

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 des diplômes d'Ingénieur d'État / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**Conception et Etude d'un viaduc (V15.7)  
au niveau de PK 15+694 au PK 16+086  
de la pénétrante Djen-Djen \_EL Eulma**

Présenté par :

AMOURAT Faouzi

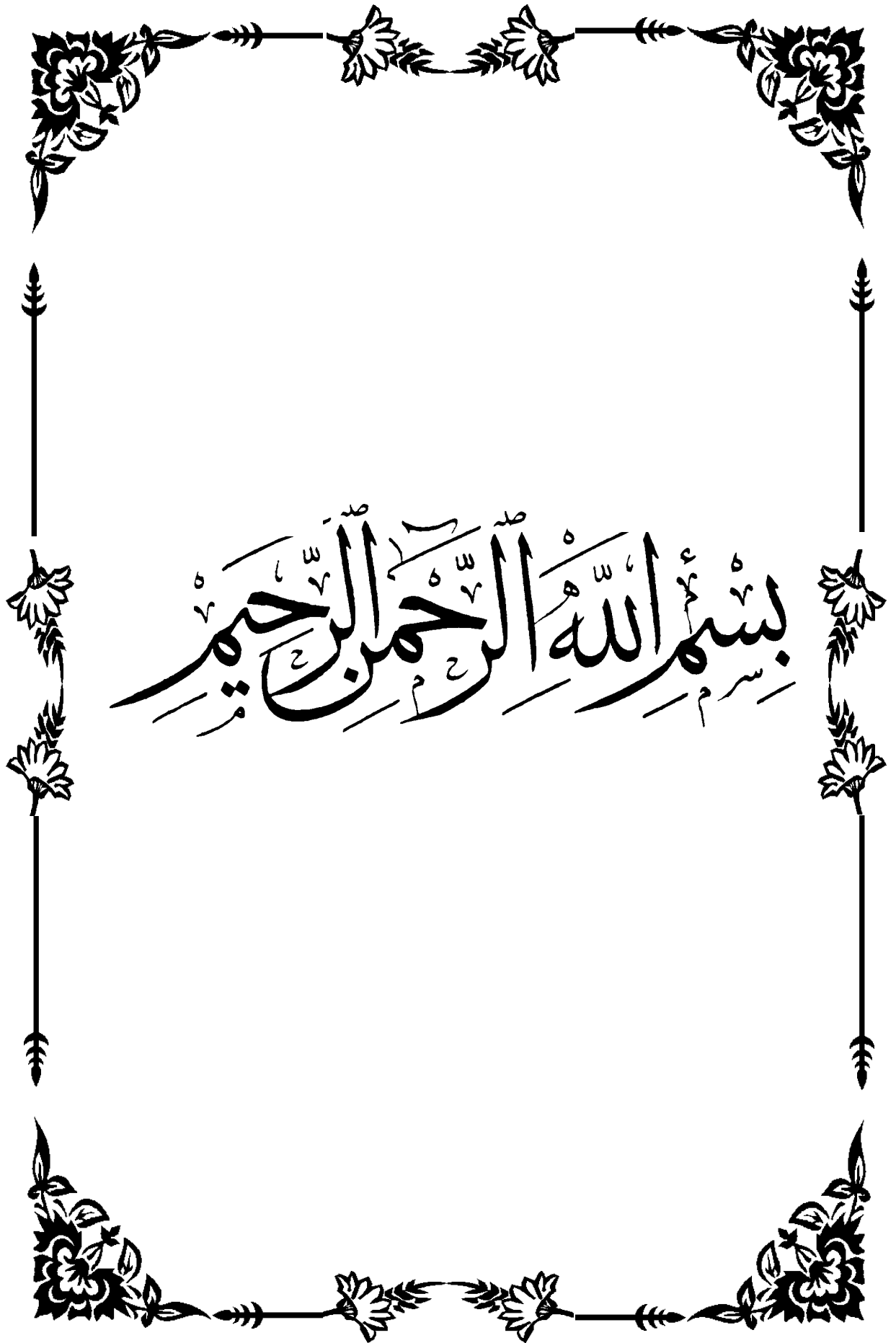
BENMOUSSA Mohammed Ikbal

Encadré par :

Mr BOUDELAL Tayib

Mr TAKI Mohamed

Promotion 2019/2020



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENT

*Arrivé au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier dieu le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience pour effectuer le présent travail dans les meilleures conditions*

*Nos vifs remerciements vont à notre encadreur Monsieur **BOUDELAL Tayib**, et à notre co-encadreur Monsieur **TAKI Mohamed**, de nous avoir encadrés et dirigés tout le long de notre travail.*

*Nous remercions notre ami et guide, l'ingénieur Monsieur **BABAKHOUYA Youcef** pour son aide crucial et ses conseils tout le long de notre travail.*

*Nous remercions également tous les enseignants de l'**ENSTP**, qui ont assuré notre formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour leurs aides.*

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

*Enfin, nos remerciements vont à nos amis (es) de l'écoles **ENSTP**, et à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Merci Beaucoup*

## Dédicace

*Tout d'abord je tiens à remercier le dieu tout puissant je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.*

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

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

*A mon grand frère Lounes, les mots ne peuvent résumer ma reconnaissance et mon amour à ton égard. Que dieu vous protège.*

*A mes trois sœurs et à ma nièce Maya je vous aime tellement.*

*A mon cher ami depuis mon enfance Ryad. Et à mes confrères : Abdo, Amro, Hakim, Nadjib, Arezki, Khalil, Samir, Issam, Rida, Juba, imad ...*

