+D+\Psi Q$$

Dans notre cas, le coefficient de combinaison ( $\Psi$ ) est pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

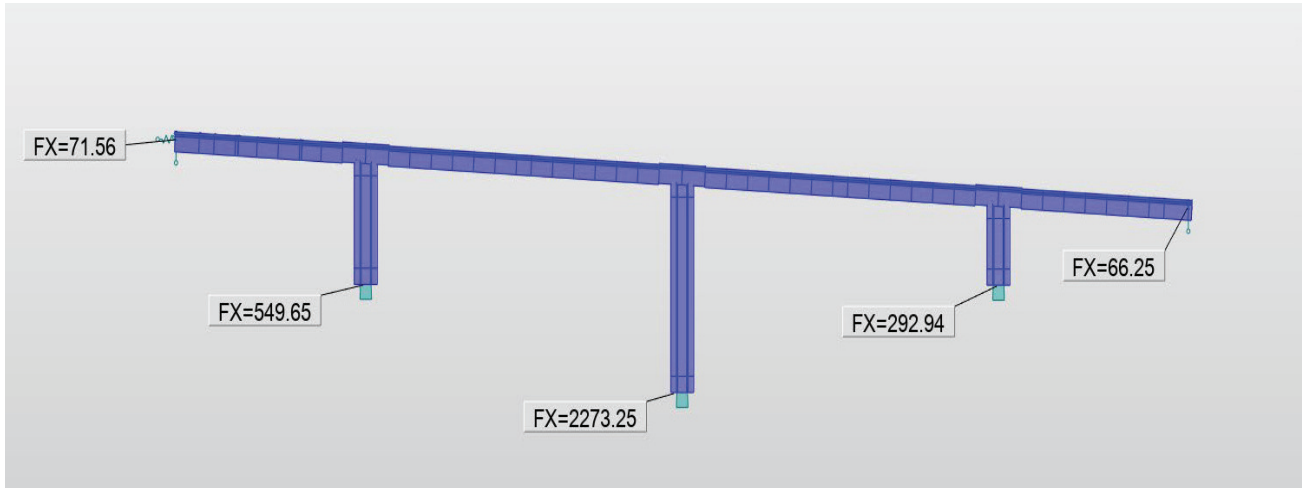


Figure IX-4.LA Réaction horizontale sur chaque appui.



Figure IX-5.La réaction verticale sur chaque appui.

Réaction	Culée 1	PILE 1	PILE 2	PILE 3	Culée 2
FZ (MN)	2.029	17.012	21.903	15.205	2.119
FY (MN)	0.429	1.638	4.219	0.950	0.423
FX (MN)	0.07	0.550	2.273	0.293	0.06
MX (MN.m)	0	22.642	113.132	9.591	0
MY (MN.m)	0	7.142	44.182	2.729	0
MZ (MN.m)	0	0	1.187	0	0

### IX.8. Conclusion

On a vu à travers ce chapitre le comportement du pont face aux sollicitations dynamique à l'aide d'une model numérique avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. On a pu évaluer ces efforts qui ont un rôle essentielle dans la vérification de la stabilité des éléments de la structure.

## CHAPITRE X

# EQUIPEMENTS DU PONT

## X.1.INTRODUCTION

Les appareils d'appui sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts verticaux et horizontaux .Ils jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

## X.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui en élastomère fretté AAEF représentent plus de 90% des appareils d'appui utilisés sur les ponts. Ce choix est dû aux certains avantages de type d'appareils :

- Descente de charge
- Déplacements horizontaux et rotation libre.
- Durabilité, coût, son environnement et ses dispositions constructives.

### X.2.1. Choix du type d'appareil d'appui

Pour l'ouvrage mis en étude nous allons opter pour des appareils d'appui en élastomère fretté suite à leur constitution sous forme de feuillets d'élastomère (du néoprène en général) empilée avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Le type d'appareils d'appui préalablement choisi, est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

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

### X.2.2. Evaluation des efforts appliqués aux appareils d'appuis

Les réactions appliquées sont calculées à l'ELU

Tableau X-1. Les réactions extrêmes		
Élément	Réaction (MN)	Cas de charge
PILE 1	17.887	<b>1.35G +1.35D240+1.6ST+0.9T+0.75Δ<sub>0</sub></b>
PILE 2	21.399	<b>1.35G+1.6AL5+1.6ST.0.9W</b>
PILE 3	17.341	<b>1.35G+1.35D240+1.6ST+0.9W</b>

### X.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui

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

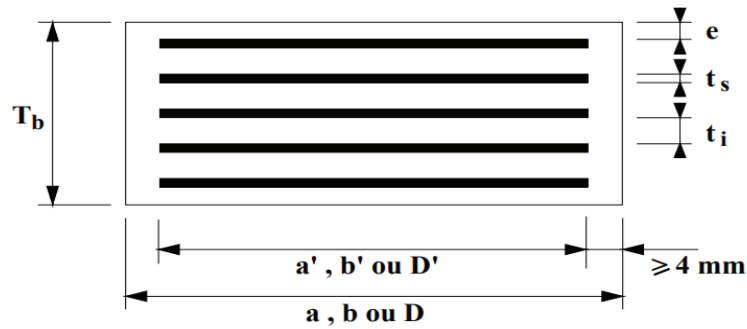


Figure X-1. Définition géométrique d'un appareil d'appui

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

$T_b = n.(t_i + t_s) + t_s + 2.e$  ; épaisseur nominale total de l'appareil,

$$\begin{cases} T_e = n.t_i + 2.e.s_i & e > 2.5 \text{ mm} \\ T_e = n.t_i.s_i & e \leq 2,5 \text{ mm} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Épaisseur initial total moyen d'élastomère en} \\ \text{cisaillement, e compris les enrobages supérieur et} \\ \text{inférieur.} \end{array}$$

n : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

t<sub>i</sub> : Épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

t<sub>s</sub> : Épaisseur d'une frette élémentaire.

e : Enrobage.

#### X.2.3.1. Aire de l'appareil d'appui :

Sous réserve des justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne devra être comprise entre 20 et 25 Mpa sur la surface « A » de l'appareil d'appui.

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20MPa$$

$$N_{max} = R_{max} = 8.944 \text{ MN} \longrightarrow a' \times b' \geq 4471.75 \text{ cm}^2$$

$$N_{max} = R_{max} = 2.54 \text{ MN} \longrightarrow a' \times b' \geq 1270 \text{ cm}^2$$

On prend :  $a \times b = 700 \times 700 \text{ mm}^2$  Pour La Pile

On prend :  $a \times b = 500 \times 500 \text{ mm}^2$  Pour La Pile

**X.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui  $T_b$  :**

Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}$$

Sachant que : « a » est le grand côté de l'élastomère.

$$\frac{700}{10} = 70 \text{ mm} \leq T_b \leq \frac{700}{5} = 140 \text{ mm}$$

$$\frac{500}{10} = 50 \text{ mm} \leq T_b \leq \frac{500}{5} = 100 \text{ mm}$$

**X.2.3.3. Dimensionnement des frettes :**

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

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

Avec :

$$\sigma_e = 235 \text{ kg/mm}^2 \quad \text{et} \quad G = 0.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{2.974 \times 10^6}{500 \times 500} = 11.9 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = \frac{\frac{700 \times 700}{100}}{2 \times 0.9 \times \left(\frac{700 + 700}{10}\right)} = 14.58$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = \frac{\frac{500 \times 500}{100}}{2 \times 0.9 \times \left(\frac{500 + 500}{10}\right)} = 10.42$$

$$t_s = 3.73 \text{ mm} \quad \text{Prônons } t_s = 4 \text{ mm}$$

$$t_s = 2.08 \text{ mm} \quad \text{Prônons } t_s = 3 \text{ mm}$$

Tableau X-2. Les résultats et le choix des appareils d'appuis		
	Cas de la pile	Cas de la culée
Rmax	17.887	5.081
Nmax	8.944	2.54
a × b	4471.75	1270
T	$70 \text{ mm} \leq T_b \leq 140 \text{ mm}$	$70 \text{ mm} \leq T_b \leq 100 \text{ mm}$
ti	16 mm	10 mm
Tq	96 mm	60 mm
ts	4	3
On prendra	5 Feuilles de $T_i = 16 \text{ mm}$ . 6 Frettes de $t_s = 4 \text{ mm}$ . Enrobage des chants : 5 mm. Enrobage extérieur : 8 mm.	- 8 feuilles d'élastomère d'épaisseur : $t_i = 10 \text{ mm}$ . - 9 frettes métalliques d'épaisseur : $t_s = 3 \text{ mm}$ . - Enrobage extérieur = 5 mm. - Enrobage des chants = 4 mm.
(a×b×t)	700 x 700 x 120 mm <sup>3</sup>	500 x 500 x 116 mm <sup>3</sup>

#### X.2.4. Evaluation des efforts horizontaux

##### X.2.4.1. Efforts dus aux actions statiques :

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_{sta} = \frac{n * \Delta_x * G * a * b}{T_e}$$

G : module de déformation transversale d'appareil d'appui,  $G = 0,9 \text{ MPa}$ .

$\Delta_x$  : Déformation due à la force considérée.

a×b : Dimensions de l'appareil d'appuis.

$T_e$  : Épaisseur des feuillets d'élastomère.  $T_e = 2 * E_e + 5 * t_i = 96 \text{ mm}$

n : Nombre d'appareils d'appuis 2 dans notre projet

##### X.2.4.2. Action due à la variation de la température :

$$H_T = \frac{n * \Delta_T * G * a * b}{T_e}$$

$$\Delta_T = \varepsilon_T * |X_i|$$

$$\varepsilon_T = \Delta_t * \alpha = 4.095 * 10^{-4}$$

$$\Delta_t = 35 C^\circ \text{ et } \alpha = 10^{-5} C^\circ^{-1}$$

$$H_T = \frac{2 * 35 * 0.9 * 0.7 * 0.7}{0.096}$$

$$H_T = 321.56 \text{ KN}$$

#### X.2.4.3. Action due au retrait et fluage dans chaque appareil appui :

$$H_{r+f} = \frac{n * \Delta_{r+n} * G * a * b}{T_e}$$

$$\Delta_{r+f} = (\varepsilon_r + \varepsilon_n) * |X_i|$$

$\varepsilon_r = 2 * 10^{-4}$  : Coefficient de retrait.

$\varepsilon_f = k_{fl} * 10^{-4}$  :  $k_{fl}$  coefficient du fluage à  $t = 0$  au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$   
On prend  $\varepsilon_f = 3 * 10^{-4}$

$|X_i|$  : la distance entre les appuis centre de rigidité

$$\Delta_{r+f} = (2 * 10^{-4} + 3 * 10^{-4}) * 23.5$$

$$\Delta_{r+f} = 0.01175$$

$$H_{r+f} = \frac{2 * (0.01175) * 0.9 * 0.7 * 0.7}{0.096}$$

$$H_{r+f} = 107.953 \text{ KN}$$

#### X.2.4.4. Efforts dus aux actions dynamiques :

Les actions dynamiques (effort de freinages système Bc et A(L))

**Système de charge Bc :**

$$F_{Bc} = 300 * b_c = 300 * 1.2 = 360 \text{ kN}$$

**Système de charge A(L) :**

$$F = \frac{A * S}{2 + 0.0035 * S} = \frac{3.46 * 1506.20}{20 + 0.0035 * 1506.20} = 206.28 \text{ kN}$$

#### X.2.5. Vérification de l'appareil d'appui

La reprise des charges verticales, horizontales et les rotations de la part des appareils d'appuis mènent à l'apparition de déformation qui s'accompagne de contraintes qui sont nécessaire à limiter pour éviter toute dégradation. La vérification se fait selon le RPOA 2008.

**X.2.5.1. Résistance à la compression :**

La contrainte moyenne de compression doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a * b} \leq 20 \text{ Mpa}$$

- La Pile :

$$\sigma_{m \text{ pile}} = \frac{N_{max}}{a * b} = \frac{8.944}{0.6 * 0.5} = 18.25 \text{ Mpa} \leq 20 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- La Culée :

$$\sigma_{m \text{ culée}} = \frac{N_{max}}{a * b} = \frac{5.081}{0.6 * 0.5} = 10.37 \text{ Mpa} \leq 20 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**X.2.5.2. Sécurité au flambement :**

$$\gamma_S * P_U < P_C$$

$$P_C = 4GBS^2 \frac{d}{h}$$

$$S = \frac{a * b}{2 * t_i(a + b)}$$

$\gamma_S$  : Coefficient de sécurité,  $\gamma_S = 3$ .

$P_U$  : Valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

$P_C$  : Charge critique de flambement.

$G$  : Module de cisaillement,  $G = 0.9 \text{ MPa}$ .

$B$  : Aire nominale en plan de l'appui,  $B = a \times b$ .

$d$  : Somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère,  $d = t_i + t_s$ .

$h$  : Hauteur totale de l'appareil d'appui.

$S$  : Facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

$$S = \frac{a * b}{2 * t_i(a + b)} = \frac{0.7 * 0.7}{2 * 0.016(0.7 + 0.7)} = 10.93$$

$$S = \frac{a * b}{2 * t_i(a + b)} = \frac{0.5 * 0.5}{2 * 0.01(0.5 + 0.5)} = 12.5$$

$$P_C = 4GBS^2 \frac{d}{h} = 4 * 0.9 * 0.25 * 10.93^2 \frac{0.020}{0.120} = 17.919 \text{ MN}$$

$$P_C = 4GBS^2 \frac{d}{h} = 4 * 0.9 * 0.25 * 12.5^2 \frac{0.013}{0.117} = 15.625 \text{ MN}$$

Alors

$$\gamma_S * P_U = 3 * 4.47 = 13.417 \text{ MN} < P_C = 17.919 \text{ MN} \quad \text{condition verifiée}$$

$$\gamma_S * P_U = 3 * 2.54 = 7.62 \text{ MN} < P_C = 15.625 \text{ MN} \quad \text{condition verifiée}$$

### X.2.5.3. Limitation de la distorsion :

On doit vérifier :

$$\delta = \tan \gamma < \delta_C$$

La distorsion  $\delta$  des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique  $\delta_C$ .

- pour  $P = \frac{P_U}{P_C} \leq 0.25$   $\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$
- pour  $P = \frac{P_U}{P_C} > 0.25$   $\delta \leq 1.4(1 - 2P)$

Avec

$$\delta_0 = \frac{C}{h_C} \quad \text{borne par } [0.7 < \delta_0 < 2]$$

$C$  : Petit cote pour un appui rectangulaire

$h_C$  : Épaisseur total d'élastomère

$$P = \frac{P_U}{P_C} = \frac{4.47}{17.919} = 0.249 < 0.25$$

$$P = \frac{P_U}{P_C} = \frac{2.54}{15.625} = 0.1625 < 0.25$$

$$\delta_0 = \frac{C}{h_C} = \frac{0.7}{0.096} = 7.29 \text{ on prend } \delta_0 = 2$$

$$\delta_0 = \frac{C}{h_C} = \frac{0.5}{0.09} = 5.56 \text{ on prend } \delta_0 = 2$$

$$\delta_{\text{pile}} = 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.249) = 0.705$$

$$\delta_{\text{culée}} = 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.19) = 1.012$$

A partir du robot (sous combinaison G+E+D+0.4T) :  $d_{\text{pile max}} = 0.0589 \text{ m}$   $d_{\text{culée}} = 0.095 \text{ m}$

$$\delta = \frac{0.059}{0.050} = 1.18 \leq 0.705 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\delta = \frac{0.095}{0.050} = 1.8 \leq 1.012 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

### X.2.5.4. Condition du non-glissement :

Pour assurer la stabilité des appareils d'appuis au glissement dans le cas dynamique, on vérifie la condition :  $H < fN$

H : l'effort horizontal

N : l'effort vertical.

$f$  : Coefficient de frottement,  $f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)$

$$H = \frac{H_s \max + Ffl + r + 0.4 Ft}{2}$$

$H_{s \max}$  : Effort sismique pour 1 appareils d'appuis sur pile (obtenu avec robot)

$$N = \frac{R_G + R_{s \max \text{ culée}} + 0,2 \times R_{SUR \max}}{2} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau de la pile et la culée.

**Remarque :** pour les résultats des réactions (Voir ANNEXE B).

### X.3. Ferrailage de dé d'appui

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur « chevêtre », ainsi qu'assure le dévers du tablier.

#### X.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis :

$$A_{\text{Pile}} = B_{\text{Pile}} = b + 200 \rightarrow A = B = 700 + 200 \rightarrow A = B = 900 \text{ mm};$$

$$A_{\text{culée}} = B_{\text{culée}} = a + 200 \rightarrow A = B = 700 + 200 \rightarrow A = B = 900 \text{ mm};$$

$$H_{\text{dé}} = \frac{2 \times A \times B}{2 \times (A + B)} = 0.35 \text{ m}$$

On prend  $H_{\text{pile}} = H_{\text{culée}} = 0.4 \text{ m}$ .

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

#### X.3.2. Armatures de chainage :

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou à la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe ancrée aux extrémités soit par boucle à plat soit dans le corps de fût.

$$A_{c \text{ Pile}} = \frac{0.25 R_{\max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0.25 * 8.944}{434.78} = 51.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{c \text{ Culée}} = \frac{0.25 R_{\max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0.25 * 2.54}{434.78} = 14.61 \text{ cm}^2$$

#### X.3.3. Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge diamètre conseillé est : 8Ø ou 10Ø.

$$A_{hPile} = \frac{0.125 R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0.125 * 8.944 * 10^{-4}}{(500/1.15)} = 25.715 \text{ cm}^2$$

$$A_{hCulée} = \frac{0.125 R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0.125 * 2.54 * 10^{-4}}{(500/1.15)} = 7.305 \text{ cm}^2$$

**Armatures de surface et d'éclatement :**

**X.3.4. Frette supérieure :**

Elle est placée la plus près possible de la surface supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées est capable de reprendre un effort égal à 4% de R.

$$A_S = \frac{0.04 R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0.04 * 8.944 * 10^{-4}}{(500/1.15)} = 8.230 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \frac{0.04 R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0.04 * 2.54 * 10^{-4}}{(500/1.15)} = 2.3$$

**X.3.5. Frette inférieure :**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.1R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0.1 * 8.944 * 10^{-4}}{(500/1.15)} = 20.573 \text{ cm}^2$$

$$A_i = \frac{0.1R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{0.1 * 2.54 * 10^{-4}}{(500/1.15)} = 5.843 \text{ cm}^2$$

Tableau X-3. Ferrailage de dé d'appui

	Section	Section d'acier (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
A <sub>c</sub>	Pile	51.430	18HA20
	Culée	14.610	14HA12
A <sub>h</sub>	Pile	25.715	14 HA16
	Culée	7.305	8 HA12
A <sub>S</sub>	Pile	8.230	8HA12
	Culée	2.337	8HA8
A <sub>i</sub>	Pile	20.573	8HA20
	Culée	5.843	8 HA12

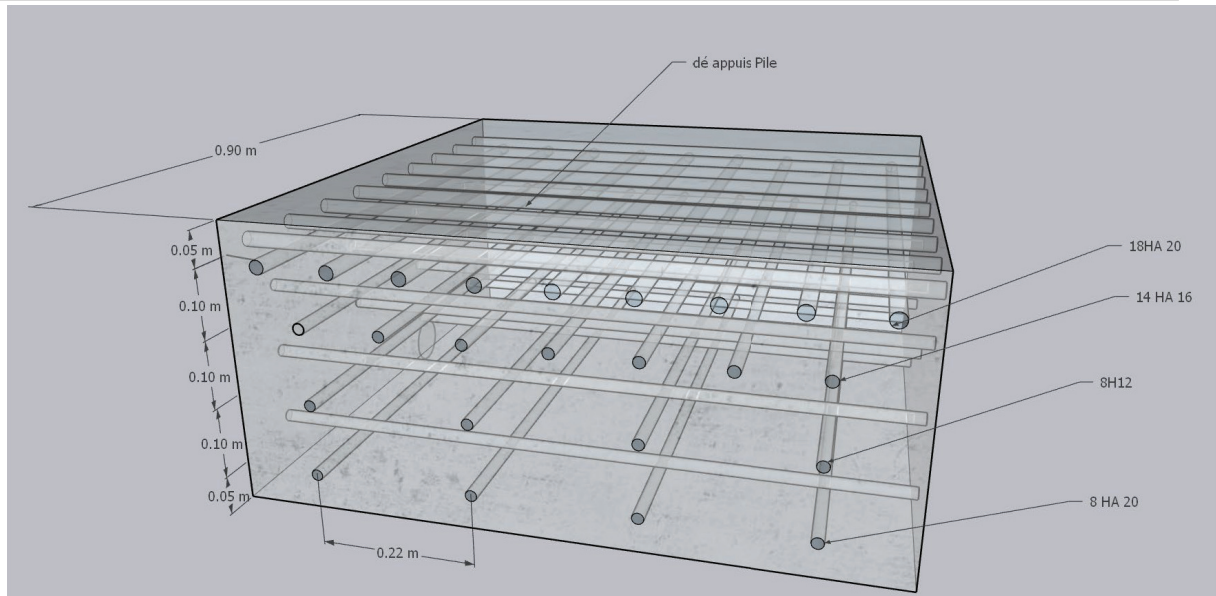


Figure X.2. Ferrailage du dé d'appui au niveau de la pile.

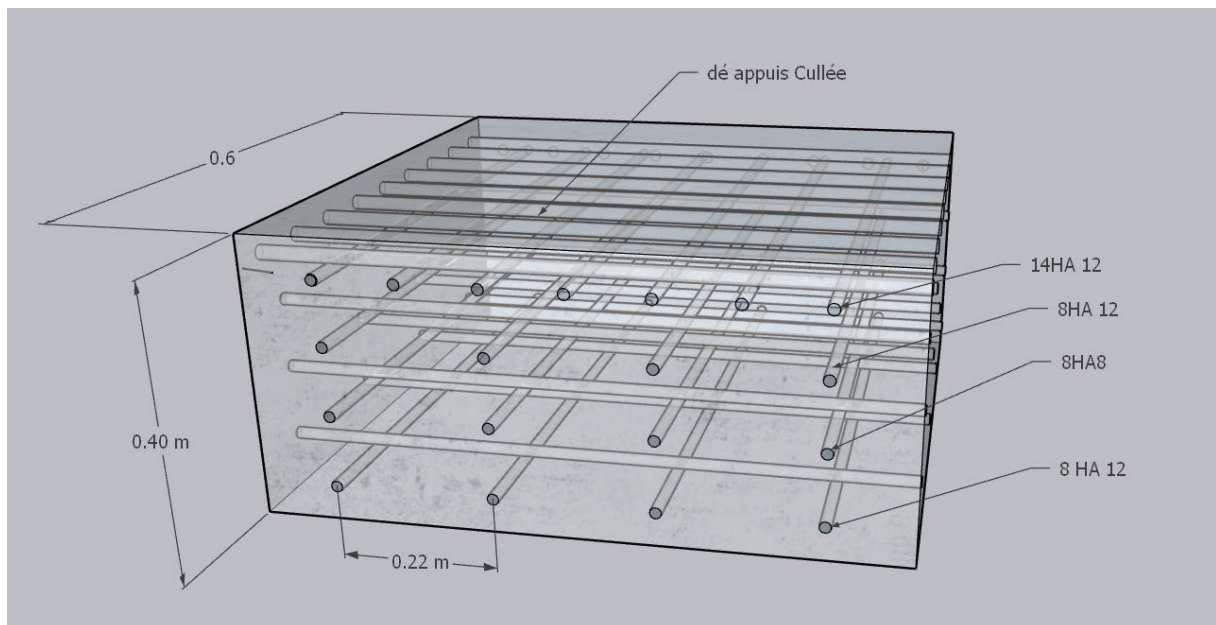


Figure X.3. Ferrailage du dé d'appui au niveau de la culée.

#### X.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

##### X.4.1. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0.3 W_T + \frac{W_S}{3}$$

- **W** : souffle total du joint ;
- **W<sub>D</sub>** : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
- **W<sub>T</sub>** : souffle thermique;
- **W<sub>S</sub>** : souffle sismique.

Les souffles  $W_T = 3.21 \text{ cm}$ ,  $W_D = 10.795 \text{ cm}$  sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui. Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques ( $W_S = 9.52 \text{ cm}$ ).

Donc : **W = 14.93 cm.**

#### X.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 14.93 cm il faut considérer la famille des joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

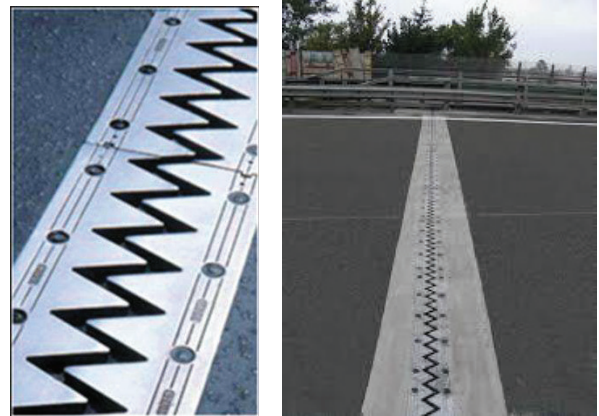


Figure X.4. Type de joint de chaussée.

Tableau X-4. Modèles des joints Wd

Type	Droite	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd 230	230	185	127	102	97

Le joint retenu est **Wd160**

#### X.5. CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure.

**CHAPITRE XI**

**ETUDE DE  
L'INFRASTRUCTURE**

## XI.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.

## XI.2. ÉTUDE DE LA PILE :

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette Définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble.

Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste Synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

### XI.2.1. DIMENSIONNEMENT DE LA PILE :

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type du mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles ou bien partiellement ou totalement encastré. Il en résulte que leur implantation ne peut résulter que d'une étude globale de la structure assurant le franchissement

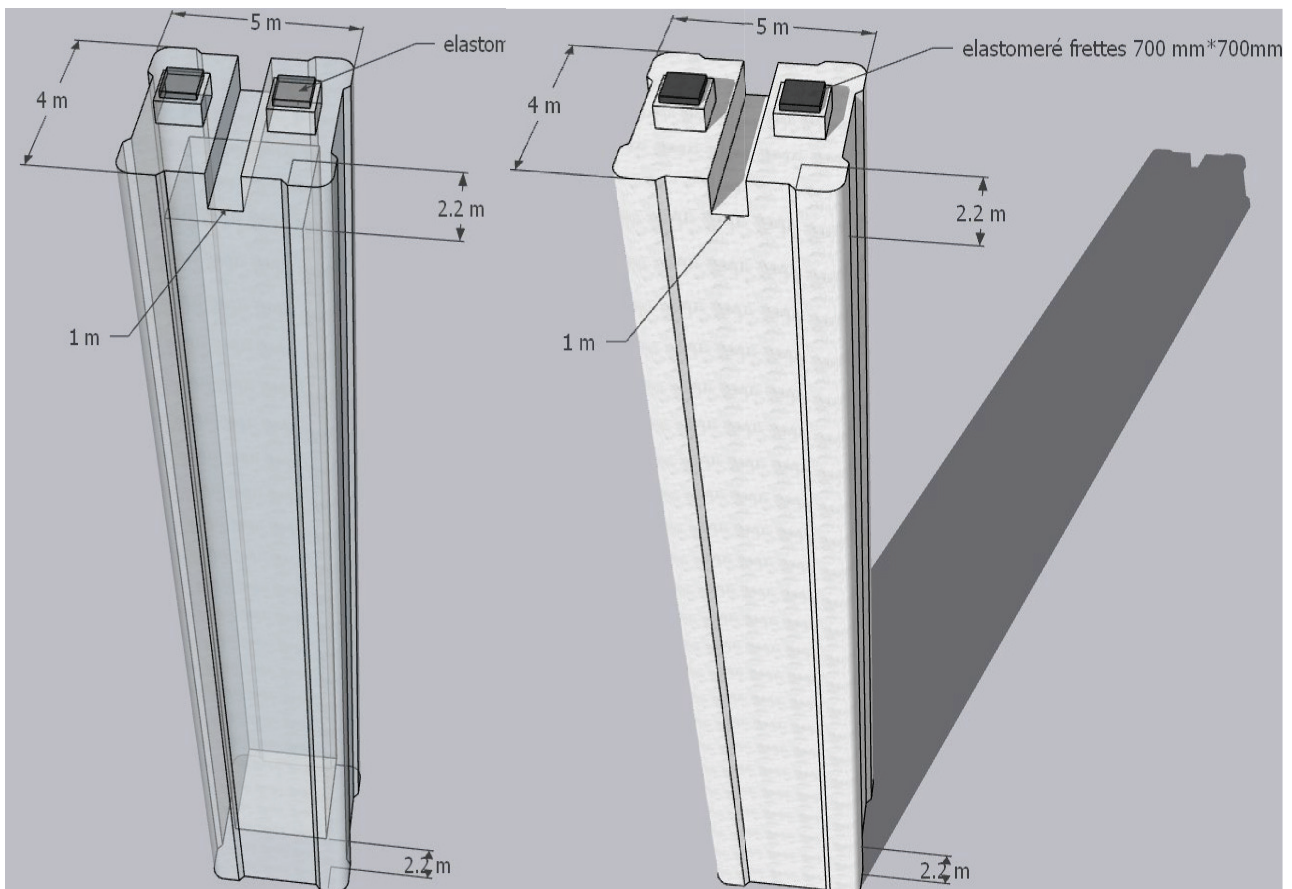


Figure XI-1. Les Dimensions de la pile

### XI.2.2. EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encadrée dans à la base

	Effort	PILE 1	PILE 2	PILE 3
Verticale (KN)	G <sub>max</sub> Tablier	10324.80	12814.72	10731.87
	G <sub>max</sub> Pile	5767.66	9314.21	4600.63
	A(l) (2 Voies)	2003.86	2423.03	1428.70
	D240	2396.61	2392.32	2388.95
	Mc 120	1157.39	1112.51	1128.30
	Bc (2Voies)	1294.25	1195.43	1202.49
	BT	812.30	862.08	658.36
	ST	104.64	133.72	109.26
Horizontale longitudinale (KN)	Freinage Bc	150	150	150
	Freinage A(l) (2V)	86.87	86.87	86.87
	H <sub>T°</sub>	160.78	160.78	160.78
	H <sub>F+R</sub>	107.95	107.95	107.95
Moment (KN/m)	Freinage Bc	2587.5	4342.5	2010
	Freinage A(l) (2V)	1498.51	2514.89	1164.058
	H <sub>T°</sub>	2773.46	4654.58	2154.45
	H <sub>F+R</sub>	1862.14	3125.15	1446.53

### XI.2.3. LES EFFORTS SISMIQUE

après les résultats de l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque piles . On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Réaction	P1	P2	P3
FZ (MN)	17.012	21.903	15.205
FY (MN)	1.653	4.135	0.966
FX (MN)	1.827	7.477	0.973
MX (MN.m)	22.391	114.80	94.21
MY (MN.m)	23.721	145.342	9.059

### XI.2.4. COMBINAISON DES EFFORTS

Les combinaisons prises en considération sont définies :

Etat limite	Combinaison d'action
ELS	$G + 1.2 A(l) + 0.6 H_{T^{\circ}} + H_{F+R}$
	$G + D240 + 0,6H_T + H_{fl+r}$
	$G + 1,2Bc + 0,6H_T + H_{fl+r}$
	$G + Mc120 + 0,6H_T + H_{fl+r}$
ELU	$1,35G + 1.6A(l) + 0,9H_T + H_{fl+r}$
	$1,35G + 1,35D240 + 0,9H_T + H_{fl+r}$
	$1,35 G + 1,6Bc + 0,9 H_T + H_{fl+r}$
	$1,35G + 1,35Mc120 + 0,9 H_T + H_{fl+r}$
ELA Longitudinale	$G + E1 + 0,4H_T + H_{fl+r}$
ELA transversale	$G + E2 + 0,4H_T + H_{fl+r}$

Réaction	Combinaisons	PILE 1	PILE 2	PILE 3
FZ (KN)	ELS	18701.51	25240.98	17925.87
	ELU	24048.273	34003.55	24176.61
	ELA	33276.72	44204.19	30709.76
FX(KN)	ELS	384.418	384.418	384.418
	ELU	1552.332	1631.98	1306.028
	ELA	16786.72	24437.48	15782.76
FY(KN)	ELA	17917.72	26436.19	16470.76
MY(KN.m)	ELS	5324.428	8935.766	4136.07
	ELU	8498.254	14262.27	6601.535
	ELA	39985.72	167643.2	24563.76
MX(KN.m)	ELA	38655.72	137101.2	109714.8

**XI.2.5. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement**

Pour que la vérification au flambement soit satisfaite on doit vérifier que l'élanement mécanique ( $\lambda$ ) est inférieur à 70.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

$l_f$  : la longueur du flambement de la pile droite et gauche  $2 \times l_0$  et  $l_f = 0.5$  pour la pile centrale

$i$  : rayon de giration de la section de la pile la plus haute.

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$$

$S$  : la section transversale de la pile

$$I_x = 32.059 \text{ m}^4 \quad I_y = 20.279 \text{ m}^4 \quad S = 12.125 \text{ m}^2$$

	$i_x$	$i_y$	$L_f$	$\lambda_x$	$\lambda_y$	Obs
Pile droite	1.626	1.293	33.700	20.726	26.063	Ok
Pile centrale	1.626	1.293	14.275	17.558	11.040	Ok
Pile gauche	1.626	1.239	26.000	15.990	20.108	Ok

**XI.2.6. Calcul de ferrailage**

Sous moment de flexion oblique :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

-  $t_y, t_x$  : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement.

-  $h, b$  : sont les grandes dimensions de la section.

$$\frac{1}{5} \leq \frac{1}{4} \quad 0.2 \leq 0.25$$

➔ Condition d'orientation vérifiée.

• Calcul des efforts intérieurs relatifs :

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} \begin{cases} mx \text{ droite} = 0.0143 \\ mx \text{ centrale} = 0.05 \\ mx \text{ gauche} = 0.0406 \end{cases}; m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} \begin{cases} my \text{ droite} = 0.0148 \\ my \text{ centrale} = 0.062 \\ my \text{ gauche} = 0.009 \end{cases}$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \begin{cases} n \text{ droite} = 0.0123 \\ n \text{ centrale} = 0.0164 \\ n \text{ gauche} = 0.0114 \end{cases}$$

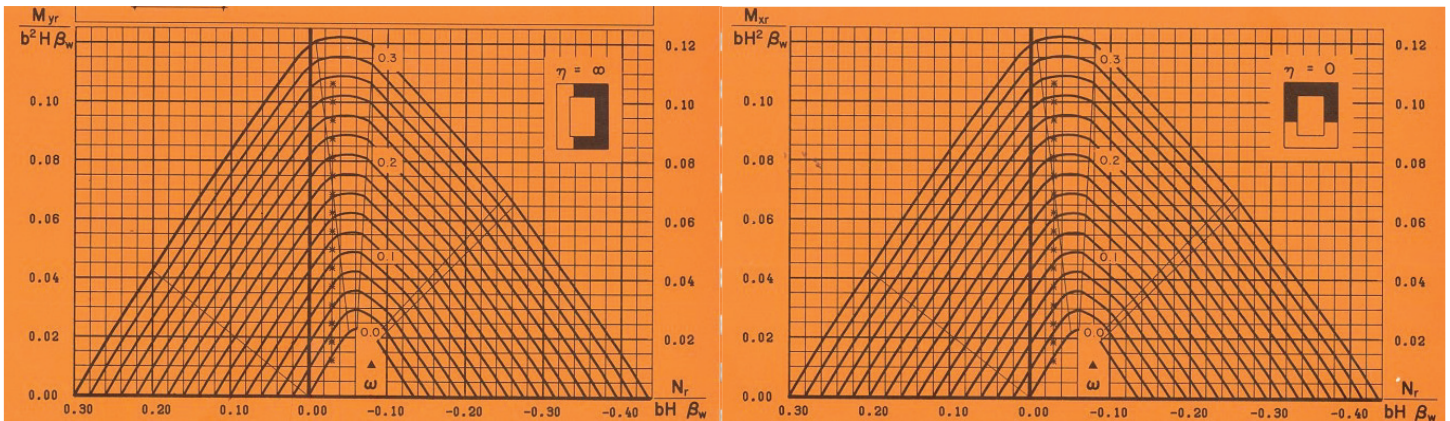


Figure XI-2. : Abaques de WALTHER

On tir les valeurs de  $\omega$  d'après les abaques de WALTHER :

➤ Direction longitudinale ( $\eta = \infty$  et  $\omega = 0.09$ )

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

$$A_s (\text{coté } b) = 0.2 * F_a$$

$$A_s (\text{coté } h) = 0.3 * F_a$$

#### XI.2.6.1. Ferrailage transversal

La section  $A_t$  d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section  $A_l$ , doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t (mm)}{100}$$

Avec :

$S_t$ : l'espacement des armatures transversales en mm

$$S_t = \min \{ 24 \Phi_t ; 8 \Phi_l ; 0.25 d \}$$

$$S_t = \min \{ 24 \times 16 ; 8 \times 32 ; 0.25 \times 8100 \}$$

$$S_t = 250 \text{ mm} \qquad S_t = 25 \text{ cm}$$

$d$  : hauteur utile ;

$\Phi_t$ : diamètre des armatures transversales on prend ;

$\Phi_l$ : diamètre des armatures longitudinales ; ; la section totale des armatures longitudinales ;

$f_{el}$ ;  $f_{et}$  : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

Tableau XI-6. Ferrailage des piles

	Pile droite		Pile centrale		Pile gauche	
	Longitudinale	Transversale	Longitudinale	Transversale	Longitudinale	Tranversale
$\omega$	0.04	0.04	0.13	0.16	0.03	0.11
F	432	432	1404	1728	324	1188
AS	86.4	129.6	280.8	518.4	64.8	356.4
Asmin	183.82	183.82	183.82	183.82	183.82	183.82
$\Phi l$	26 $\Phi$ 32	26 $\Phi$ 32	36 $\Phi$ 32	66 $\Phi$ 32	24 $\Phi$ 32	46 $\Phi$ 32
ST	17 cm	21 cm	15 cm	12 cm	17	12 cm
At	19.55 cm	24.13 cm	26.33 cm	38 .88	55.08 cm	26.73 cm
$\Phi t$	HA 16	H16	HA20	HA20	HA16	HA16

• Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$f_{tj} = 2.22 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} \quad ; d = 0.9 \times 5 = 4.5 \text{ m}$$

$$A_{smin} \geq 0.23 \times 4.5 \times 4 \times \frac{2.22}{500} \times 10^4 = 183.82 \text{ cm}^2 .$$

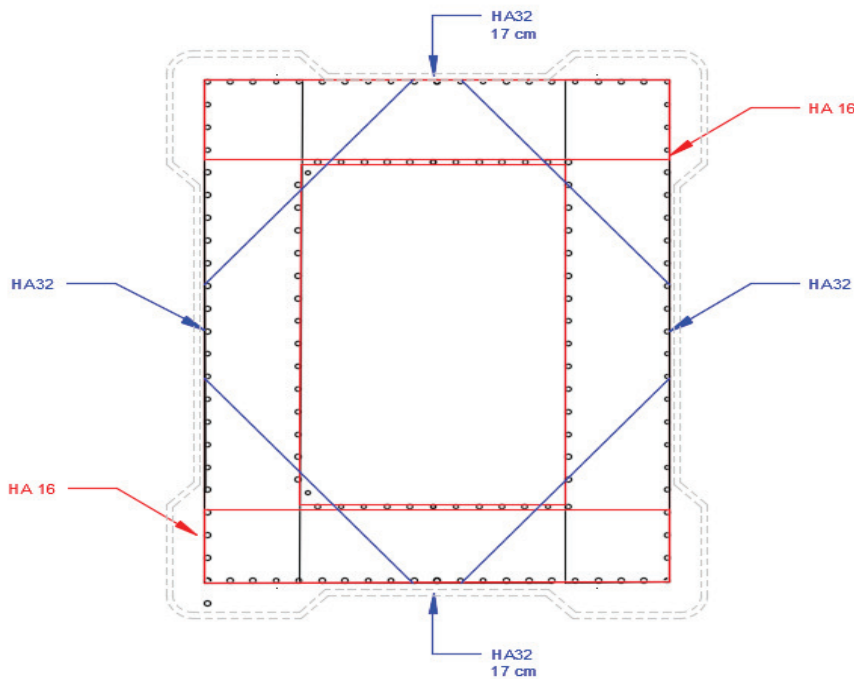


Figure XI-3. : Ferrailage de pile

### XI.2.1. La semelle

Pour l'étude de la semelle on prend le cas de la pile centrale et on fait le prédimensionnement et le ferrailage

#### XI.2.1.1. Prédimensionnement et nombre de pieux :

Le nombre de pieux est lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont travailler essentiellement à la pointe et au frottement latéral

➤ **La Largeur :**

$$B = (N-1) \times L + 2\phi \rightarrow B = 9,6 \text{ m .}$$

➤ **La longueur :**

$$L_s = (N-1) \times L + 2\phi \rightarrow L_s = 10.4 \text{ m .}$$

➤ **La hauteur :**

$$H_t \geq L / 2,5 \quad H_t \geq 1,44 \text{ m} \rightarrow H_t = 2.8 \text{ m .}$$

#### XI.2.1.2. Calcul des sollicitations

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante à la pointe d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_P}$$

Avec :

$N_{max}$  l'effort normal maximal à l'ELS = égale à 18701.51 KN.

$Q_P$  : Capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Après le rapport géotechnique A L'ANNEXE A ON a la profondeur de 10 m une capacité portante d'une pieu égale à 3020.83 KN

$$n_p = \frac{25240.98}{3020.83} = 8.356$$

Donc on prendre 6 pieux (3 \* 3) de profondeur de 10 m.

#### XI.2.1.3. FERRAILAGE DE LA SEMELLE

On applique la méthode de bielles

$$\alpha \geq 45^\circ$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

$$45^\circ < \alpha = \tan^{-1} \left( \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right) = 47.12^\circ < 55^\circ \text{ Condition vérifié.}$$

$$L \text{ (m)} = 10.4 \text{ m ; } b \text{ (m)} = 7.2 \text{ m ; } H = 4 \text{ m ; } h = 2.8 \text{ m}$$

$$2.8 \geq \frac{3.6}{2} - \frac{2}{4} = 1.3 \text{ Condition vérifié.}$$

D'après le document "SETRA" la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

$N_{max}$  est calculé dans la partie des pieux :

$$\bar{\sigma}_a = \begin{cases} 333.33 \text{ MPa (ELS)} \\ 434.78 \text{ MPa (ELU)} \\ 500 \text{ MPa (ELA)} \end{cases}$$

$$N_{\max \text{ELS}} = 2.804 \text{ MN} \quad A_{S_{\text{ELS}}} = 78.11 \text{ cm}^2$$

$$N_{\max \text{ELA}} = 4.911 \text{ MN} \quad A_{S_{\text{ELA}}} = 91.20 \text{ cm}^2$$

Selon RPOA (7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées en traction est de :  
 $0.15 \% B < \rho_g < 1.5 \% B$

$A_{S_{\min}} = 60 \text{ cm}^2$  .s armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}}$  . et  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 4 \text{ m}$

• **Armatures transversales inférieure :**

$$A_{S1} = \frac{A_S}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ On prend } 2*5\text{HA } 20/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

• **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{S1} = 60 \text{ cm}^2 . \text{ On prend } 2*7 \text{ HA } 25/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales supérieure :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ 7HA}20/\text{ml} \text{ e} = 15 \text{ cm} . \text{ On prend } 5 \text{ HA } 20/\text{ml} \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures longitudinales supérieure :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ On prend } 5 \text{ HA } 20/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

• **Armatures latérales :**

$$A_{S2} = \frac{A_{S1}}{10} = \frac{60}{10} = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4 HA 14 /ml avec un espacement de 25 cm

## XI.2.2. Etude des pieux

### XI.2.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b y = 0$$

- $b$  : Diamètre du pieu.
- $C_U$  : Module de réaction du sol.
- $y$  : Déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu

• Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER  $\lambda$  :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U b}{4EI}}$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

-  $I$  : moment d'inertie de la section du pieu =  $0.101 \text{ m}^4$

$$C_U = 30 \text{ MN/m}^2 ; L = 12 \text{ m} ; b = 1,20 \text{ m} ; \lambda = \sqrt[4]{\frac{30 \times 1,2}{4 \times 33000 \times 0,101}}$$

$$\lambda = 0,228 ; \lambda L = 2,735$$

D'où, en tire les valeurs de  $(X_\theta^P ; X_\theta^M)$  à partir du tableau WERNER.

Après interpolation on obtient :

$$\lambda L = 2,735 \begin{cases} X_\theta^P = 1,21 \\ X_\theta^M = 1,52 \end{cases}$$

• Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{X_\theta^P}{X_\theta^M} \times \frac{\bar{p}}{\lambda}$$

Tableau XI-7. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu			
Etat	$\bar{p}$	N	M
ELS	42.713	3581.087	156.314
ELU	181.33	4554.71	663.600
ELA	468.783	3210.21	1715.57

XI.2.2.2. Ferrailage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

**Section d'acier :**

$A_s = 113,1 \text{ cm}^2$  Donc : on prend **24 HA25** avec  $St = 13,5 \text{ cm}$ .

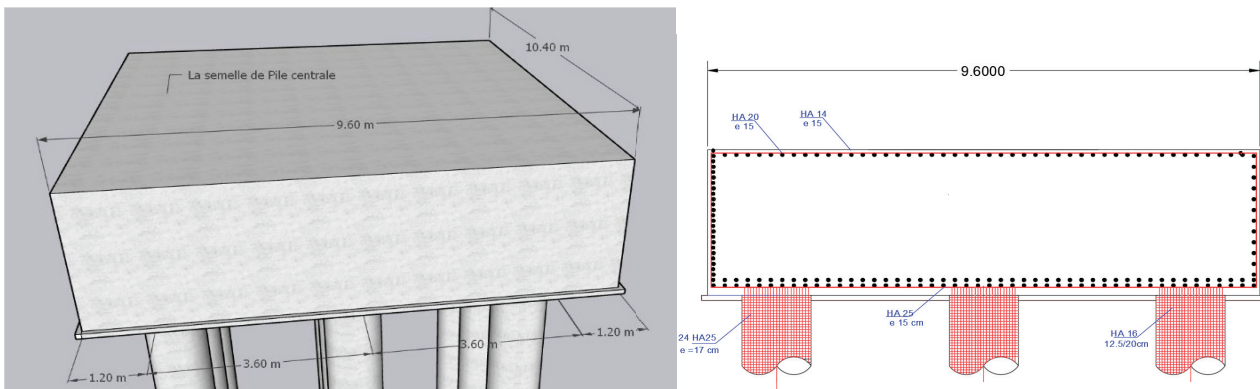


Figure XI-4. Ferrailage de la semelle et pieux

### XI.3. ÉTUDE DE LA CULÉE

La culée est un élément fondamental dans la structure d'un pont, qui assure le raccordement de la chaussée de la route à celle portée par le pont en toute sécurité et confort. Elle est à la fois un soutènement des remblais de la route et un appui pour le tablier.

#### XI.3.1. Prédimensionnement de la culée

Le prédimensionnement fait selon l'ouvrage de Mr. CALGARO.on propose des culées sur des fondations superficielles.

Mur frontal	Mur Garde Grève	Mur en retour	Dalle de transition	Semelle
Longueur:10.75m Épaisseur :2.55 m Hauteur : 5 m	Longueur :10.75m Épaisseur : 45 cm Hauteur : 3.35 m	Surface : 42.3 m <sup>2</sup> Épaisseur : 65 cm	Longueur : 4.5 m Largeur : 9.35 m Épaisseur : 30 cm	Longueur : 8 m Largeur : 11.2 m Épaisseur : 2.2 m

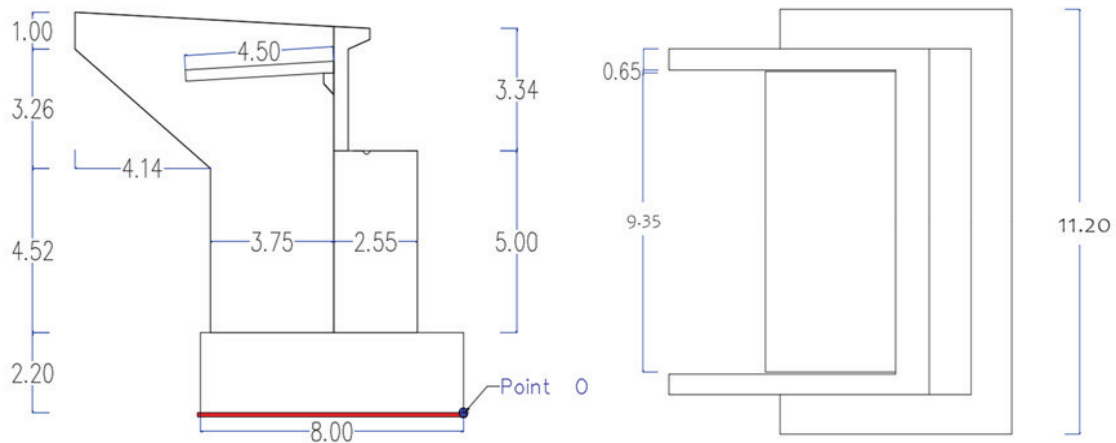


Figure XI-6. Les dimensions des éléments de la culée

#### XI.3.2. Descente de charges

Les charges appliquées à la culée sont divisées en deux familles : Charges dues à la culée est charges dues au tablier.

ELU	ELS
1.35G+0.9T	G+0.6T
1.35G+0.9T+1.6Q	G+0.6T+1.2Q
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	G+0.6T+1.2A(l)+ST
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	G+0.6T+1.2Bc+ST
1.35G+0.9T+1.35Mc120	G+0.6T+1.2Mc120
1.35G+0.9T+1.35D240	G+0.6T+D240

### XI.3.3. Évaluation des charges dues à la culée :

Ce sont le poids propre des éléments de la culée et des remblais, et la poussée des terres et des surcharges sur remblais.

La poussée des surcharges sur remblais est distribuée uniformément sur le mur alors que la poussée des terres a une distribution triangulaire, elle se calcule par la formule :

$$P = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_a \cdot H^2 \cdot L$$

$\gamma$  : Poids volumique du sol derrière la culée.

$K_a$  : Coefficient de pression active des terres au repos.  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4}\right)$  : avec  $\varphi$  angle de frottement du sol (pour remblais  $\varphi=30^\circ$ , donc  $K_a=0.33$ )

Les coordonnées des points d'application des charges sont calculés par rapport au point situé à la base et au centre de la semelle.

Tableau XI-10. Évaluation des efforts dues à la culée						
	N (KN)	H(KN)	X (m)	Y (m)	M <sub>N</sub> (KN.m)	M <sub>H</sub> (KN.m)
Semelle	4928	/	/	/	/	/
Mur frontal	3426.563	/	-1.325	4.7	-4540.195	/
Mur garde grève	488.05	/	-0.3575	9.124	-174.478	/
Mur en retour	1374.968	/	2.7034	7.1862	3717.088	/
Dalle de transition	315.5625	/	2.1973	9.3798	693.385	/
Corbeau	31.89375	/	0.0833	6.8985	2.657	/
Poids des terres sur DDT	1190.511	/	2.3505	10.1181	2798.296	/
Poids des terres sur Semelle	6718.619	/	1.9644	5.7112	13198.055	/
Poussée des terres	/	3570.371	/	3.5667	/	-12734.32
Surcharges sur remblais 10 KN/m <sup>2</sup>	2022.3	333.6795	/	5.35	/	-1785.185

#### XI.3.3.1. Évaluation des charges dues au tablier :

Les charges dues au tablier sont le poids propre du tablier et les surcharges dues trafic

Les valeur des charges verticales sont obtenues par un calcul automatique, elles se traduisent par la réaction sur l'appareil d'appui.

Les forces de freinage se distribuent sur les appuis du pont selon la rigidité de chaque appui.

Tableau XI-11. Évaluation des efforts dues au tablier

	N (KN)	H(KN)	X (m)	Y (m)	M <sub>N</sub> (KN.m)	M <sub>H</sub> (KN.m)
<b>Rg</b>	2056.24	0	-1.9	7.2	-3906.856	0
<b>RA(l)</b>	709.38	0	-1.9	7.2	-1347.822	0
<b>RBc</b>	849.59	0	-1.9	7.2	-1614.221	0
<b>RMc120</b>	1166.08	0	-1.9	7.2	-2215.552	0
<b>RD240</b>	1618.14	0	-1.9	7.2	-3074.466	0
<b>RST</b>	24.37	0	-1.9	7.2	-46.303	0
<b>Hf+r</b>	0	107.95	0	7.2	0	-777.24
<b>H<sub>T</sub></b>	0	160.78	0	7.2	0	-1157.616
<b>Freinage A(l)</b>	0	22.387	0	7.2	0	-161.185
<b>Freinage Bc</b>	0	39.166	0	7.2	0	-282.00

### XI.3.4. Vérification de la stabilité de la culée

On doit vérifier la stabilité de la culée vis-à-vis le renversement, le glissement et la capacité portante du sol.

#### XI.3.4.1. Stabilité au renversement

Pour la stabilité au renversement on calcule les moments par rapport au point de renversement de la culée (point O).

Tableau XI- 12. Évaluation des moments par rapport au point O

	N (KN)	H (KN)	X (m)	Y (m)	M <sub>N</sub> (KN.m)	M <sub>H</sub> (KN.m)
<b>SEMELLE</b>	4928	/	4	/	19712	/
<b>MUR FRONTAL</b>	3426.563	/	2.675	/	9166.055	/
<b>MUR GARDE GRÈVE</b>	488.05	/	3.6425	/	1777.722	/
<b>MUR EN RETOUR</b>	1374.968	/	6.7034	/	9216.959	/
<b>DALLE DE TRANSITION</b>	315.5625	/	6.1973	/	1955.635	/
<b>CORBEAU</b>	31.89375	/	4.0833	/	130.2317	/
<b>POIDS DES TERRES SUR DDT</b>	1190.511	/	6.3505	/	7560.34	/
<b>POIDS DES TERRES SUR Semelle</b>	6718.619	/	5.9644	/	40072.53	/
<b>Poussée des terres</b>	/	3570.371	0	3.5667	/	-12734.3
<b>Surcharge Q=10 KN/m2</b>	2022.3	333.6795	0	5.35	/	-1785.19
<b>Rg</b>	2056.24	/	2.6	/	5346.224	/
<b>RA(l)</b>	709.38	/	2.6	/	1844.388	/
<b>RBc</b>	849.59	/	2.6	/	2208.934	/
<b>RMc120</b>	1166.08	/	2.6	/	3031.808	/
<b>RD240</b>	1618.14	/	2.6	/	4207.164	/
<b>RST</b>	24.37	/	2.6	/	63.362	/
<b>Hf+r</b>	/	107.95	/	7.2	/	-777.24
<b>H<sub>T</sub></b>	/	160.78	/	7.2	/	-1157.616
<b>Freinage A(l)</b>	/	22.387	/	7.2	/	-161.185
<b>Freinage Bc</b>	/	39.166	/	7.2	/	-282.00

La condition à vérifier est :  $M_{stab}/M_{ren} \geq 1.5$

Les Moments stabilisants et renversants sont notés positivement et négativement respectivement.

	Combinaison la plus défavorable	M <sub>stab</sub> (KN.m)	M <sub>ren</sub> (KN.m)	M <sub>stab</sub> /M <sub>ren</sub>	Vérification
ELS	G+0.6T+1.2Q	94937.6996	-16348.4	-5.80717177	Ok
ELU	1.35G+0.9T+1.6Q	128165.894	-22138.8	-5.78920847	Ok

#### XI.3.4.2. Stabilité au glissement

La résistance au glissement est assurée par le frottement avec le sol et la rugosité de la semelle.

Pour un sol sans cohésion :  $\frac{N \cdot \tan(\varphi)}{H} \geq 1.5$

	Combinaison la plus défavorable	N (KN)	H (KN)	$\frac{N \cdot \tan(\varphi)}{H}$	Vérification
ELS	G+0.6T	20530.41	3666.839	3.232549	Ok
ELU	1.35G+0.9T	27716.05	4964.702	3.223127	Ok

#### XI.3.4.3. Vérification de la capacité portante du sol

D'après les résultats de l'essai pressiométrique la contrainte admissible du sol à une profondeur de 4 m est :

A l'ELS :  $\sigma_{adm} = 689$  Kpa

A l'ELU :  $\sigma_{adm} = 895$  Kpa

L'excentricité de l'effort doit être inférieure à B/6 pour que la réaction du sol reste dans le tiers central.  $e \leq \frac{B}{6}$  ;  $e = M/N$

Pour notre cas cette condition est bien vérifiée.

	Combinaison la plus défavorable	M (KN)	N(KN)	e (m)	B/6 (m)	Vérification
ELS	G+0.6T+D240	-5492.64	22148.55	0.248	1.33	Ok
ELU	1.35G+0.9T+1.35D240	-7803.43	29114.39	-0.251		Ok

La pression sous la semelle a donc un diagramme sous forme de trapèze, sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Avec :  $\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \left( 1 + 6 \frac{M}{B.N} \right)$        $\sigma_{\min} = \frac{N}{S} \left( 1 - 6 \frac{M}{B.N} \right)$

S : Aire de la base de la semelle.

	$\sigma_{\max}$ (Kpa)	$\sigma_{\min}$ (Kpa)	$\sigma_{\text{moy}}$ (Kpa)	$\sigma_{\text{adm}}$ (Kpa)	Vérification
ELS	218.0454	294.3914	237.1319	689	Ok
ELU	293.3366	397.5502	319.39	895	Ok

### XI.3.5. CALCUL DE FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE LA CULÉE

Le calcul de ferrailage a été fait avec le logiciel ROBOT-EXPERT2010 selon les règles de BAEL91mod99. Pour les éléments ayant une dimension hors plan considéré, le calcul se fait par 1 mètre linéaire. Les détails de calcul sont présentés dans l'annexe D

#### XI.3.5.1. Mur frontal

Le mur frontal est soumis à la flexion composée. On calcule l'armature nécessaire en considérant une section de 1x2.55 m

	N (KN) /ml	H (KN) /ml	X (m)	Y (m)	MN (KN.m) /ml	MH(KN.m) /ml
<b>Mur frontal</b>	362.5992	0	0	2.5	0	0
<b>Mur garde grève</b>	51.6455	0	0.9675	6.624	49.96702	0
<b>Dalle de transition</b>	33.39286	0	3.5223	7.1798	117.6197	0
<b>Corbeau</b>	3.375	0	1.4083	6.8985	4.753013	0
<b>Poids des terres sur ddt</b>	125.98	0	0	0	0	0
<b>Poussée des terres</b>	0	377.817	0	2.733333	0	-1032.7
<b>Surcharge Q 10 KN/m2</b>	0	28.05	0	4.25	0	-119.213
<b>Rg</b>	217.5915	0	-0.575	0	-125.115	0
<b>RA(l)</b>	75.06667	0	-0.575	0	-43.1633	0
<b>RBc</b>	89.9037	0	-0.575	0	-51.6946	0
<b>RMc120</b>	123.3947	0	-0.575	0	-70.952	0
<b>RD240</b>	171.2317	0	-0.575	0	-98.4583	0
<b>RST</b>	2.578836	0	-0.575	0	-1.48283	0
<b>Hf+r</b>	0	11.42328	0	5	0	-57.1164
<b>HT</b>	0	17.01376	0	5	0	-85.0688
<b>Freinage A(l)</b>	0	3.027192	0	5	0	-15.136
<b>Freinage Bc</b>	0	5.296216	0	5	0	-26.4811

**Résultats :**

Tableau XI-18. Efforts maximum dans le mur frontal			
	Combinaison la plus défavorable	N (KN)/ml	M (KN.m)/ml
ELS	G+0.6T+1.2Q	794.5841	-1236.69
ELU	1.35G+0.9T+1.6Q	1072.689	-1674.8

Coté remblais :

As = 25 cm<sup>2</sup>      Choix des barres :    6 HA 25      Espacement : 20cm

Armatures de construction :

As/3 = 8.33 cm<sup>2</sup>      Choix des barres :    6 HA 14      Espacement : 20cm

Armatures transversales :

As/4 = 6.25 cm<sup>2</sup>      Choix des barres :    6 HA 12      Espacement : 20cm

**XI.3.5.2. Mur Garde Grève**

Le mur garde grève est soumis à la flexion simple. On considère une section de 1x0.45m

Les efforts agissant sur le mur garde grève :

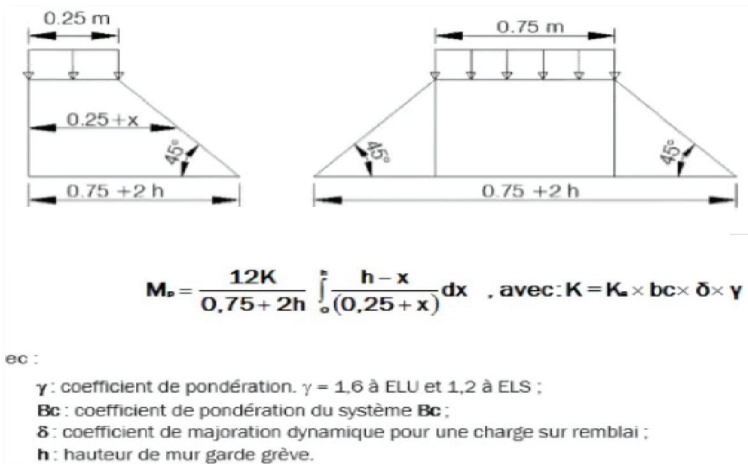
Poussée des terres :       $P = \frac{1}{2} \gamma \cdot Ka \cdot H^2$        $M_p = P \cdot \frac{H}{3}$       H=3.39 m

Freinage d'une roue :       $M_f = \frac{2\mu \cdot P \cdot h}{0.25+2h}$       P = 60 KN

Charge sur remblais :

$\delta = 1.062$

$b_c = 1.2$



**Résultats :**

	ELS	ELU
M(KN.m)/ml	163.4277	218.6178

Coté remblais :

As = 18.2 cm<sup>2</sup>      Choix des barres :    6 HA 20      Espacement : 20cm

Armatures de construction :

$As/3 = 6.067 \text{ cm}^2$  Choix des barres : 6 HA 12      Espacement : 20cm

Armatures transversales :

$As/4 = 4.55 \text{ cm}^2$  Choix des barres : 6 HA 12      Espacement : 25cm

### XI.3.5.3. Dalle de transition :

La dalle de transition est supposée simplement appuyée sur le remblai d'un côté et sur le corbeau de l'autre côté. On considère une section de  $1 \times 0.3 \text{ m}$

Les charge sollicitant la dalle de transition :

Poids propre :  $g = \gamma \cdot e$        $e = 0.3 \text{ m}$        $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

Revêtement :  $g_{rev} = \gamma \cdot e$        $e = 0.08 \text{ m}$        $\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$

Remblais sur la dalle :  $g_{rem} = \gamma \cdot h$        $h = 1.17 \text{ m}$        $\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$

Surcharge :  $Q = 10 \text{ KN/m}$

Combinaisons fondamentales :

ELS :  $G + 1.2Q$

ELU :  $1.35G + 1.6Q$

### Résultats :

	ELU	ELS
M (KN.m) /ml	136.933	101.8069
V (KN) /ml	121.7183	90.495

Nappe inférieur :

$As = 18.6 \text{ cm}^2$  Choix des barres : 6 HA 20      Espacement : 20cm

Armatures de construction :

$As/3 = 6.2 \text{ cm}^2$  Choix des barres : 6 HA 12      Espacement : 20cm

Armatures transversales :

$As/4 = 4.65 \text{ cm}^2$  Choix des barres : 6 HA 12      Espacement : 25cm

### XI.3.5.4. Corbeau

Le corbeau est un appui pour la dalle de transition, donc il est supposé travailler à la compression simple.

L'effort sollicitant est la réaction de la dalle de transition.  $N = ql/2$

### Résultats :

	ELU	ELS
N (KN) /ml	121.7183	90.495

Section d'acier :

$As = 10.4 \text{ cm}^2$  Choix des barres : 6 HA 16      Espacement : 20cm

Armatures de construction :

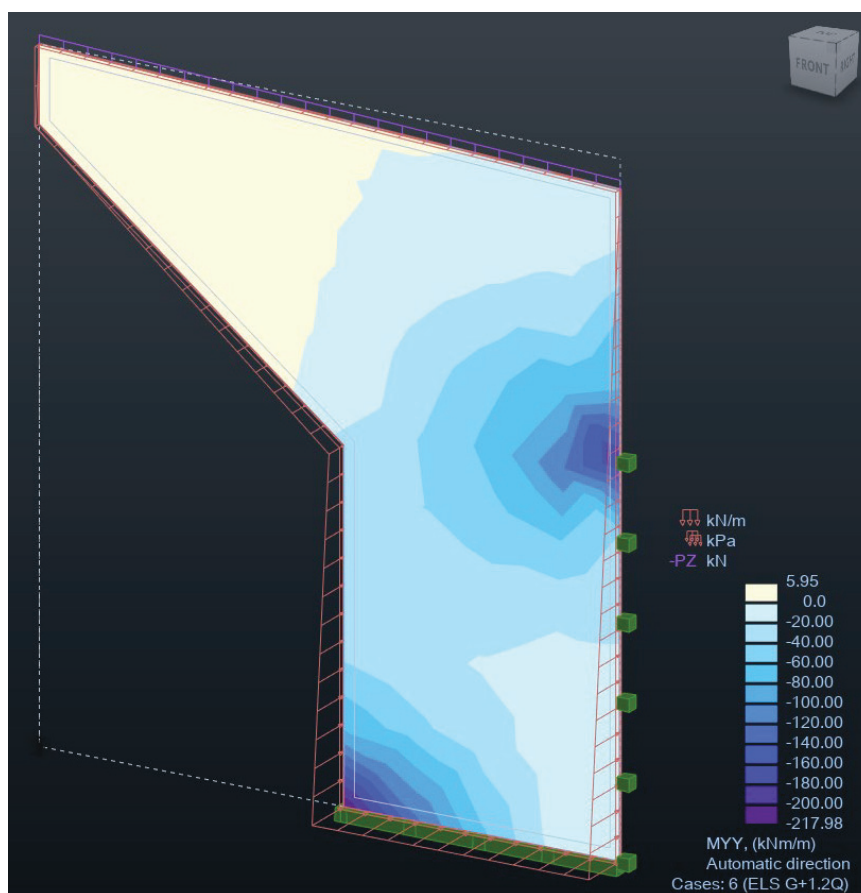
$As/3 = 3.467 \text{ cm}^2$  Choix des barres : 6 HA 12      Espacement : 20cm

**XI.3.5.5. Mur en retour**

Le mur en retour est un soutènement pour les remblais derrière la culée. Pour évaluer les efforts on utilise model numérique avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL.

Le mur est sollicité par son poids propre, charges complémentaires permanentes (Trottoir, garde-corps), poussée des terres, poussée des surcharges sur remblais.

**Résultats :**



**Figure XI-5. Moment  $M_{yy}$  sur mur en retour.**

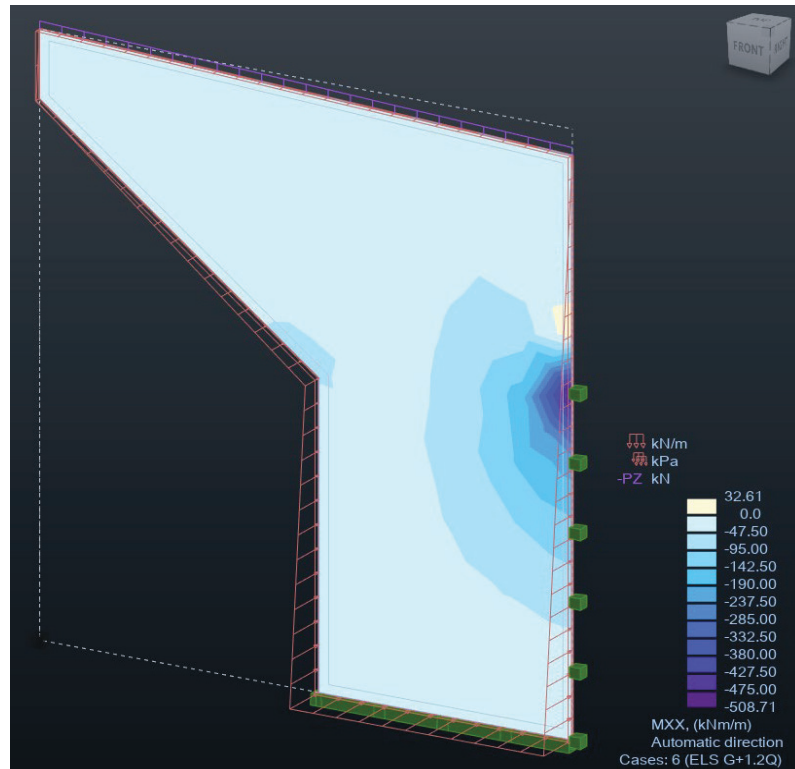


Figure XI-6. Moment  $M_{xx}$  sur mur en retour.

A ELS :  $M_{xx} = 380 \text{ KN.m}$  et  $M_{yy} = 160 \text{ KN.m}$

#### XI.3.5.5.1. Ferrailage vertical :

Coté remblais :

$A_s = 28.3 \text{ cm}^2$     Choix des barres :    6 HA 25    Espacement : 20cm

Armatures de construction :

$A_{s/3} = 9.43 \text{ cm}^2$     Choix des barres :    6 HA 16    Espacement : 20cm

#### XI.3.5.5.2. Ferrailage horizontal :

Coté remblais :

$A_s = 11.5 \text{ cm}^2$     Choix des barres :    6 HA 16    Espacement : 20cm

Armatures de construction :

$A_{s/3} = 3.83 \text{ cm}^2$     Choix des barres :    4 HA 12    Espacement : 20cm

### XI.4.CONCLUSION

L'étude des éléments de l'infrastructure a été établie le long de ce chapitre dans le but d'assurer la stabilité et le bon fonctionnement de ces éléments, donc on peut conclure que la conception et le dimensionnement de l'infrastructure ainsi que les accessoires qu'on a faits, permettra à l'ouvrage d'être exploité en toute sécurité.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent projet, rend possible de constater que les ponts construits en encorbellement successif sont des solutions très efficaces pour surmonter plusieurs types de brèches tout en embellir le paysage avec leur aspect esthétique.

D'autre part, ce travail montre que les ouvrage d'art nécessite une grande maitrise de l'ensembles des disciplines engendrées par le domaine des travaux publiques et génie civil.

Comme on a cité avant, la conception de l'ouvrage est l'étape la plus critique dans le projet, elle nécessite une expérience et une touche d'art afin d'avoir un ouvrage optimisé en termes de quantités des matériaux et de résistance.

Enfin, ce projet était une application pratiquement de tous nos connaissances acquises durant notre formation à l'école nationale supérieure des travaux publiques (résistance des matériau, dynamique des structures, mécanique des sols...etc.), Et n'a fait qu'augmenter notre passion vers le domaine des ouvrages d'art.

## ***Bibliographies***

- CALGARO, Jean-Armand, VIRLOGEUX, Michel. *Projet et construction des ponts. Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. 1987.251p.ISBN 2-85978-095-5.*
- CALGARO, Jean-Armand, VIRLOGEUX, Michel. *Conception des ponts. Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. 1987.251p.ISBN 2-85978-095-5.*
- *École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Cours Béton Armé 2021.*  
M.BELAOURA
- *École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Cours Béton Précontraint 2021/2022.* M.BELAOURA
- *École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Cours Calcul des Fondations 2021/2022.* M.OUMOUSA
- *École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Cours Dynamique des Structures 2021/2022.* M.HADID
- Fascicule n° 62- Titre I – Section II, Avril 1999. *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites – BPEL 91 révisé 99.*
- SETRA (Service d'Étude Techniques des Routes et Autoroutes), *Juin 2003. Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs - Guide de conception.*
- Fascicule n° 62- Titre I – Section I, Avril 1999. *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites –BAEL 91 révisé 99.*
- WALTHER.R, HOURIET.B. *Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé – Presse polytechniques romandes de Lausanne, 1977.331p.*
- SETRA. *Appuis des tabliers P.P.73 (1.3.1). 46P, Avenue Aristide Briand BP 100-92 223-BAGNEUX.*
- *Mémoire. Projet de fin d'étude ENSTP 2022. Conception et Étude d'un Pont.*  
A.ZITOUNI et K.FOUHAL
- *Mémoire. Projet de fin d'étude ENSTP 2020. Conception et Étude d'un Pont.* S.CHAMI

# ANNEXE A

**A.1 Données géotechniques :****• SONDAGE 01**

Figure A-1 : Investigations géotechniques (SC1) – Caisse 01 : 0 à 6 m



Figure A-2 : Investigations géotechniques (SC1) – Caisse 02: 6 à 10 m



Figure A-3 : Investigations géotechniques (SC1) – Caisse 03 : 10 à 15 m



Figure A-4 : Investigations géotechniques (SC1) – Caisse 04 :15 à 19 m



Figure A-5 : Investigations géotechniques (SC1) – Caisse 05 :19 à 20 m

- **SONDAGE 02**



Figure A-6 : Investigations géotechniques (SC2) – Caisse 01 :0 à 5 m



Figure A-7 : Investigations géotechniques (SC2) – Caisse 02 :5 à 9 m



Figure A-8 : Investigations géotechniques (SC2) – Caisse 3 :9 à 13 m



Figure A-9 : Investigations géotechniques (SC2) – Caisse 4 :13 à 20

<u>Tableau A-1 : résultats des essais périmétriques SP1</u>			
SP1			
PRFO (m)	E(bar)	P l(bar)	E/PL
1	127.74	15.93	8.02
2	181.82	16.13	11.27
3	356.59	18.26	19.53
4	147.31	22.58	6.52
5	149.49	22.66	6.6
6	138.12	24.58	5.62
7	453.78	24.91	13
8	275.4	31.96	8.62
9	407.73	35.02	11.64
10	312.28	35.13	8.89
11	281.29	38.3	7.34
12	410.24	53.98	7.6
13	236.26	53.41	4.42
14	26026	53.41	4.42
15	257.24	53.24	4.79
16	496.52	53.68	9.25
17	290.16	54.26	5.35
18	327.7	54.76	5.98
19	331.61	54.82	6.05

<u>Tableau A-2 : résultats des essais périmétriques SP2</u>			
SP2			
PRFO (m)	E(bar)	P l(bar)	E/PL
1	215.61	30.79	7
2	187.15	30.87	6.06
3	408.69	33.88	12.06
4	240.69	37.52	6.41
5	330.77	46.73	7.08
6	237.64	52.63	4.52
7	301.15	40.32	7.47
8	233.47	38.38	6.08
9	559.8	52.59	10.64
10	303.09	53.6	5.65
11	394.38	54.08	7.29
12	382.61	54.01	7.08
13	480.41	54.28	8.85
14	368.33	54.18	6.8
15	237.85	53.48	4.45
16	339.43	47.85	7.09
17	665.89	54.48	12.22
18	337.33	54.02	6.24
19	478.72	54.78	8.74

La capacité portante de sol :

z	qsl	qpl	QS	QP	Q-ELS-QP	Q-ELS-CARAC	Q-ELU-FOND	Q-ELU-ACC
0,000	1,57	22,95	0,0	26,0	9,3	11,4	18,7	20,5
-1,000	1,57	23,88	5,9	27,0	12,7	15,5	23,7	26,0
-1,000	1,57	23,88	5,9	27,0	12,7	15,5	23,7	26,0
-1,000	1,71	24,35	5,9	27,5	12,9	15,7	24,1	26,5
-2,000	1,71	25,17	12,4	28,5	16,4	20,1	29,4	32,3
-2,000	1,71	25,17	12,4	28,5	16,4	20,1	29,4	32,3
-2,000	8,89	27,98	12,4	31,6	17,6	21,5	31,6	34,8
-3,000	8,89	31,21	45,9	35,3	35,8	43,7	58,4	64,2
-3,000	8,89	31,21	45,9	35,3	35,8	43,7	58,4	64,2
-3,000	9,38	31,90	45,9	36,1	36,0	44,1	58,9	64,8
-4,000	9,38	36,74	81,2	41,5	55,8	68,2	88,3	97,1
-4,000	9,38	36,74	81,2	41,5	55,8	68,2	88,3	97,1
-4,000	10,47	38,17	81,2	43,2	56,4	68,9	89,5	98,4

-5,000	10,47	42,17	120,7	47,7	77,8	95,2	121,1	133,2
-5,000	10,47	42,17	120,7	47,7	77,8	95,2	121,1	133,2
-5,000	12,59	43,69	120,7	49,4	78,5	95,9	122,3	134,6
-6,000	12,59	46,35	168,2	52,4	103,4	126,4	158,6	174,5
-6,000	12,59	46,35	168,2	52,4	103,4	126,4	158,6	174,5
-6,000	12,63	46,40	168,2	52,5	103,4	126,5	158,7	174,5
-7,000	12,63	50,92	215,8	57,6	129,2	158,0	196,6	216,2
-7,000	12,63	50,92	215,8	57,6	129,2	158,0	196,6	216,2
-7,000	12,69	51,58	215,8	58,3	129,5	158,3	197,1	216,8
-8,000	12,69	56,11	263,6	63,5	155,4	190,0	235,2	258,7
-8,000	12,69	56,11	263,6	63,5	155,4	190,0	235,2	258,7
-8,000	14,64	57,58	263,6	65,1	156,0	190,7	236,4	260,0
-9,000	14,64	65,06	318,8	73,6	186,8	228,4	282,1	310,4
-9,000	14,64	65,06	318,8	73,6	186,8	228,4	282,1	310,4
-9,000	14,85	66,64	318,8	75,4	187,4	229,2	283,4	311,8
-10,000	14,85	70,56	374,8	79,8	217,2	265,5	326,9	359,6
-10,000	14,85	70,56	374,8	79,8	217,2	265,5	326,9	359,6
-10,000	19,18	74,32	374,8	84,0	218,7	267,4	329,9	363,0
-11,000	19,18	74,71	447,1	84,5	255,2	312,1	382,2	420,5
-11,000	19,18	74,71	447,1	84,5	255,2	312,1	382,2	420,5
-11,000	17,33	73,65	447,1	83,3	254,8	311,5	381,4	419,6
-12,000	17,33	76,28	512,4	86,3	288,7	353,0	430,5	473,6
-12,000	17,33	76,28	512,4	86,3	288,7	353,0	430,5	473,6
-12,000	19,29	78,41	512,4	88,7	289,6	354,1	432,2	475,5
-13,000	19,29	78,42	585,2	88,7	326,2	398,8	484,5	533,0
-13,000	19,29	78,42	585,2	88,7	326,2	398,8	484,5	533,0
-13,000	19,31	78,45	585,2	88,7	326,2	398,8	484,5	533,0
-14,000	19,31	78,45	658,0	88,7	362,8	443,6	536,9	590,6

A.2 Données sismiques :

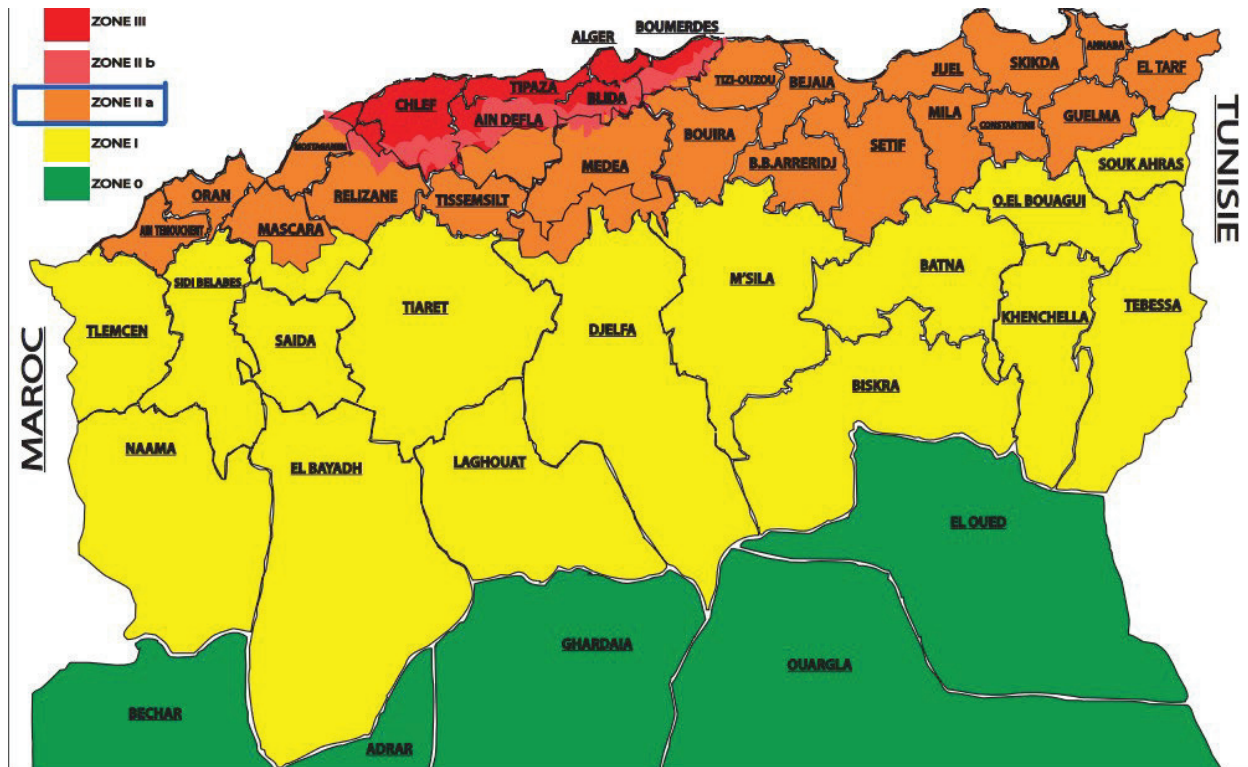


Figure A-9: zones sismiques de l'Algérie

GROUPE DE PONT	ZONE SISMIQUE			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

# ANNEXE B

II.1. Les Diagrammes Des Efforts Internes En Construction :

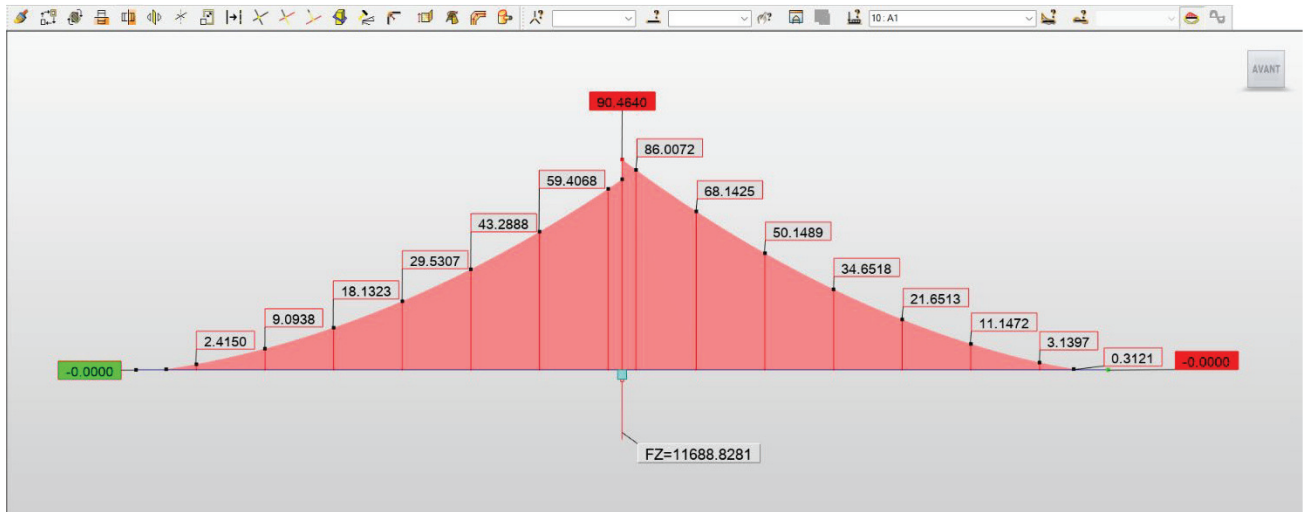


Figure 1. Diagramme des moments sous l'effort de la combinaison ( A1 ) .

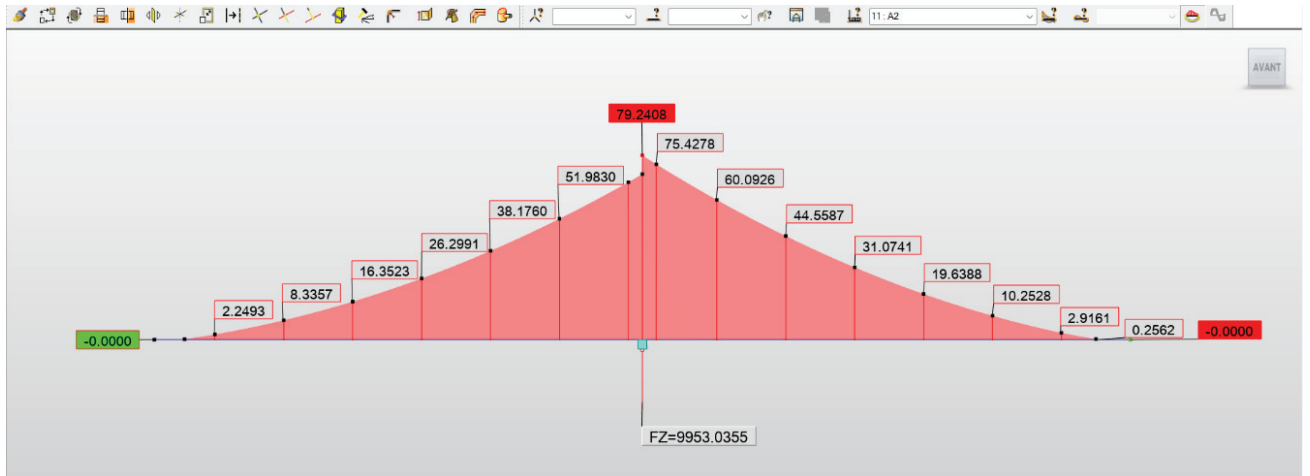


Figure 2. Diagramme des moments sous l'effort de la combinaison ( A2 ) .

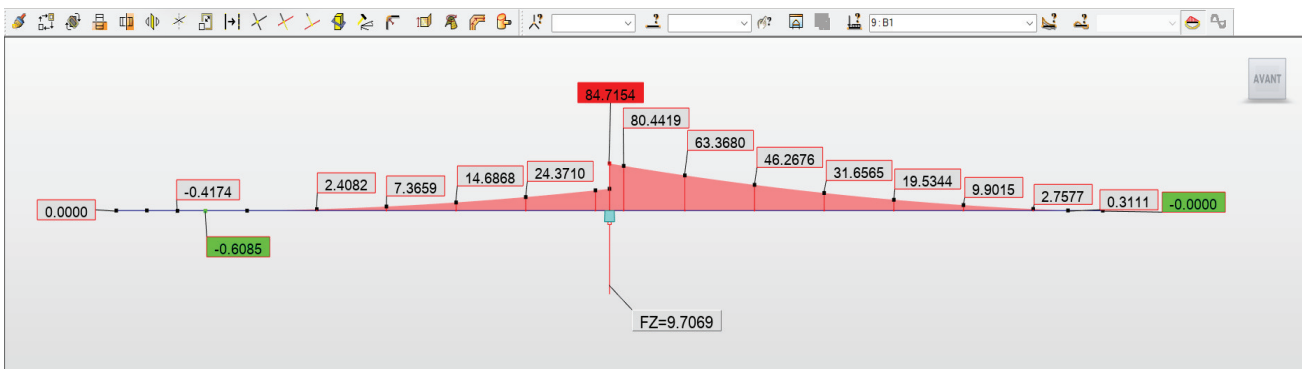


Figure 3. Diagramme des moments sous l'effort de la combinaison ( B1 ) .

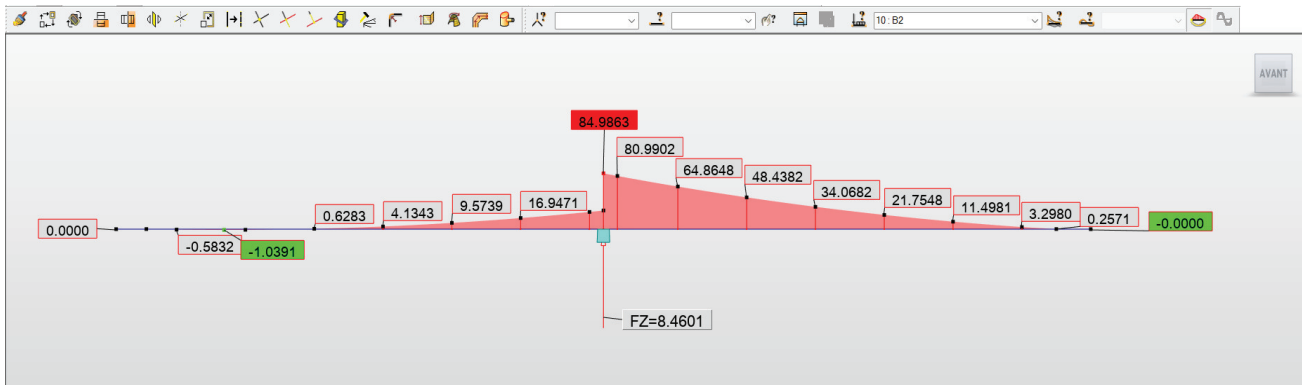


Figure 4. Diagramme des moments sous l'effort de la combinaison ( B2 ).

II.2. Les Diagrammes Des Efforts Internes En phase de Service :

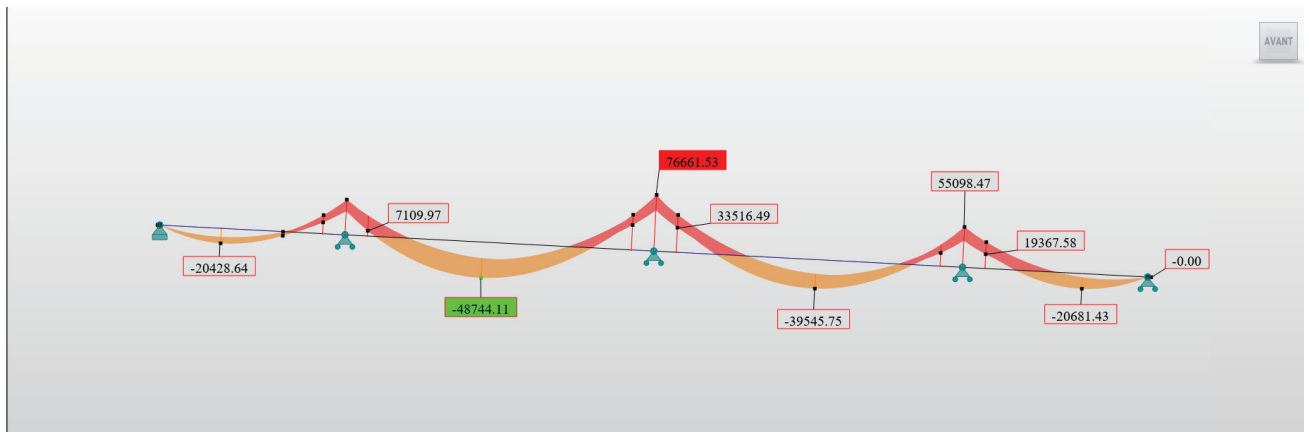


Figure 5. Diagramme Des Moments Maximum à ELS .

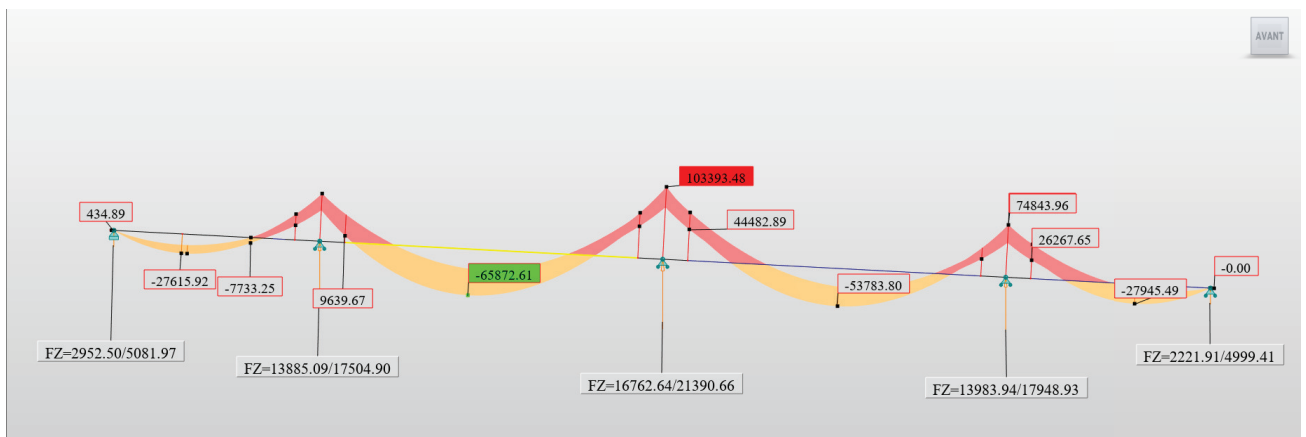


Figure 6. Diagramme Des Moments Maximum à ELU .

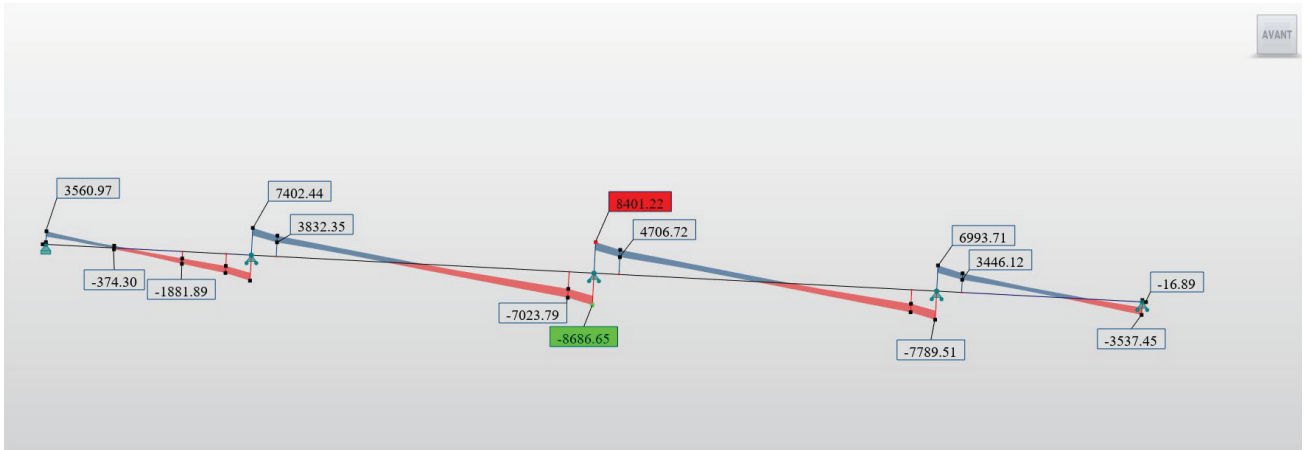


Figure 7. Diagramme Des Efforts Tranchant Maximum à ELS .

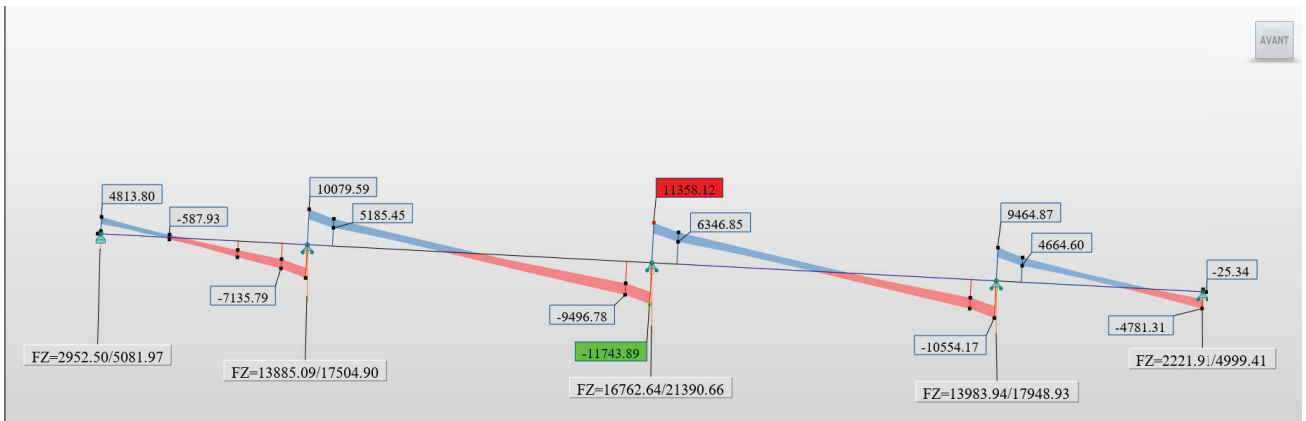


Figure 8. Diagramme Des Efforts Tranchant Maximum à ELU .

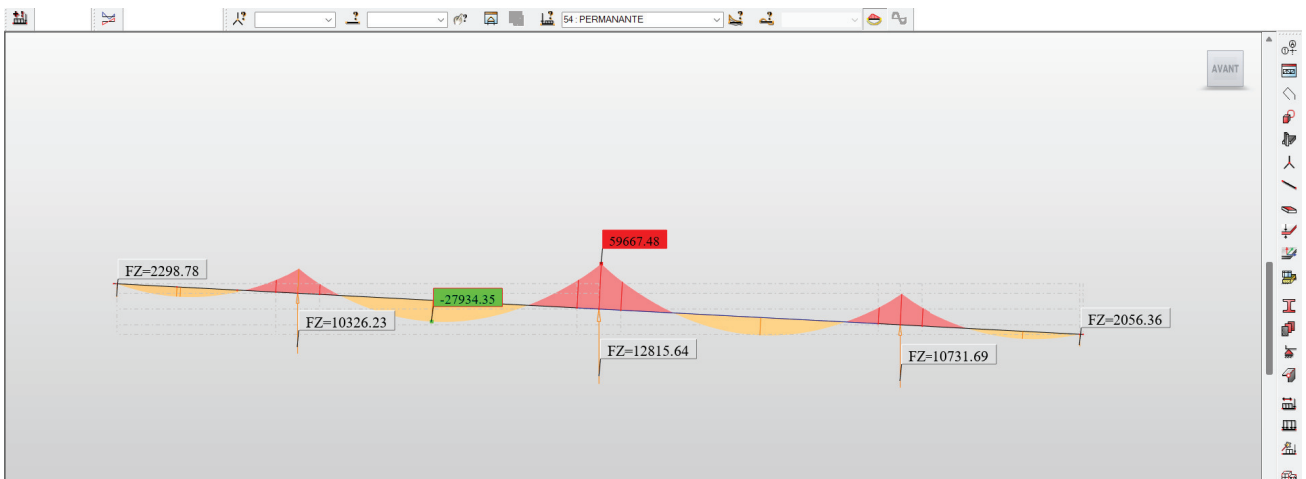


Figure 9. Diagramme de Moment Aux Poids Propre .

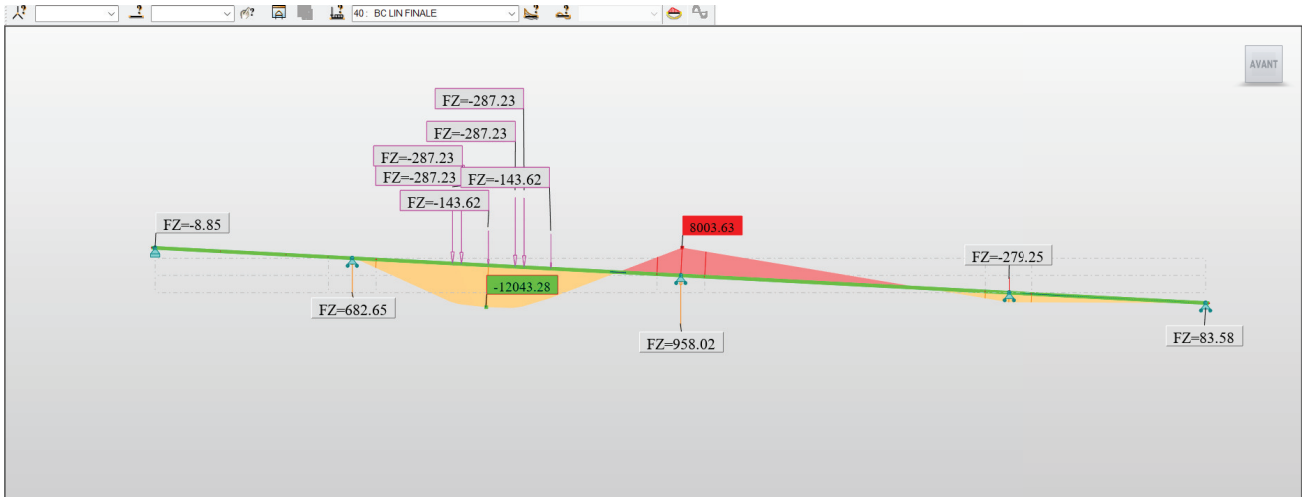


Figure 10. Diagramme Des Moments Maximum Positif BC .

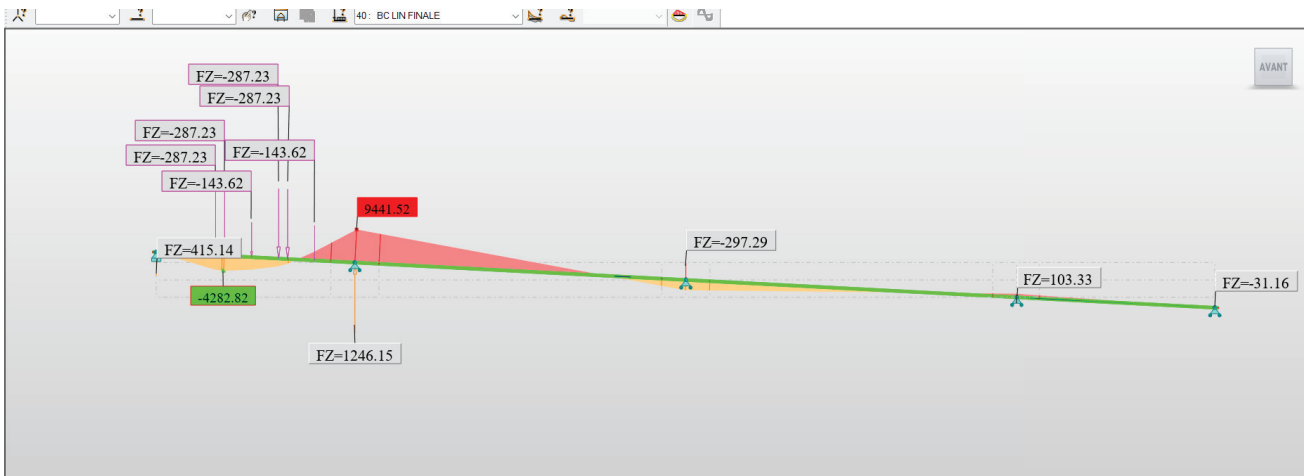


Figure 11. Diagramme Des Moments Maximum Négatif BC .

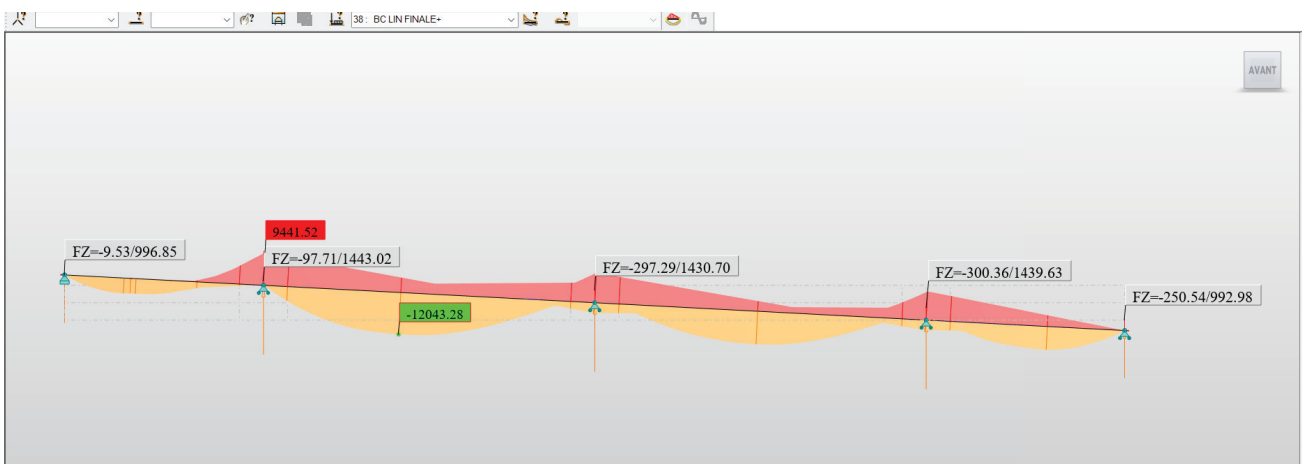


Figure 12. Enveloppe Des Moments Bc .



Figure 13. Enveloppe Des Moments BT.

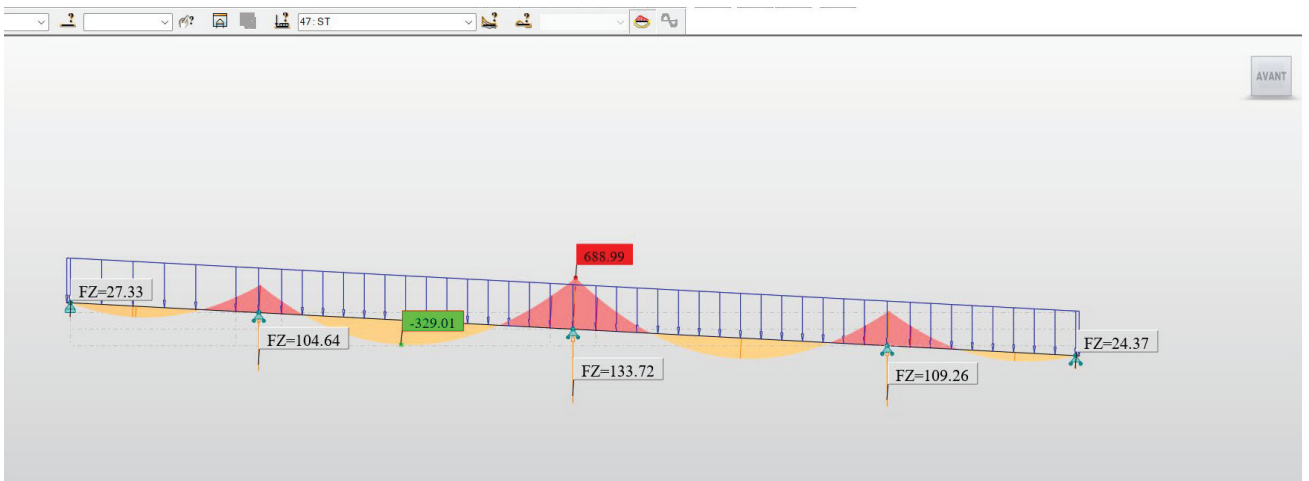


Figure 14. Diagramme De Moment ST.

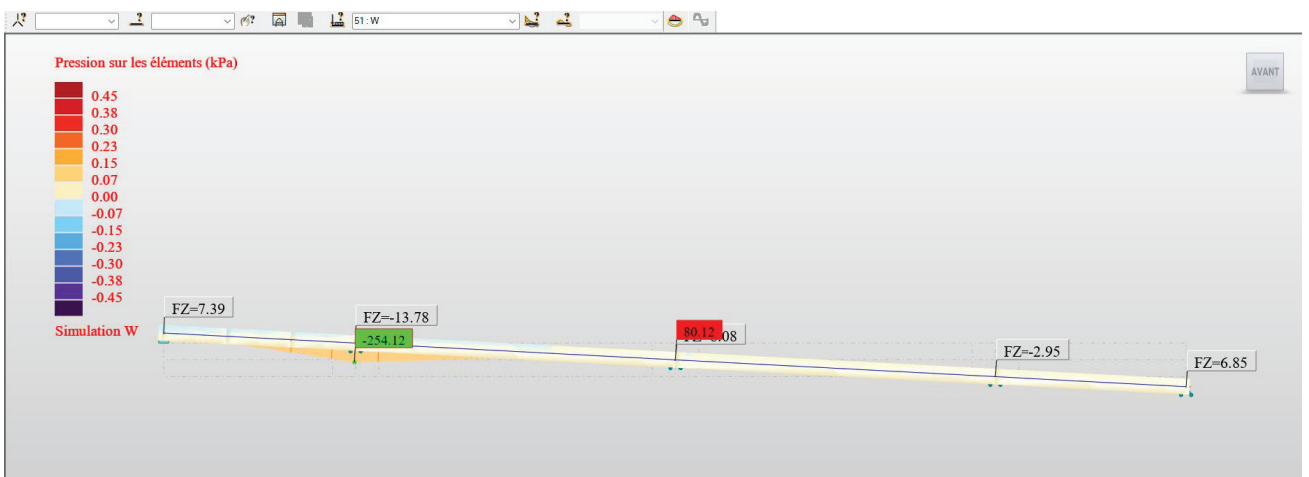


Figure 15. Diagramme De Moment W .

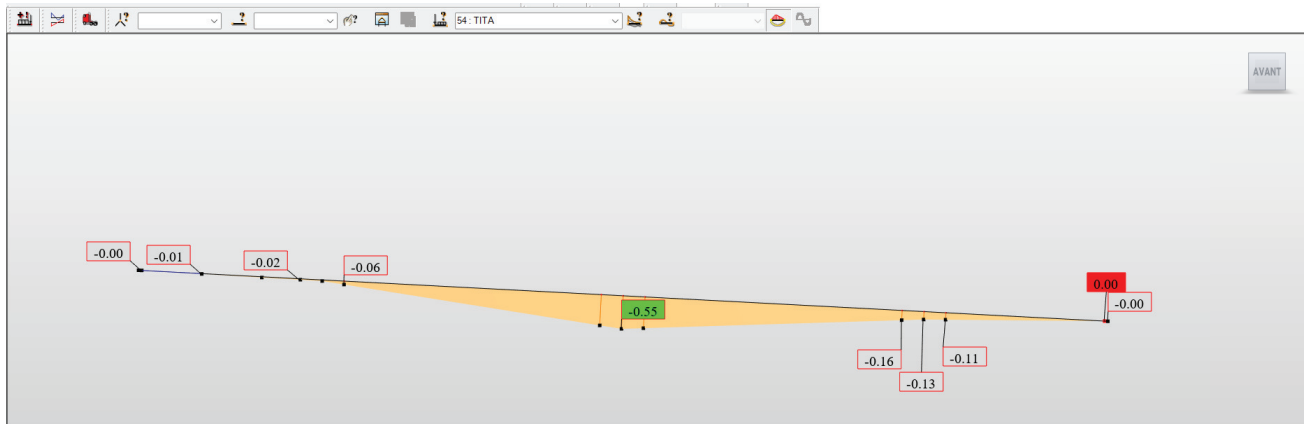


Figure 16. Diagramme De Moment d  $\Delta\Theta$  .

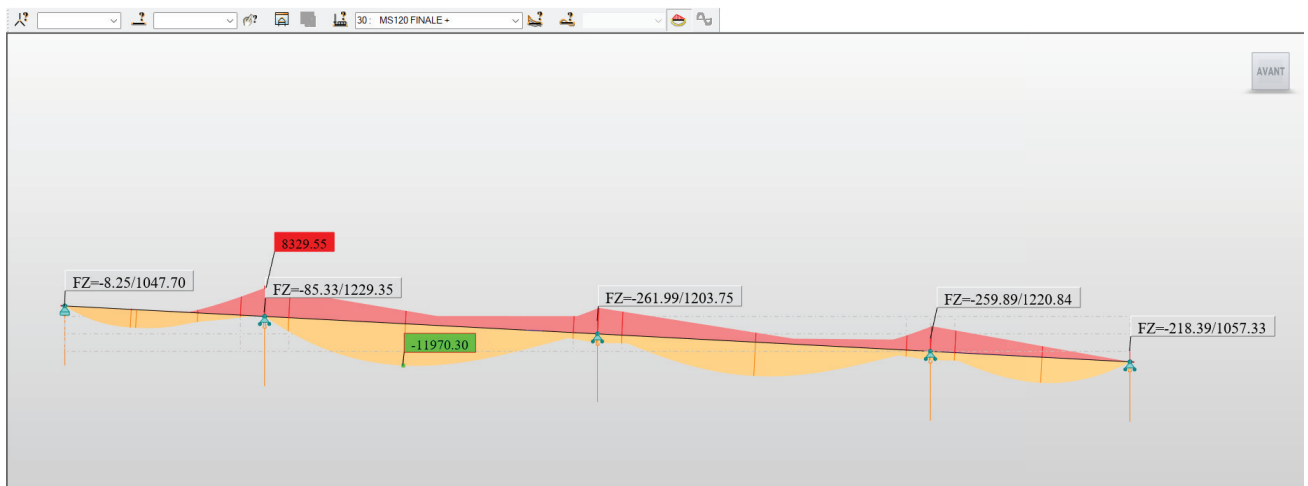


Figure 17. Enveloppe Des Moments MC120 1.

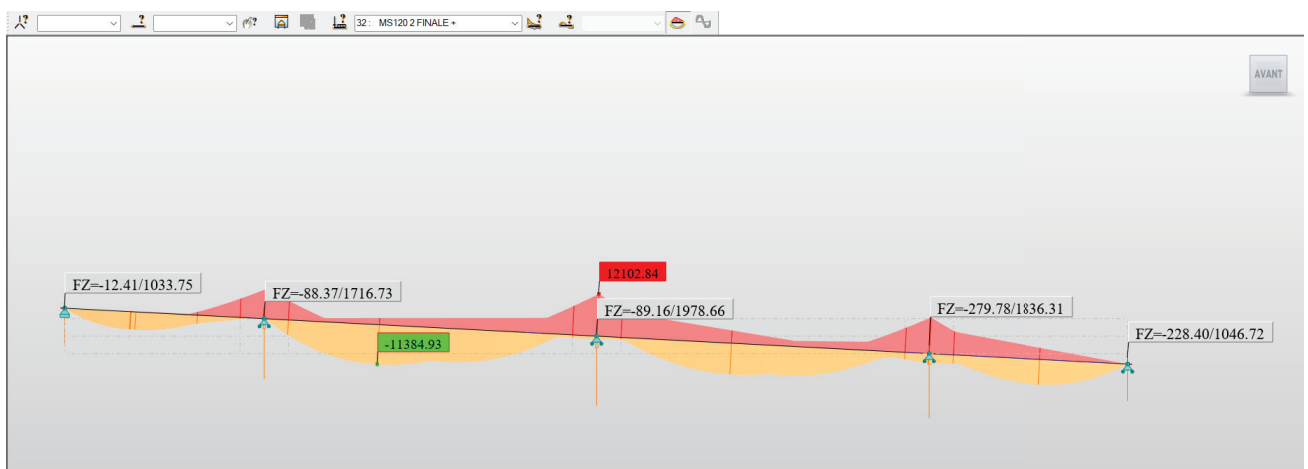


Figure 18. Enveloppe Des Moments MC120 2.

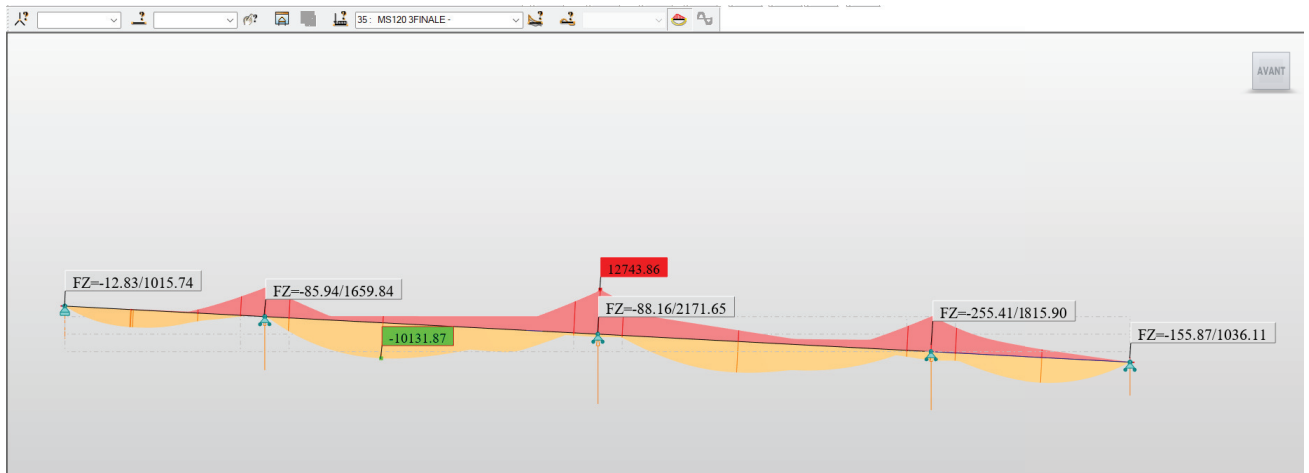


Figure 19. Enveloppe Des Moments MC120 3.

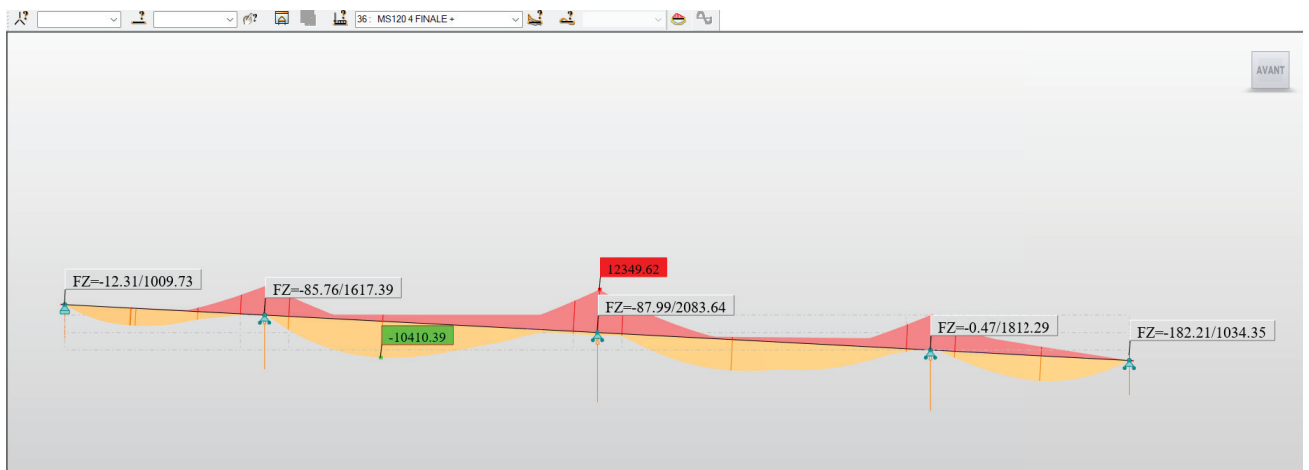


Figure 20. Enveloppe Des Moments MC120 4.

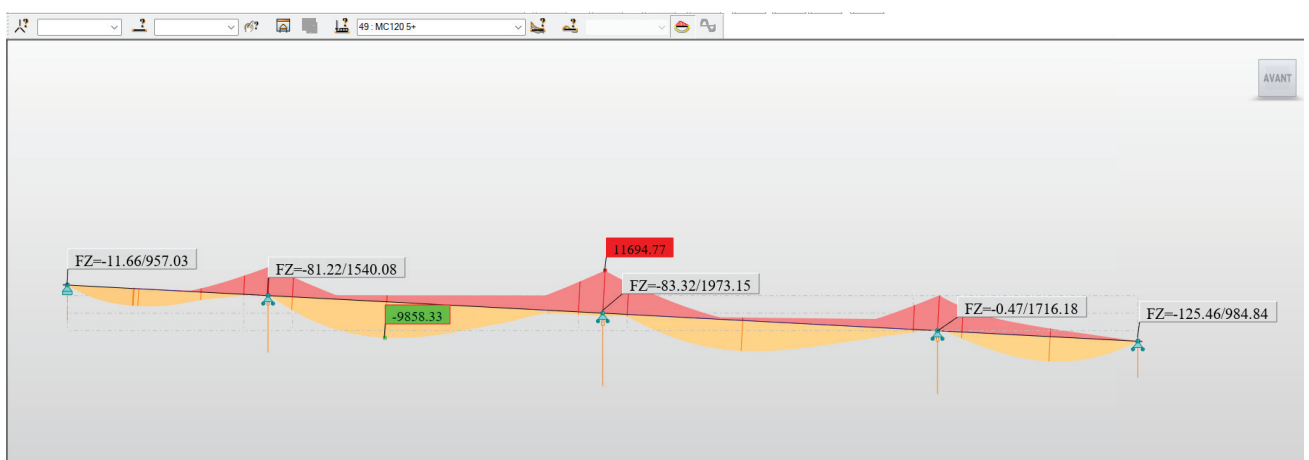


Figure 21. Enveloppe Des Moments MC120 5.

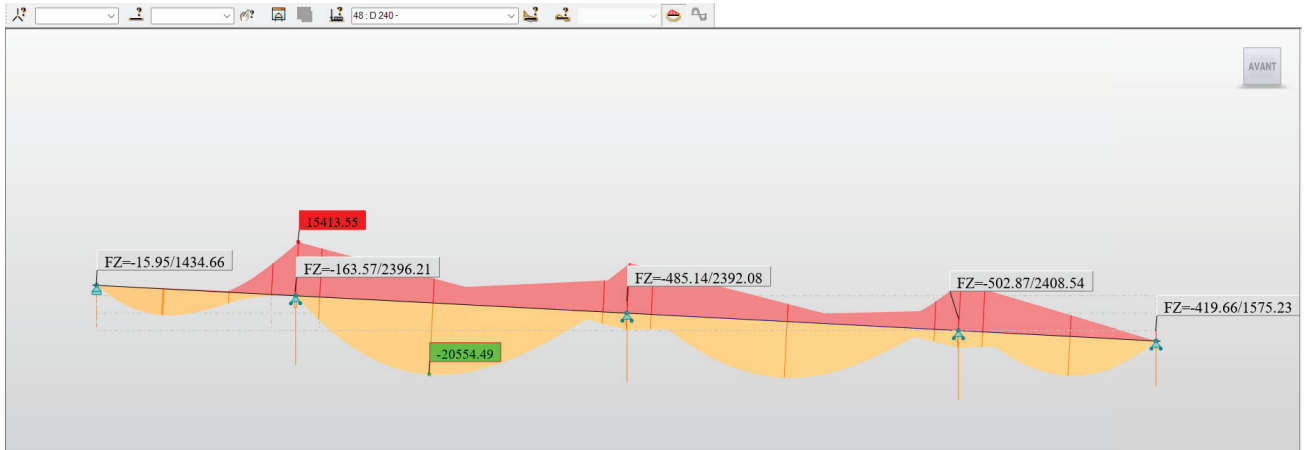


Figure 22. Enveloppe Des Moments D 240

	FZ [kN]	MZ [kNm]	FY [kN]
<b>MAX</b>	710.74	76661.53	8401.22
Barre	46	7	7
Point	orig. (43)	orig. (47)	orig. (47)
Cas	71 (C)	58 (C)	G+D240+ST+0.6T+0.5ΔΘ/179
<b>MIN</b>	-3022.85	-20428.64	-8686.65
Barre	2	46	12
Point	extr. (53)	extr. (44)	extr. (47)
Cas	71 (C)	G+D240+ST+0.6T+0.5ΔΘ/9	G+D240+ST+0.6T+0.5ΔΘ/141

TABLAUX 1. SOLISITAIONS MAX A ELS

	FZ [kN]	MZ [kNm]	FY [kN]
<b>MAX</b>	1064.97	103393.48	11358.12
Barre	46	7	7
Point	orig. (43)	orig. (47)	orig. (47)
Cas	102 (C)	76 (C)	1.35G+1.35D240+1.6ST+0
<b>MIN</b>	-4534.27	-27615.92	-11743.89
Barre	2	46	12
Point	extr. (53)	extr. (44)	extr. (47)
Cas	102 (C)	1.35G+1.35D240+1.6ST+0.9T+0.75ΔΘ/9	1.35G+1.35D240+1.6ST+0

TABLAUX 1. SOLISITAIONS MAX A ELU

### II.3. Les Diagrammes Des Efforts Internes transversaux :

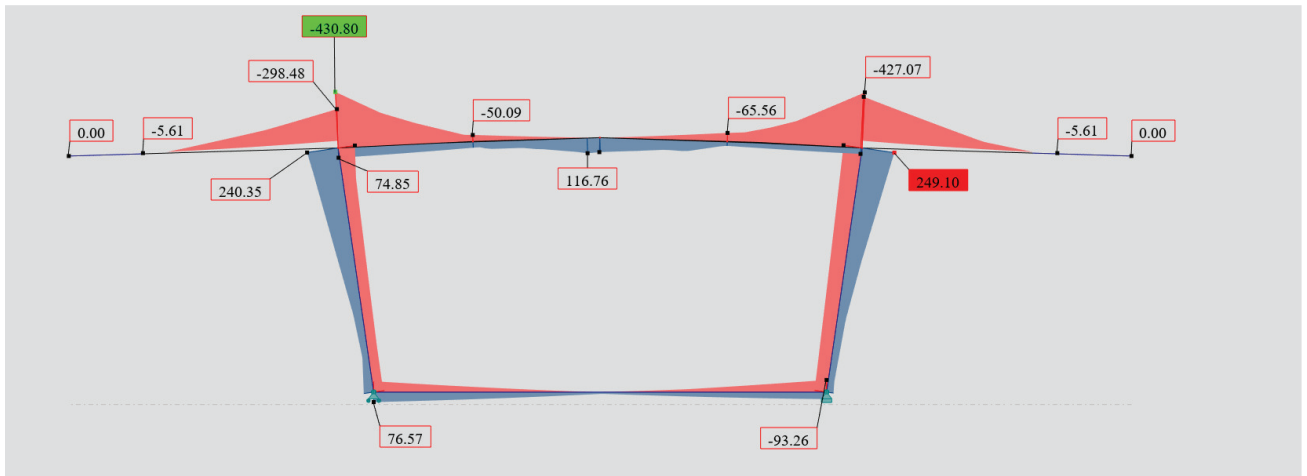


Figure 23. Diagrammes Des Moments Maximum à ELS .

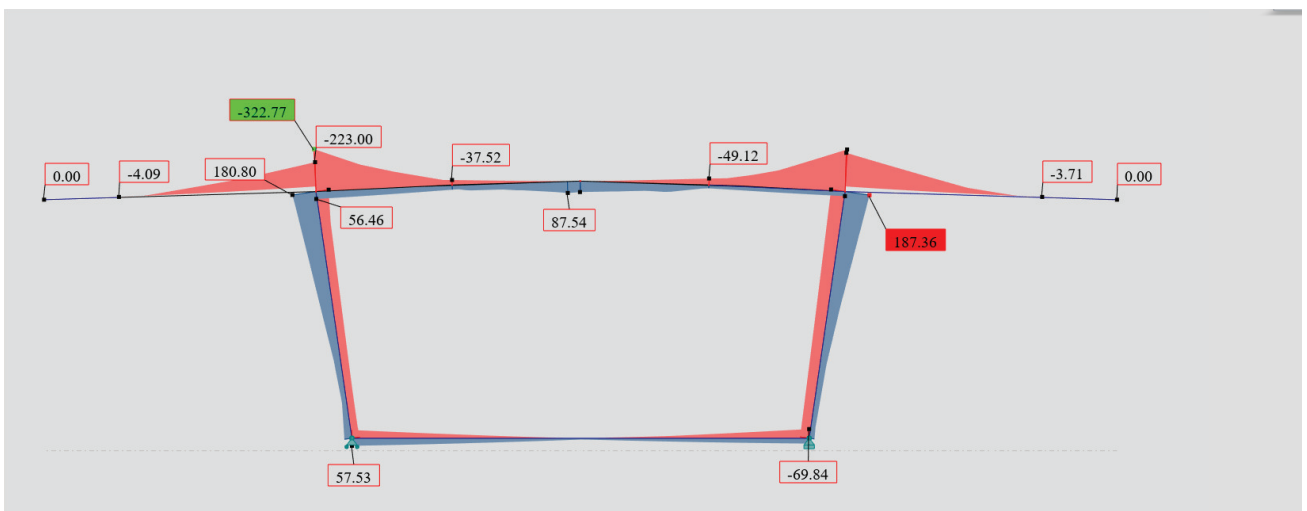


Figure 24. Diagrammes Des Moments Maximum à ELU .

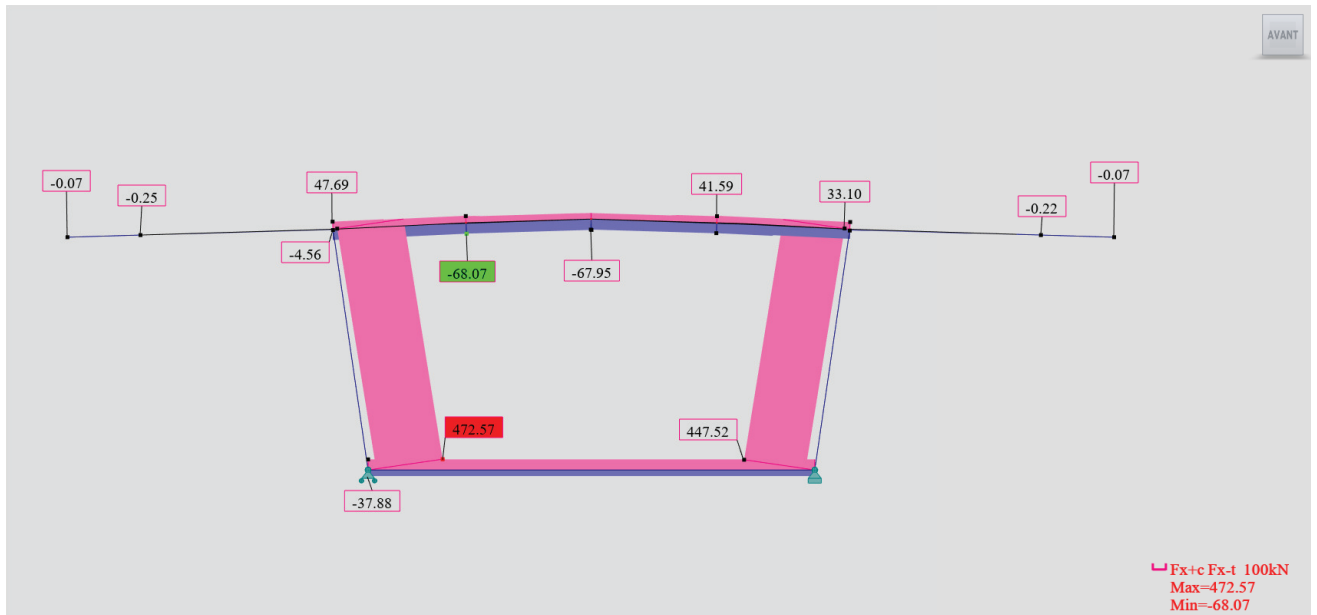


Figure 25. Diagrammes Des Efforts Normales à ELS .

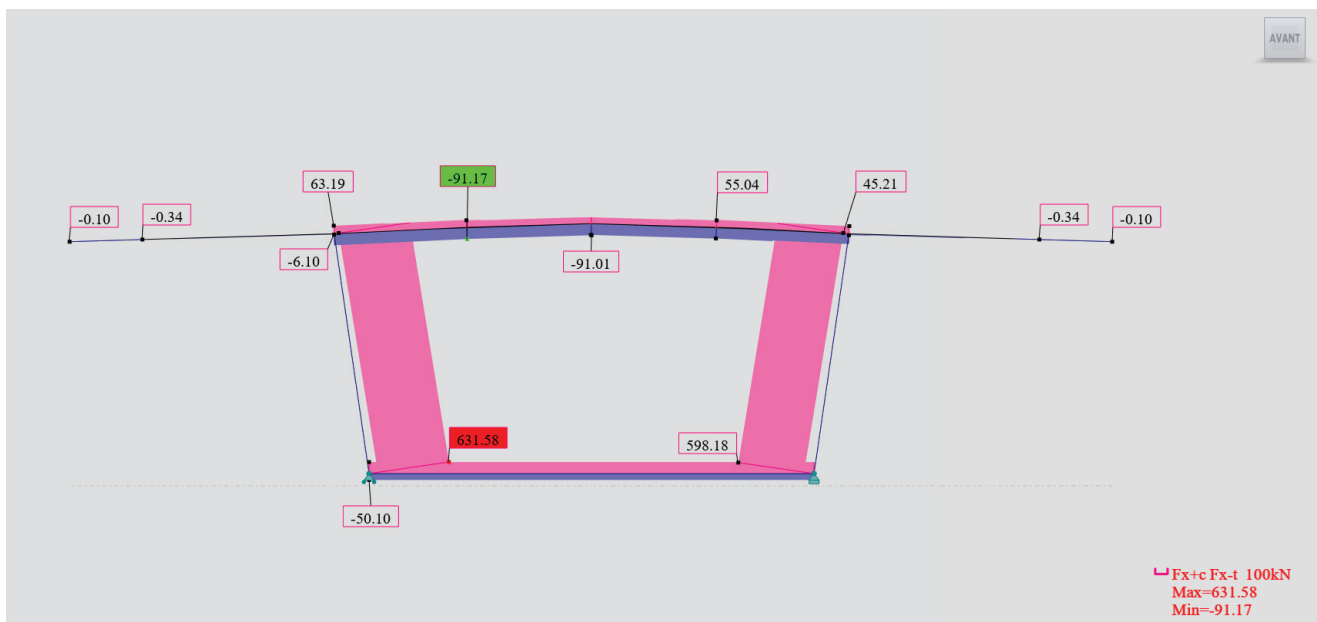


Figure 26. Diagrammes Des Efforts Normales à ELU .

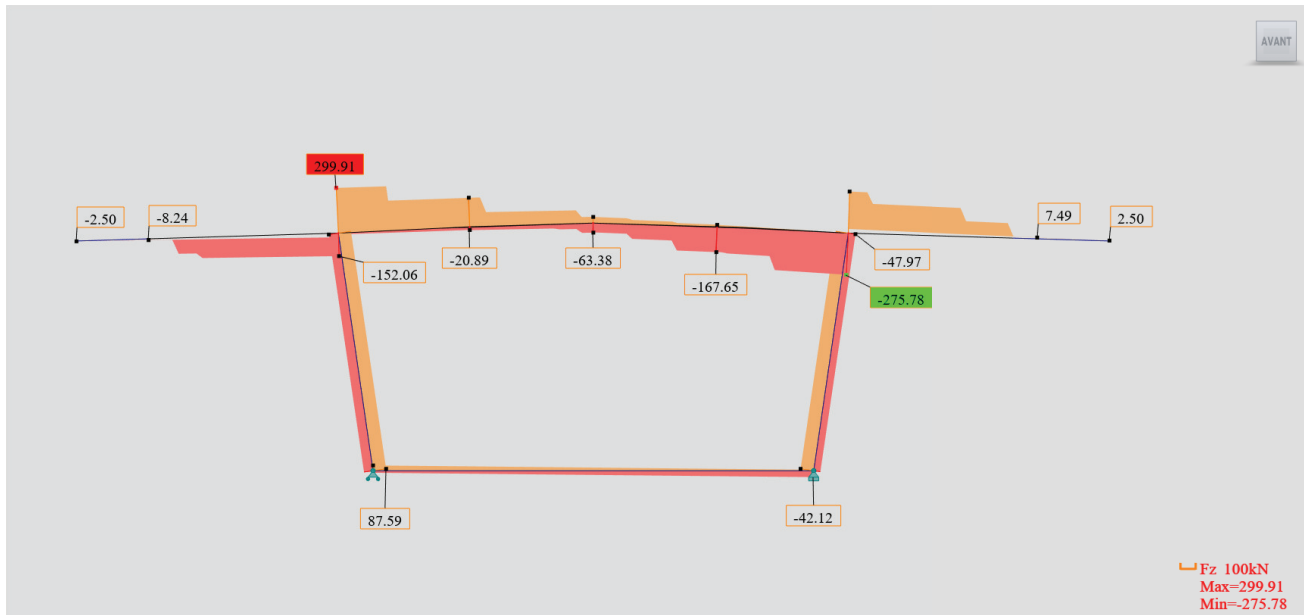


Figure 27. Diagrammes Des Efforts Tranchants à ELS .



Figure 28. Diagrammes Des Efforts Tranchants à ELU .

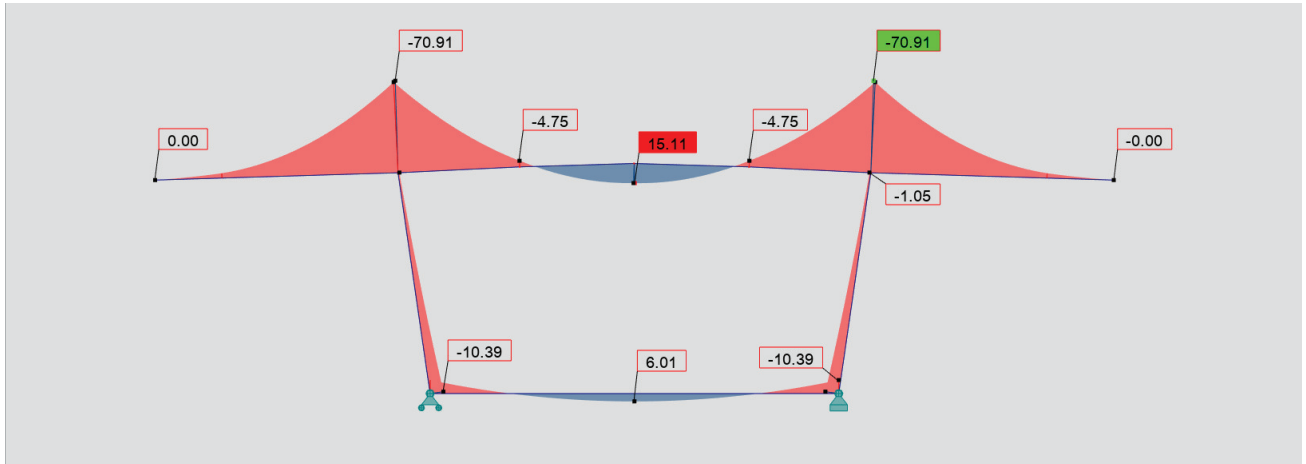


Figure 29. Diagramme de Moment Aux Poids Propre .

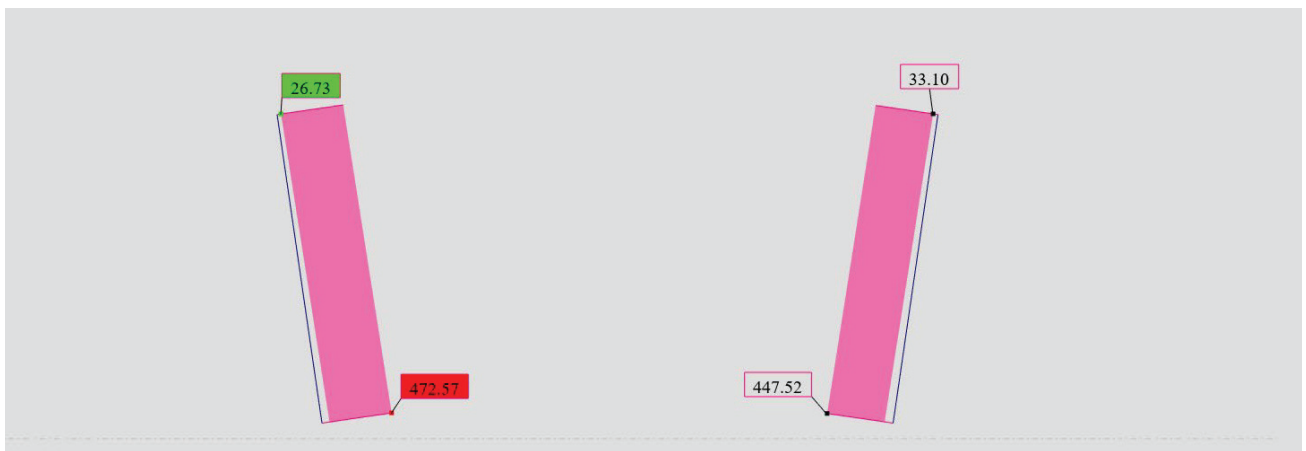


Figure 30. Diagramme de Effort Normale aux l'âme .

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	472.57	0.0	299.91	0.0	187.36	0.0
Barre	6	4	5	4	8	4
Noeud	4	1	2	1	6	1
Cas	G+1.2BT2+ST/1	3 (C)	G+1.2BT2+ST/1	3 (C)	G+1.2BT2+ST/3	3 (C)
MIN	-68.07	0.0	-275.78	0.0	-322.77	0.0
Barre	5	4	11	4	5	4
Noeud	3	1	6	1	2	1
Cas	G+1.2BC2+ST/7	3 (C)	G+1.2BT2+ST/4	3 (C)	G+1.2BT2+ST/1	3 (C)

TABLAUX 3. SOLISITAIONS MAX A ELS

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	631.58	0.0	400.26	0.0	249.10	0.0
Barre	6	4	5	4	8	4
Noeud	4	1	2	1	6	1
Cas	1.35G+ 1.6 BT2V +1.6 ST/1	63 (C)	1.35G+ 1.6 BT2V +1.6 ST/1	63 (C)	1.35G+ 1.6 BT2V +1.6 ST/3	63 (C)
MIN	-91.17	0.0	-368.09	0.0	-430.80	0.0
Barre	5	4	11	4	5	4
Noeud	3	1	6	1	2	1
Cas	1.35G+ 1.6 BC2V +1.6 ST/7	63 (C)	1.35G+ 1.6 BT2V +1.6 ST/4	63 (C)	1.35G+ 1.6 BT2V +1.6 ST/1	63 (C)

TABLAUX 3. SOLISITAIONS MAX A ELU

## II.4. Les Diagrammes Des Efforts sismiques :



Figure 31. Diagramme d'Effort FZ á la combinaison : G+E+0.4ΔT+D+ΨQ .

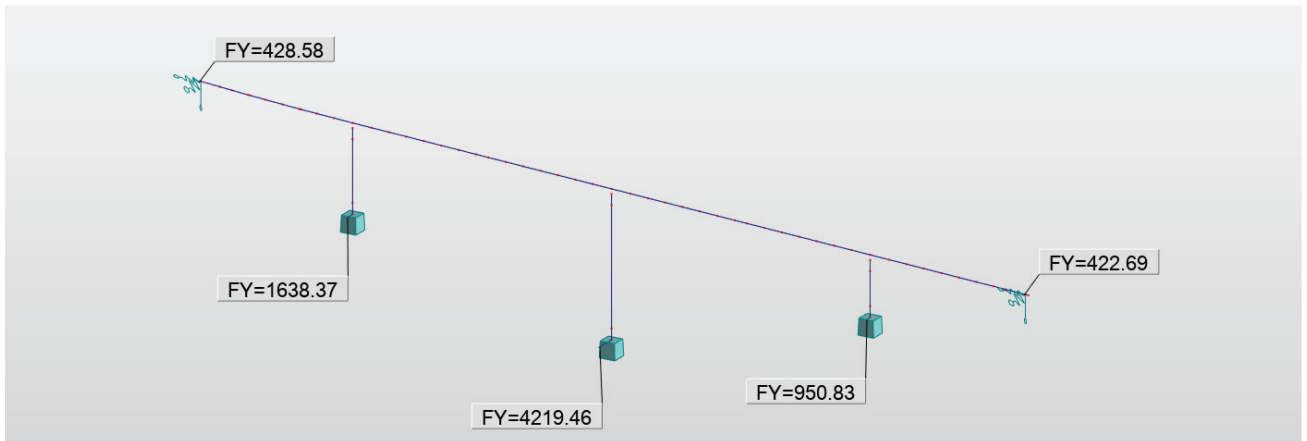


Figure 32. Diagramme d'Effort FY á la combinaison : G+E+0.4ΔT+D+ΨQ .

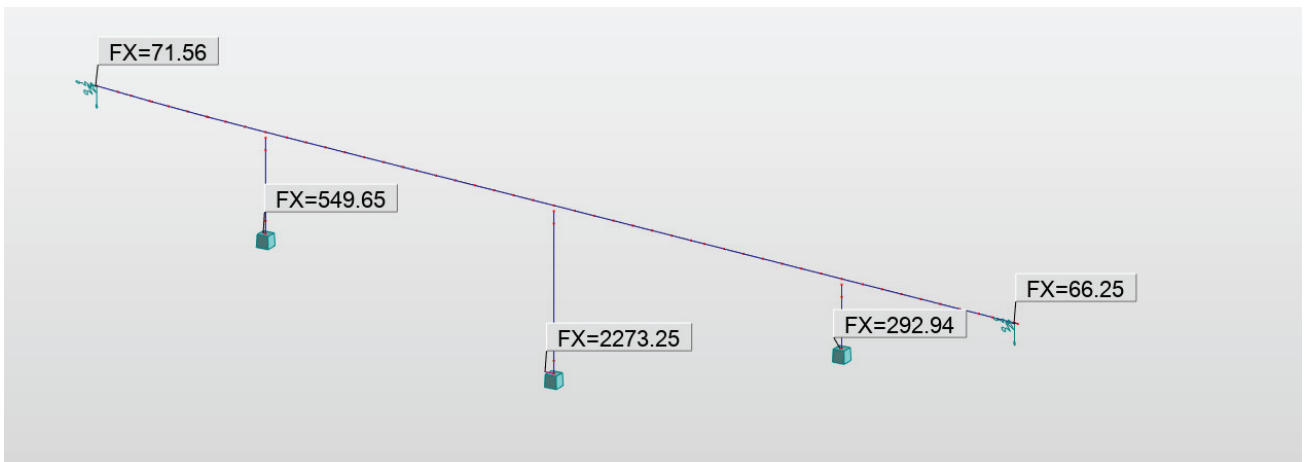


Figure 33. Diagramme d'Effort FX á la combinaison : G+E+0.4ΔT+D+ΨQ .

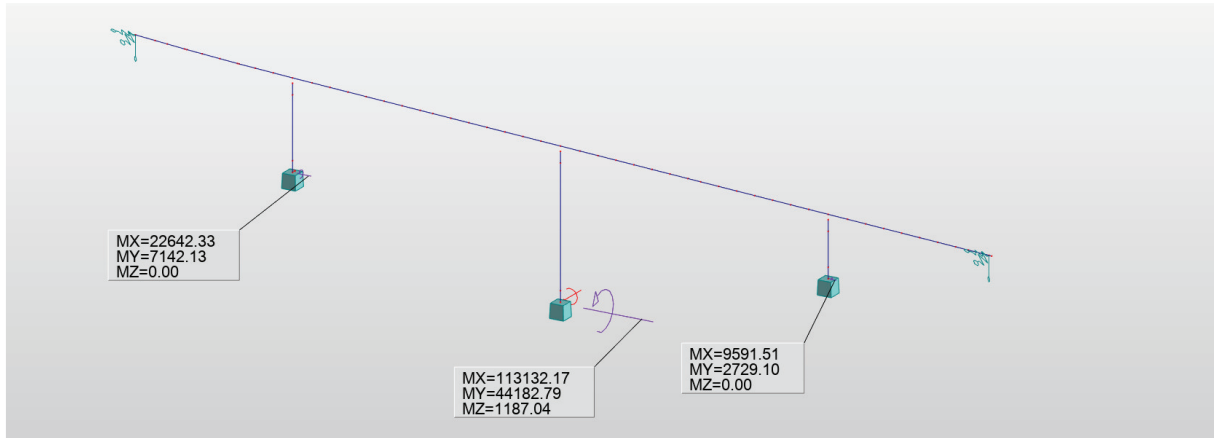


Figure 33. Diagramme des Moment de la combinaison : G+E+0.4ΔT+D+ΨQ.

## II.5. Les modes propres :

Tableau. Modes propres							
Mode	Période [sec]	Participation de la masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	1.23	0	60.96	0	0	60.96	0
2	0.93	75.66	0	0	75.66	60.96	0
3	0.62	0	12.24	0	75.66	73.2	0
4	0.32	0	0	0	75.66	73.2	0
5	0.29	0	1.38	0	75.66	74.58	0
6	0.29	0	0.04	0	75.66	74.62	0
7	0.18	0	0.42	0	75.66	75.04	0
8	0.12	5.57	0	0	81.23	75.04	0
9	0.11	0	0	0	81.23	75.04	0
10	0.1	0.01	0	0	81.24	75.04	0
11	0.09	0	0.37	0	81.24	75.41	0
12	0.09	0	5.58	0	81.24	80.98	0
13	0.09	0	0	0	81.24	80.99	0
14	0.08	0	0.21	0	81.24	81.19	0
15	0.06	1.99	0	0	83.23	81.19	0
16	0.06	0	0.64	0	83.23	81.83	0
17	0.06	0	0	0	83.23	81.83	0
18	0.05	3.91	0	0	87.13	81.83	0
19	0.05	0	0	0	87.14	81.83	0
20	0.05	0.01	1.5	0	87.15	83.33	0
21	0.05	1.05	0.02	0	88.2	83.35	0
22	0.04	0	3.77	0	88.2	87.12	0

23	0.04	0	0.01	0	88.2	87.13	0
24	0.04	0	0	0	88.2	87.13	0
25	0.04	0	0.48	0	88.2	87.61	0
26	0.03	0	0	0	88.2	87.61	0
27	0.03	0.08	0	0	88.28	87.61	0
28	0.03	0	0	0	88.28	87.61	0
29	0.03	0	0.02	0	88.28	87.64	0
30	0.03	0	0.08	0	88.28	87.72	0
31	0.03	0.11	0	0	88.39	87.72	0
32	0.03	0	0	0	88.39	87.72	0
33	0.03	0	0.01	0	88.39	87.73	0
34	0.03	0	0.16	0	88.39	87.89	0
35	0.02	0	0	0	88.39	87.89	0
36	0.02	0.04	0	0	88.43	87.89	0
37	0.02	0.02	0	0	88.45	87.89	0
38	0.02	0	0.12	0	88.45	88.01	0
39	0.02	0	0.01	0	88.45	88.03	0
40	0.02	0.12	0	0	88.58	88.03	0
41	0.02	0	0	0	88.58	88.03	0
42	0.02	0	0.14	0	88.58	88.16	0
43	0.02	0	0.02	0	88.58	88.19	0
44	0.02	1.76	0	0	90.34	88.19	0
45	0.02	0	0	0	90.34	88.19	0
46	0.02	1.7	0	0	92.04	88.19	0
47	0.02	0	0.34	0	92.04	88.53	0
48	0.02	0	0	0	92.04	88.54	0
49	0.02	0.01	0	0	92.04	88.54	0
50	0.02	0.02	0	0	92.06	88.54	0
51	0.01	0	1.71	0	92.06	90.25	0
52	0.01	0	0.59	0	92.06	90.84	0
53	0.01	0	0.01	0	92.06	90.85	0
54	0.01	0	0.01	0	92.06	90.86	0
55	0.01	0.09	0	0	92.15	90.86	0
56	0.01	0	0.32	0	92.15	91.18	0
57	0.01	0	0.01	0	92.15	91.19	0
58	0.01	0	0.32	0	92.15	91.51	0
59	0.01	0	0	0	92.15	91.51	0
60	0.01	0	0	0	92.15	91.51	0
61	0.01	0	0.04	0	92.15	91.55	0
62	0.01	0.01	0	0	92.16	91.55	0
63	0.01	0	0.05	0	92.16	91.61	0
64	0.01	0	0.04	0	92.16	91.65	0
65	0.01	0	0.03	0	92.16	91.68	0
66	0.01	0	0.04	0	92.16	91.72	0
67	0.01	0	0	0	92.16	91.72	0
68	0.01	0	0.03	0	92.16	91.74	0
69	0.01	0	0	0	92.16	91.74	0
70	0.01	0	0.01	0	92.16	91.75	0
71	0.01	0	0	0	92.16	91.75	0
72	0.01	1.18	0	0	93.35	91.75	0

73	0.01	0	0	0	93.35	91.75	0
74	0.01	0	0.02	0	93.35	91.77	0
75	0.01	0	0	0	93.35	91.77	0
76	0.01	0	0	0	93.35	91.78	0
77	0.01	0	0	0	93.35	91.78	0
78	0.01	0	0	0	93.35	91.78	0
79	0.01	0	0	0	93.35	91.78	0
80	0.01	0	0	0	93.35	91.78	0
81	0.01	0	0.01	0	93.35	91.79	0
82	0.01	0	0	0	93.35	91.79	0
83	0.01	0	1.15	0	93.35	92.94	0
84	0.01	0	0	0	93.35	92.94	0
85	0.01	0	0.01	0	93.35	92.94	0
86	0.01	0	0	0	93.35	92.94	0
87	0.01	0	0	0	93.35	92.94	0
88	0.01	0	0	0	93.36	92.94	0
89	0.01	0	0	0	93.36	92.95	0
90	0.01	0	0	0	93.36	92.95	0
91	0.01	0	0	0	93.36	92.95	0
92	0.01	0.87	0	0	94.23	92.95	0
93	0.01	0	0	0	94.23	92.95	0
94	0.01	0	0	0	94.23	92.95	0
95	0.01	0	0	0	94.23	92.95	0
96	0.01	0	0	0	94.23	92.95	0
97	0.01	0	0	0	94.23	92.95	0
98	0.01	0	0	0	94.23	92.95	0
99	0.01	0	0	0	94.23	92.95	0
100	0.01	0	0	0	94.23	92.95	0

# ANNEXE C

## 1) Les Pertes Par frottements

$\sigma_{p0}$ (Mpa)	1488
<b>f</b>	0.2
$\Phi$ (m-1)	0.003

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

Cables	L	$\Theta$ (rd)	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6
			0	4	7.7	11.4	15.1	18.8	22.5	26.2
C1	4	0	17.7493	0						
C2	4	0	17.7493	0						
C3	7.7	0.31174	121.865	105.373	0					
C4	7.7	0.19279	88.9751	72.0857	0					
C5	11.4	0.19279	104.418	87.7155	72.0857	0				
C6	11.4	0.50452	188.047	172.353	157.668	0				
C7	15.1	0.50452	202.397	186.876	172.353	157.668	0			
C8	15.1	0.50452	202.397	186.876	172.353	157.668	0			
C9	18.8	0.64792	252.534	237.619	223.662	209.55	195.28	0		
C10	18.8	0.64792	252.534	237.619	223.662	209.55	195.28	0		
C11	22.5	0.71129	281.558	266.993	253.364	239.584	225.649	211.559	0	
C12	22.5	0.71129	281.558	266.993	253.364	239.584	225.649	211.559	0	
C13	26.2	0.79765	315.306	301.149	287.901	274.506	260.961	247.265	233.416	0
$\Delta\sigma_{frott}$ (MPa)			<b>179.007</b>	<b>163.204</b>	<b>165.129</b>	<b>165.346</b>	<b>157.546</b>	<b>134.077</b>	<b>77.8055</b>	<b>0</b>
$\Delta\sigma_{frott}$ (%)			<b>12.03</b>	<b>10.968</b>	<b>11.0974</b>	<b>11.1119</b>	<b>10.5877</b>	<b>9.01052</b>	<b>5.22886</b>	<b>0</b>

## 2) Les Pertes Par Recul D'ancrage

g (m)	0.002
Ep (Mpa)	190000

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

Cables	L	Θ (rd)	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	
					0	4	7.7	11.4	15.1	18.8	22.5	26.2	
C1	4	0	0.003	9.22635	46.6608	82.3728							
C2	4	0	0.003	9.22635	46.6608	82.3728							
C3	7.7	0	0.003	9.22635	13.6272	49.3392	82.3728						
C4	7.7	0.19279	0.00801	5.64733		46.4052	134.577						
C5	11.4	0.19279	0.00638	6.32563			49.87	120.146					
C6	11.4	0.19279	0.00638	6.32563			49.87	120.146					
C7	15.1	0.19279	0.00555	6.78122				50.9238	112.074				
C8	15.1	0.19279	0.00555	6.78122				50.9238	112.074				
C9	18.8	0.19279	0.00505	7.11057					51.2663	106.883			
C10	18.8	0.19279	0.00505	7.11057					51.2663	106.883			
C11	22.5	0.19279	0.00471	7.36056						51.3499	103.253		
C12	22.5	0.19279	0.00471	7.36056						51.3499	103.253		
C13	26.2	0.19279	0.00447	7.55711							2.09082	51.3292	100.567
<b>Δσ<sub>g</sub> (MPa)</b>					<b>35.6496</b>	<b>65.1225</b>	<b>79.1725</b>	<b>85.5349</b>	<b>81.6702</b>	<b>63.7113</b>	<b>85.945</b>	<b>100.567</b>	
<b>Δσ<sub>g</sub> (%)</b>					<b>2.39581</b>	<b>4.37651</b>	<b>5.32073</b>	<b>5.74832</b>	<b>5.48859</b>	<b>4.28168</b>	<b>5.77588</b>	<b>6.75857</b>	

## 3) Les Pertes Par Raccourcissement de béton :

P <sub>0</sub> (MN)	2.6784
---------------------	--------

$$\Delta\sigma_e(\mathbf{x}) = 2,64 \times \sigma_b(\mathbf{x}), \text{ avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
<b>N cables</b>	26	26	22	18	14	10	6	2
<b><math>\Delta\sigma_g</math> (MPa)</b>	14.42582	15.34453	16.41809	16.86025	16.07633	13.2922	11.00474	6.758568
<b>P (MN)</b>	59.59249	58.95272	49.25047	40.08267	31.46936	23.22382	14.30189	4.994757
<b>v (m)</b>	1.243	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105
<b>d<sub>moy</sub> (m)</b>	0.248	0.248	0.213	0.209	0.209	0.209	0.209	0.209
<b>e<sub>moy</sub> (m)</b>	0.995	0.857	0.892	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	10.586	6.658	6.658	6.658	6.658	6.658	6.658	6.658
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	14.083	6.407	6.407	6.407	6.407	6.407	6.407	6.407
<b>M (MN*m)</b>	90.46	86	68.14	50.15	34.65	21.65	11.15	3.13
<b><math>\sigma_b</math> (Mpa)</b>	1.302213	4.634726	4.443655	4.340276	4.043242	3.511518	2.456229	0.960622
<b><math>\Delta\sigma_{racc}</math> (MPa)</b>	<b>3.437841</b>	<b>12.23568</b>	<b>11.73125</b>	<b>11.45833</b>	<b>10.67416</b>	<b>9.270407</b>	<b>6.484445</b>	<b>2.536042</b>
<b><math>\Delta\sigma_{racc}</math> (%)</b>	<b>0.231038</b>	<b>0.82229</b>	<b>0.78839</b>	<b>0.770049</b>	<b>0.717349</b>	<b>0.623011</b>	<b>0.435783</b>	<b>0.170433</b>

## 4) Retrait

$\Delta\sigma_{ret}$ (MPa)	38
$\Delta\sigma_{ret}$ (%)	2.553763

$$\Delta\sigma_n = 2,5 \sigma_b (x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

## 5) Fluage

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
Nombre de cables	26	26	22	18	14	10	6	2
$\Delta\sigma_{i-1}$ (MPa)	17.21062	18.72058	19.76024	20.18406	19.34745	16.46897	13.99428	9.482764
P (MN)	57.6532	56.60169	47.28112	38.48022	30.24277	22.37295	13.82146	4.848827
v (m)	1.243	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105	1.105
d <sub>moy</sub> (m)	0.248	0.248	0.213	0.209	0.209	0.209	0.209	0.209
e <sub>moy</sub> (m)	0.995	0.857	0.892	0.896	0.896	0.896	0.896	0.896
I (m <sup>4</sup> )	10.586	6.658	6.658	6.658	6.658	6.658	6.658	6.658
S (m <sup>2</sup> )	14.083	6.407	6.407	6.407	6.407	6.407	6.407	6.407
M (MN*m)	90.46	86	68.14	50.15	34.65	21.65	11.15	3.13
$\sigma_b$ (Mpa)	0.983142	4.008436	3.900931	3.896945	3.703896	3.276118	2.323314	0.920249
$\Delta\sigma_n$ (MPa)	2.595494	10.58227	10.29846	10.28793	9.778286	8.648952	6.133548	2.429458
$\Delta\sigma_n$ (%)	0.174428	0.711174	0.692101	0.691393	0.657143	0.581247	0.412201	0.16327

## 6) Relaxation

$\rho_{1000}$ (%)	2.5
$\mu_0$	0.43
$f_{prg}$ (Mpa)	1860

$$\Delta\sigma_{\rho} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(\mathbf{x}) , \text{ avec : } \mu = \frac{\sigma_i(\mathbf{x})}{f_{prg}}$$

Section	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
Nombre de cables	26	26	22	18	14	10	6	2
$\sigma_i$ (MPa)	1269.906	1247.438	1231.968	1225.661	1238.11	1280.942	1317.765	1384.896
$\mu$	0.682745	0.670665	0.662348	0.658958	0.665651	0.688678	0.708476	0.744568
$\Delta\sigma_{relax}$ (MPa)	<b>48.14439</b>	<b>45.03228</b>	<b>42.93681</b>	<b>42.09367</b>	<b>43.76419</b>	<b>49.70278</b>	<b>55.04486</b>	<b>65.34662</b>
$\Delta\sigma_{relax}$ (%)	<b>3.23551</b>	<b>3.026363</b>	<b>2.885538</b>	<b>2.828876</b>	<b>2.941142</b>	<b>3.340241</b>	<b>3.699251</b>	<b>4.391574</b>

## Les Pertes Totales :

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06
$\Delta\sigma_{\text{frott}} (\%)$	12.030	10.968	11.097	11.112	10.588	9.011	5.229	0.000
$\Delta\sigma_{\text{g}} (\%)$	2.396	4.377	5.321	5.748	5.489	4.282	5.776	6.759
$\Delta\sigma_{\text{racc}} (\%)$	0.231	0.822	0.788	0.770	0.717	0.623	0.436	0.170
<b>Pertes instantanées <math>\Delta\sigma_i (\%)</math></b>	<b>14.657</b>	<b>16.167</b>	<b>17.206</b>	<b>17.630</b>	<b>16.794</b>	<b>13.915</b>	<b>11.441</b>	<b>6.929</b>
$\Delta\sigma_{\text{ret}} (\%)$	2.554	2.554	2.554	2.554	2.554	2.554	2.554	2.554
$\Delta\sigma_{\text{n}} (\%)$	0.174	0.711	0.692	0.691	0.657	0.581	0.412	0.163
$\Delta\sigma_{\text{relax}} (\%)$	3.236	3.026	2.886	2.829	2.941	3.340	3.699	4.392
<b>Pertes différées <math>\Delta\sigma_{\text{diff}} (\%)</math></b>	<b>5.424</b>	<b>5.787</b>	<b>5.650</b>	<b>5.603</b>	<b>5.662</b>	<b>5.919</b>	<b>6.049</b>	<b>6.377</b>
<b>Pertes totales (%)</b>	<b>20.081</b>	<b>21.954</b>	<b>22.857</b>	<b>23.233</b>	<b>22.456</b>	<b>19.834</b>	<b>17.489</b>	<b>13.306</b>

## Les vérifications des contraintes admissibles :

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V01	FIN V02	FIN V03	FIN V04	FIN V05	FIN V06	fcj (Mpa)	Ftj	-0.7ftj	-1.5ftj	0.6fcj
Pertes totales (%)	20.0813	21.9537	22.8570	23.2329	22.4555	19.8338	17.4892	13.3057	40	3	-2.1	-4.5	24

P0 (KN)	2678.4
$\Delta\sigma$ (%)	23.233

	Section (m2)	I (m4)	v (m)	v' (m)	d moy(m)	e <sub>moy</sub> (m)	M (KN.m)	N cables	P (KN)	$\sigma_{sub}$ (Mpa)	$\sigma_{inf}$ (Mpa)
Vsp_axe	14.083	10.586	1.243	1.557	0.248	0.995	90460	26	53459.42	-0.57994	9.277424
Vsp_fin	6.407	6.658	1.105	1.695	0.248	0.857	90460	26	53459.42	0.93432	19.70975
V1	6.407	6.658	1.105	1.695	0.213	0.892	68140	22	45234.89	2.447962	14.13516
V2	6.407	6.658	1.105	1.695	0.209	0.896	50147	18	37010.36	2.957505	10.10079
V3	6.407	6.658	1.105	1.695	0.209	0.896	34561	14	28785.84	3.037538	6.725265
V4	6.407	6.658	1.105	1.695	0.209	0.896	21651	10	20561.31	2.673447	4.030999
V5	6.407	6.658	1.105	1.695	0.209	0.896	11147	6	12336.79	1.910043	1.949254
V6	6.407	6.658	1.105	1.695	0.209	0.896	3140	2	4112.263	0.732222	0.503197
V6_fin	6.407	6.658	1.105	1.695	0.209	0.896	0	2	4112.263	1.253354	-0.29619

## II ) vérifications des contraintes à vide

	x	M	N fleau	N cont	Pf	Pc	S	I	v	v'	ef	ec	$\sigma_{sub}$ (Mpa)	$\sigma_{inf}$ (Mpa)
Debut Vc1	0	0	0	6	0	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0	1.565	-1.38541	7.411066
Clé c1-p1	5.5	10575	0	6	0	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0	1.565	0.369674	4.718873
v1	8.65	12715	2	6	4455.117	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	2.082692	3.853189
v2	12.35	12100	6	6	13365.35	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	4.696325	3.367994
v3	16.05	8960	10	6	22275.58	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	6.890894	3.525617
v4	19.75	-5129	14	4	31185.82	8910.233	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	7.730109	4.00029
v5	23.45	-16065	18	2	40096.05	4455.117	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	9.092614	3.672271
v6	27.15	-16065	22	0	49006.28	0	6.407	6.658	1.105	1.695	0.881	0	12.14812	0.747294
Vsp1	33	-32343	26	0	57916.52	0	14.083	10.586	1.243	1.557	0.995	0	7.081333	0.393725
V7	38.85	-16065	22	2	49006.28	4455.117	6.407	6.658	1.105	1.695	0.881	1.565	11.68632	3.21765
V8	42.55	-13429	18	6	40096.05	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	8.606491	7.941906
V9	46.25	10697	14	10	31185.82	22275.58	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	8.97127	7.382358
V10	49.95	18863	10	14	22275.58	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	6.832157	10.66362
V11	53.65	24432	6	14	13365.35	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	5.040718	9.887623
V12	57.35	27403	2	14	4455.117	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	2.8181	9.773024
clé p1-p2	60.5	27776	0	14	0	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0	1.537	1.522155	9.998947
V13	63.65	26484	2	14	4455.117	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	2.665578	10.00698
V14	67.35	22433	6	14	13365.35	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	4.708953	10.39653
V15	71.05	15785	10	14	22275.58	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	6.321314	11.44722
V16	74.75	6539	14	10	31185.82	22275.58	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	8.281184	8.440906
V17	78.45	-19745	18	6	40096.05	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	7.558251	9.549839
V18	82.15	-36784	22	2	49006.28	4455.117	6.407	6.658	1.105	1.695	0.881	1.565	8.247671	8.492313
Vsp2	88	-59665	26	0	57916.52	0	14.083	10.586	1.243	1.557	0.995	0	3.873205	4.412274

## III ) vérifications des contraintes en service

	x	M	N fleau	N cont	Pf	Pc	S	I	v	v'	ef	ec	$\sigma_{sub}$ (Mpa)	$\sigma_{inf}$ (Mpa)
Debut Vc1	0	0	0	6	0	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0	1.565	-1.38541	7.411066
Clé c1-p1	5.5	23045	0	6	0	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0	1.565	2.439267	1.544248
v1	8.65	27465	2	6	4455.117	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	4.530687	0.098119
v2	12.35	27615	6	6	13365.35	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	7.271284	-0.58183
v3	16.05	19822	10	6	22275.58	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	8.693614	0.760358
v4	19.75	9036	14	4	31185.82	8910.233	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	10.08101	0.394151
v5	23.45	-12277	18	2	40096.05	4455.117	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	9.721293	2.707918
v6	27.15	-34223	22	0	49006.28	0	6.407	6.658	1.105	1.695	0.881	0	9.134514	5.369975
Vsp1	33	-65065	26	0	57916.52	0	14.083	10.586	1.243	1.557	0.995	0	3.239141	5.206511
V7	38.85	-37215	22	2	49006.28	4455.117	6.407	6.658	1.105	1.695	0.881	1.565	8.17614	8.602037
V8	42.55	15506	18	6	40096.05	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	13.40871	0.575606
V9	46.25	35606	14	10	31185.82	22275.58	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	13.10531	1.041001
V10	49.95	50508	10	14	22275.58	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	12.08414	2.607408
V11	53.65	60411	6	14	13365.35	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	11.012	0.728054
V12	57.35	65359	2	14	4455.117	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	9.117497	0.11015
clé p1-p2	60.5	65990	0	14	0	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0	1.537	7.86437	0.27039
V13	63.65	62558	2	14	4455.117	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	8.652627	0.823231
V14	67.35	58407	6	14	13365.35	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	10.6794	1.238235
V15	71.05	49613	10	14	22275.58	31185.82	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.537	11.9356	2.835258
V16	74.75	34988	14	10	31185.82	22275.58	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	13.00274	1.198332
V17	78.45	-36407	18	6	40096.05	13365.35	6.407	6.658	1.105	1.695	0.896	1.565	4.79293	13.79167
V18	82.15	-64620	22	2	49006.28	4455.117	6.407	6.658	1.105	1.695	0.881	1.565	3.627848	15.57883
Vsp2	88	-103475	26	0	57916.52	0	14.083	10.586	1.243	1.557	0.995	0	-1.27093	10.85589

## Calcul des rigidités

			Ki		Appareils	K
Culée 1	I (m4)	14.85414844	11689.95128		460	442.5843
	L (m)	5				
Pile 1	I1 (m4)	22.2815	25731.27756	960.0546434	9800	874.3948
	L1 (m)	4.4				
	I2 (m4)	20.279	997.26334			
	L2 (m)	12.6				
Pile 2	I1 (m4)	22.2815	25731.27756	133.3092595	/	133.3093
	L1 (m)	4.4				
	I2 (m4)	20.279	134.0035082			
	L2 (m)	24.6				
Pile 3	I1 (m4)	22.2815	25731.27756	2795.607627	9800	2175.12
	L1 (m)	4.4				
	I2 (m4)	20.279	3136.361659			
	L2 (m)	8.6				
Culée 2	I (m4)	14.85414844	11689.95128		460	442.5843
	L (m)	5				
					K <sub>tot</sub>	4068

## Stabilité de la culée au renversement et glissement

		N (KN)	H (KN)	MN (KN.m)	MH(KN.m)	$\Delta M$	Mstab/Mren	N.tan( $\phi$ )/H
ELS	G+0.6T	20530.407	3666.839	94937.700	-14206.132	80731.568	6.683	3.233
	G+0.6T+1.2Q	22957.167	4067.254	94937.700	-16348.354	78589.346	5.807	3.259
	G+0.6T+1.2A(l)+ST	21406.033	3701.167	97214.327	-14453.296	82761.031	6.726	3.339
	G+0.6T+1.2Bc+ST	21574.285	3726.898	97651.782	-14638.557	83013.225	6.671	3.342
	G+0.6T+1.2Mc120	21929.703	3666.839	98575.869	-14206.132	84369.738	6.939	3.453
	G+0.6T+D240	22148.547	3666.839	99144.864	-14206.132	84938.732	6.979	3.487
	MAX	22957.167	4067.254	99144.864	-14206.132	84938.732		
ELU	1.35G+0.9T	27716.049	4964.702	128165.894	-19282.463	108883.431	6.647	3.223
	1.35G+0.9T+1.6Q	30951.729	5498.590	128165.894	-22138.760	106027.135	5.789	3.250
	1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	28890.049	5010.474	131218.294	-19612.015	111606.279	6.691	3.329
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	29114.385	5044.781	131801.568	-19859.030	111942.538	6.637	3.332
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	29290.257	4964.702	132258.835	-19282.463	112976.372	6.859	3.406
	1.35G+0.9T+1.35D240	29900.538	4964.702	133845.566	-19282.463	114563.103	6.941	3.477
	MAX	30951.729	5498.590	133845.566	-19282.463	114563.103		

## Vérification de la capacité portante du sol

		N(KN)	H(KN)	MN (KN.m)	MH(KN.m)	$\Delta M$	$e=M/N$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{moy}$
ELS	G+0.6T	20530.407	3666.839	11787.953	-14206.132	2418.179	0.118	208.893	249.375	219.013
	G+0.6T+1.2Q	22957.167	4067.254	11787.953	-16348.354	4560.401	0.199	218.045	294.391	237.132
	G+0.6T+1.2A(l)+ST	21406.033	3701.167	10124.263	-14453.296	4329.033	0.202	202.670	275.143	220.788
	G+0.6T+1.2Bc+ST	21574.285	3726.898	9804.584	-14638.557	4833.973	0.224	200.321	281.247	220.553
	G+0.6T+1.2Mc120	21929.703	3666.839	9129.290	-14206.132	5076.841	0.232	202.255	287.247	223.503
	G+0.6T+D240	22148.547	3666.839	8713.487	-14206.132	5492.645	0.248	201.217	293.170	224.205
	MAX	22957.167	4067.254	11787.953	-14206.132	2418.179				
ELU	1.35G+0.9T	27716.049	4964.702	15913.736	-19282.463	3368.727	0.122	281.133	337.529	295.232
	1.35G+0.9T+1.6Q	30951.729	5498.590	15913.736	-22138.760	6225.024	0.201	293.337	397.550	319.390
	1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	28890.049	5010.474	13683.136	-19612.015	5928.879	0.205	272.806	372.061	297.620
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	29114.385	5044.781	13256.898	-19859.030	6602.133	0.227	269.674	380.201	297.306
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	29290.257	4964.702	12922.741	-19282.463	6359.722	0.217	273.666	380.134	300.283
	1.35G+0.9T+1.35D240	29900.538	4964.702	11763.207	-19282.463	7519.256	0.251	270.771	396.652	302.241
	MAX	30951.729	5498.590	15913.736	-19282.463	3368.727				

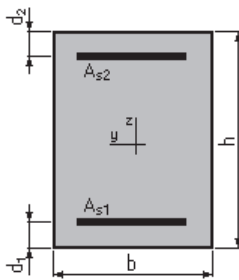
## Effort dans le mur frontal

		N(KN)	H(KN)	MN (KN.m)	MH(KN.m)	ΔM
ELS	G+0.6T	794.584	388.025	47.225	-1140.857	-1093.633
	G+0.6T+1.2Q	794.584	421.685	47.225	-1283.912	-1236.688
	G+0.6T+1.2A(l)+ST	887.243	391.658	-6.054	-1159.021	-1165.075
	G+0.6T+1.2Bc+ST	905.047	394.381	-16.292	-1172.635	-1188.927
	G+0.6T+1.2Mc120	942.658	388.025	-37.918	-1140.857	-1178.775
	G+0.6T+D240	965.816	388.025	-51.234	-1140.857	-1192.091
	MAX	965.816	421.685	47.225	-1140.857	-1236.688
ELU	1.35G+0.9T	1072.689	525.365	63.753	-1547.814	-1484.061
	1.35G+0.9T+1.6Q	1072.689	570.245	63.753	-1738.554	-1674.801
	1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	1196.921	530.209	-7.681	-1572.031	-1579.712
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	1220.661	533.839	-21.331	-1590.184	-1611.514
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	1239.271	525.365	-32.032	-1547.814	-1579.846
	1.35G+0.9T+1.35D240	1303.851	525.365	-69.165	-1547.814	-1616.979
	MAX	1303.851	570.245	63.753	-1547.814	-1674.801

# ANNEXE D

**I) Section transversale****Calcul de Section en Flexion Simple  
Hourdis sup nappe sup****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)****Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 55.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4.0 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	-430.00	0.00
Etat Limite de Service	-322.77	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  $A_{s2} = 28.5$  (cm<sup>2</sup>)Section minimum  $A_{s \min} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)théorique  $\rho = 0.56$  (%)minimum  $\rho_{\min} = 0.13$  (%)**Analyse par Cas:****Cas ELU  $M_{\max} = -430.00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 0.0$  (cm)Bras de levier:  $Z = 51.0$  (cm)Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0.00$  (‰)Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

**Cas ELS**  $M_{max} = -322.77$  (kN\*m)      $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)  
 Coefficient de sécurité: 0.00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 0.1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 51.0$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 566.9$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$  (MPa)

## Calcul de Section en Flexion Simple HOURDIS SUP NAPPE inférieur

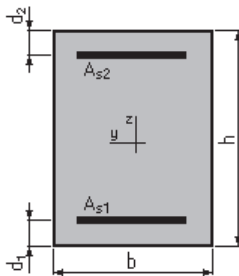
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)  
 $h = 20.0$  (cm)  
 $d_1 = 4.0$  (cm)  
 $d_2 = 4.0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	116.76	0.00
Etat Limite de Service	87.54	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 26.2$  (cm<sup>2</sup>)     Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum  $A_{s\ min} = 2.8$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 1.64$  (%)  
 minimum  $\rho_{min} = 0.17$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{max} = 116.76$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 0.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 0.0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 16.0$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0.00$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

**Cas ELS  $M_{max} = 87.54$  (kN\*m)  $M_{min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 0.00

Position de l'axe neutre:  $y = 0.2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 15.9$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 80.1$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

## Calcul de Section en Flexion Composée L'âme extérieure

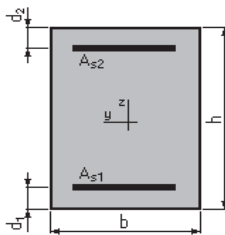
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4.0 \text{ (cm)}$$

### 3. Efforts appliqués:

Cas $N^0$	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	472.57	-69.84

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 5.6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 5.6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 11.2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 200.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0.28 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$

### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELS**  $N = 472.57 \text{ (kN)}$   $M = -69.84 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	5.31
Position de l'axe neutre:	$y = 21.1 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 29.0 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 3.6 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 12.1 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma_s' = 46.1 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

## Calcul de Section en Flexion Composée L'âmé intérieur

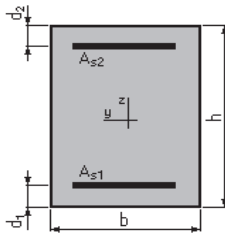
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 40.0 \text{ (MPa)}$**

**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:



$b = 100.0 \text{ (cm)}$
$h = 40.0 \text{ (cm)}$
$d_1 = 4.0 \text{ (cm)}$
$d_2 = 4.0 \text{ (cm)}$

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	472.57	187.36

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**Section théorique  $A_{s1} = 14.4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique  $A_{s2} = 14.4 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 11.2 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum  $A_{s \text{ max}} = 200.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ théorique  $\rho = 0.72 \text{ (\%)}$ minimum  $\rho_{\text{min}} = 0.28 \text{ (\%)}$ maximum  $\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$ **Analyse par Cas:****Cas N° 1: Type ELS  $N = 472.57 \text{ (kN)}$   $M = 187.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$** 

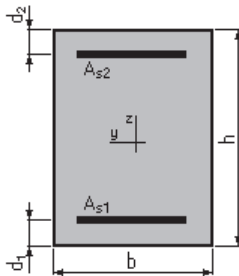
Coefficient de sécurité: 1.00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 13.5 \text{ (cm)}$   
 Bras de levier:  $Z = 31.5 \text{ (cm)}$   
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10.0 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$   
 comprimée:  $\sigma_s' = 106.1 \text{ (MPa)}$   
 Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

## Calcul de Section en Flexion Simple Hourdis inférieur nappe inférieure

**1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 40.0 \text{ (MPa)}$** **Acier:  $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$** 

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$b = 100.0 \text{ (cm)}$   
 $h = 25.0 \text{ (cm)}$   
 $d_1 = 4.0 \text{ (cm)}$   
 $d_2 = 4.0 \text{ (cm)}$

**3. Moments appliqués:** $M_{\text{max}} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$  $M_{\text{min}} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Etat Limite Ultime ( fondamental )	13.69	0.00
Etat Limite de Service	10.17	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 3.3$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum $A_{s\ min} = 3.3$ (cm <sup>2</sup> )	
théorique $\rho = 0.16$ (%)	
minimum $\rho_{\min} = 0.16$ (%)	

##### Analyse par Cas:

<b>Cas ELU <math>M_{\max} = 13.69</math></b> (kN*m)	<b><math>M_{\min} = 0.00</math></b> (kN*m)
Coefficient de sécurité: 0.03	Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0.0$ (cm)	
Bras de levier: $Z = 21.0$ (cm)	
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.00$ (‰)	
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:	

<b>Cas ELS <math>M_{\max} = 10.17</math></b> (kN*m)	<b><math>M_{\min} = 0.00</math></b> (kN*m)
Coefficient de sécurité: 0.02	
Position de l'axe neutre: $y = 0.2$ (cm)	
Bras de levier: $Z = 20.9$ (cm)	
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.0$ (MPa)	
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)	

## Calcul de Section en Flexion Simple HOURDIS inferieur nappe supérieur

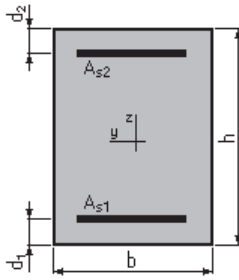
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 40.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de 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)  
 $h = 25.0$  (cm)  
 $d_1 = 4.0$  (cm)  
 $d_2 = 4.0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	-93.26	0.00
Etat Limite de Service	-69.84	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  $A_{s2} = 15.2$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum  $A_{s \min} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 0.72$  (%)  
 minimum  $\rho_{\min} = 0.16$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{\max} = -93.26$  (kN\*m)       $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 0.00      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 0.0$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 21.0$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0.00$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0.00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:

**Cas ELS  $M_{\max} = -69.84$  (kN\*m)       $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 0.00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 0.1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 21.0$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 128.3$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24.0$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \lim} = 250.0$  (MPa)

II ) la pile

III) la culée

## Ferrailage mur frontal Calcul de Section en Flexion Composée

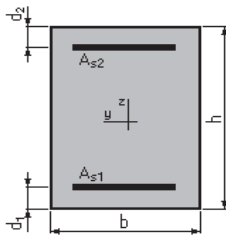
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27.0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 255.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	794.58	1236.69
2.	ELU	1072.68	1674.80

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 25.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\min} = 25.0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0.10$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELS N = 794.58 (kN) M = 1236.69 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 3.20

Position de l'axe neutre:  $y = 80.3$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 223.2$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.4$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16.2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 10.8$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELU**      **N = 1072.68** (kN)      **M = 1674.80** (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 4.76      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 50.6$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 229.7$  (cm)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2.54$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

## Mur garde greve Calcul de Section en Flexion Simple

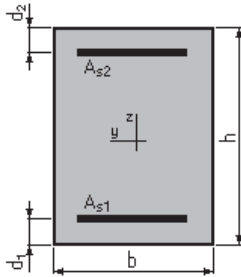
### 1. Hypothèses:

**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)  
 $h = 45.0$  (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 )	218.61	0.00
Etat Limite de Service	163.42	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

### 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_{s1} = 18.2$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum  $A_{s\ min} = 4.2$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 0.46$  (%)  
 minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{\max} = 218.61$  (kN\*m)       $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1.35      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 6.5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 37.4$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1.93$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10.00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 tendue:  $\sigma_s = 434.8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{\max} = 163.42$  (kN\*m)       $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1.00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 12.3$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 35.9$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7.4$  (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:  
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$  (MPa)

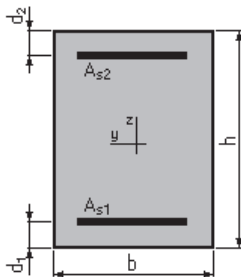
## Dalle de transition Calcul de Section en Flexion Simple

### 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:



$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 30.0$  (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 )	136.93	0.00
Etat Limite de Service	101.80	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 18.6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum $A_{s\min} = 3.0$ (cm <sup>2</sup> )	
théorique $\rho = 0.74$ (%)	
minimum $\rho_{\min} = 0.12$ (%)	

**Analyse par Cas:**

<b>Cas ELU <math>M_{\max} = 136.93</math> (kN*m)</b>	<b><math>M_{\min} = 0.00</math> (kN*m)</b>
Coefficient de sécurité: 1.32	Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 6.6$ (cm)	(cm)
Bras de levier: $Z = 22.4$ (cm)	
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)	
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 9.74$ (‰)	
Contrainte de l'acier:	
tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

<b>Cas ELS <math>M_{\max} = 101.80</math> (kN*m)</b>	<b><math>M_{\min} = 0.00</math> (kN*m)</b>
Coefficient de sécurité: 1.00	
Position de l'axe neutre: $y = 9.3$ (cm)	
Bras de levier: $Z = 21.9$ (cm)	
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10.0$ (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:	
$\sigma_{s\lim} = 250.0$ (MPa)	

## Corbeau

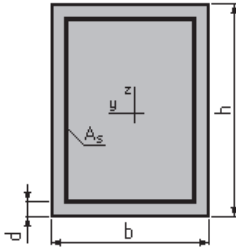
### Calcul d'une Section Comprimée

**1. Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 27.0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration non 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:**



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5.0 \text{ (cm)}$$

### 3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	121.71
Etat Limite de Service	90.49
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00

### 4. Résultats:

#### Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 3000.0	(cm <sup>2</sup> )	Section réduite	B <sub>r</sub> = 2744.0	(cm <sup>2</sup> )
Long flambement	l <sub>fy</sub> = 3.0	(m)	Long flambement	l <sub>fz</sub> = 3.0	(m)
Inertie	I <sub>y</sub> = 225000.0	(cm <sup>4</sup> )	Inertie	I <sub>z</sub> = 2500000.0	(cm <sup>4</sup> )
Rayon de giration	i <sub>y</sub> = 8.7	(cm)	Rayon de giration	i <sub>z</sub> = 28.9	(cm)
Elancement	λ <sub>y</sub> = 34.6		Elancement	λ <sub>z</sub> = 10.4	
	α = 0.71		N <sub>u</sub> (béton seul)	= 3900.60	(kN)

#### Béton:

$$\sigma \text{ ( ELS )} = 0.3 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$$

#### Acier:

$$\text{Section théorique } A_s = 10.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_{s \text{ min}} = 10.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section maximum

$$A_{s \text{ max}} = 150.0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{théorique } \rho = 0.52 \text{ (\%)}$$

$$\text{minimum } \rho_{\text{min}} = 0.35 \text{ (\%)}$$

$$\text{maximum } \rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$$

## Mur en retour horizontal Calcul de Section en Flexion Simple

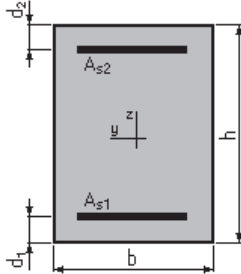
### 1. Hypothèses:

$$\text{Béton: } f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Acier: } f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$$

- 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)  
 $h = 65.0$  (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 )	0.00	0.00
Etat Limite de Service	160.00	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 11.5$  (cm<sup>2</sup>)                      Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum  $A_{s\min} = 6.0$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 0.19$  (%)  
 minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)

### Analyse par Cas:

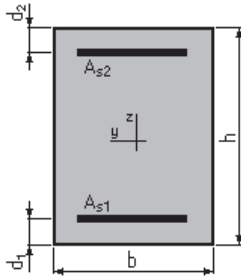
**Cas ELS  $M_{\max} = 160.00$  (kN\*m)       $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1.00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 12.8$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 55.7$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4.5$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16.2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 250.0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s\lim} = 250.0$  (MPa)

## Mur en retour 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:**

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 65.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0.00	0.00
Etat Limite de Service	380.00	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0.00	0.00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**Section théorique  $A_{s1} = 28.3$  (cm<sup>2</sup>)Section théorique  $A_{s2} = 0.0$  (cm<sup>2</sup>)Section minimum  $A_{s \min} = 6.0$  (cm<sup>2</sup>)théorique  $\rho = 0.47$  (%)minimum  $\rho_{\min} = 0.10$  (%)**Analyse par Cas:****Cas ELS  $M_{\max} = 380.00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre:  $y = 18.7$  (cm)Bras de levier:  $Z = 53.8$  (cm)Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7.6$  (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:

 $\sigma_{s \lim} = 250.0$  (MPa)

## PIEUX

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

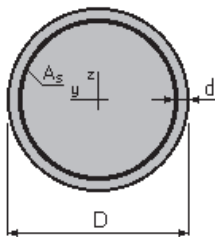
#### 1. Hypothèses:

**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:



$D = 120.0$  (cm)

$d = 5.0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués :

		N (kN)	$M_{min}$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1	EUA	3210.21	1715.57	0
2	ELU	4554.71	663.60	0
3	ELS	3581.087	156.314	0

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 113.1$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 113.1$  (cm<sup>2</sup>) Section maximum  $A_{s\ max} = 565.5$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1.00$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0.50$  (%) maximum  $\sigma_{max} = 5.00$  (%)

##### Analyse par cas :

**Cas N° 1: Type ELS**  $N = 3581,09$  (kN)  $M_y = 156,31$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 4,07

Position de l'axe neutre:  $y = 269,1$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 59,0$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4,0$  (MPa)

Contrainte limite: 0,6  $f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée:  $\sigma_s' = 58,1$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$$

**Cas N° 2: Type ELU N = 4554,71 (kN) M<sub>y</sub> = 663,06 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,69 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 102,7 (cm)

Bras de levier: Z = 68,7 (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,41$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 82,2$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 347,8$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA N = 3210,21 (kN) M<sub>y</sub> = 1717,57 (kN\*m) M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,13 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 36,2 (cm)

Bras de levier: Z = 97,6 (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 7,59$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 46,50$  (MPa)