*A mon binôme, et très cher ami mohammed ikbal et toute sa famille.*

*A tous mes amis (es) de l'école préparatoire en sciences et techniques de Talmcen « EPSTT » et ceux de l'ENSTP spécialement de la spécialité « matériaux et structures ».*

*Enfin, à tous ceux qui m'aiment.*

AMOURAT Faouzi

## Dédicace

*Avant tout, je remercie :*

*" Le Dieu " de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail;*

*Que je dédie :*

*À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, à celle qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affectation et l'amour que je lui éprouve,*

*À toi chère Maman " **BARIZA** "*

*Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, à celui qui je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simples mots,*

*À toi cher papa " **ABDELHAFID** "*

*À ceux que j'aime tellement: Mes frères " **MOUSSAAB, AHMED, ISLAM** " et leurs femmes " **RIMA, ASMA** " et leurs deux belles filles " **ROA, AMANI** " et surtout ma chère sœur " **HIBA** "*

*À Mon grand-père " **MOUBAREK** " et ma grande-mère " **AICHA** ",*

*À toute ma famille sans exception,*

*À toute La famille de l'E.N.S.T.P sans exception surtout mes amis*

*" **AREZKI, NADJIB, AMRO, ABDELHAKIM, BILAL, IMAD, WALID, AMIR, AMER, KARIM, AMIR, RAMZI, ABDESETAR, MOHAMMED, ZAKI ...** "*

*À toute La famille de l'E.P.S.T Annaba sans exception surtout mes amis " **YAHIA, AHMED, ABDERAHMANE, AKREM, NADJI, MAJD, ADEL ...** ",*

*À mes chers amis : " **NOUNOU, AHMED, TOUFIK, ISLAM, HAMADA, ALA, MOHAMMED, AYMEN, AYQUB, MESSQUD ...** "*

*À mon binôme **FAOUZI** et toute sa famille*

*À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire,*

*À tous ceux qui m'aiment,*

*À vous...*

**BENMOUSSA MOHAMMED IKBAL**

## ملخص:

يهدف هذا المشروع إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 15+694 والنقطة الكيلومترية 16+086 بطول 392 متر، من خط الطريق السيار الذي يربط بين ميناء جن-جن والطريق السيار شرق غرب على مستوى العلما.

بدأنا عملنا بتقديم بحث بيئي جغرافي حول ظاهرة التثقيب و اثره على أسس الاعمال الفنية، و توجهنا لاحقا الى التصميم العام، حيث قمنا باقتراح ثلاث خيارات (03)، و اخترنا الأحسن من بينها استنادا لتحليل متعدد المعايير، حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت منجز بطريقة التتابع المتتالي، بعد ذلك قمنا بدراسة للبنية الفوقية والبنية التحتية، مع المرور بحساب سابقة الإجهاد ، الدراسة الزلزالية ووضع قياس مختلف العناصر المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المنظومات المعمول بها في الجزائر وباعتماد على برامج للحساب.

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

## Résumé :

L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 15+694 et le PK 16+086 d'une longueur de 392 mètres, de la pénétrante autoroutière reliant le port de DJEN-DJEN à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur les affouillements et leur impact sur les fondations des ouvrages d'art, Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, d'où on a opté pour la solution d'un pont voussoir à hauteur constante réalisé par la méthode d'encorbellements successifs, après Nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant à des les règlements utilisés en Algérie et en basant sur de des logiciels de calcul.

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

## Abstract :

The purpose of this work is to design and study a bridge located between PK 15+694 and PK 16+086 with a length of 392 metres, of the motorway penetrating the port of DJEN-DJEN to the East-West motorway at El Eulma.

We began our work with a bibliographical research on scouring and its impact on the foundations of the engineering structures. We then drew up the general design, of which three (3) variants were proposed, and then the choice of the most advantageous variant based on a multi-criteria analysis, from where we opted for the solution of a segment bridge at constant height realized by the method of successive corbelling, after We made the study of the superstructure and the infrastructure by passing through the calculation of the prestressing, the seismic study and the dimensioning of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria and by basing on calculation softwares.

Key words: Prestressed concrete, curved bridge, infrastructure, post-tensioning, box bridge.

# **SOMMAIRE**

## **INTRODUCTION GENERALE ..... 1**

### **CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. GENERALITES .....	2
I.2.1. Définitions.....	2
I.2.2. Phénomène de l'affouillement .....	3
I.3. TYPES D'AFFOUILLEMENT .....	3
I.4. PARAMETRES CONDITIONNANT L'AFFOUILLEMENT .....	4
I.4.1. Propriétés du sol.....	4
I.4.2. Les courants d'eau et les crues.....	4
I.4.3. La présence d'ouvrage .....	5
I.4.4 La modification du lit de rivière .....	6
I.5. METHODES D'EVALUATION DE L'AFFOUILLEMENT .....	6
I.5.1. Evaluation in situ .....	6
I.5.2. Evaluation empirique .....	7
I.6. METHODES DE PROTECTION CONTRE L'AFFOUILLEMENT .....	9
I.6.1. Les anciennes protections contre l'affouillement .....	9
I.6.2. La protection contre l'affouillement lors de la conception .....	11
I.6.3. Le choix du type et la profondeur de la protection contre l'affouillement .....	12
I.7. CAS DE CERTAINS OUVRAGES EN ALGERIE .....	13
I.7.1. Les causes éventuelles : .....	14
I.7.2. Exemple d'un cas pathologiques liés aux affouillements en Algérie (L'ouvrage d'art de TAMDA (T. OUZOU, exemple de confortement) : .....	14
I.8. CONCLUSION GENERALE.....	15

### **CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

II.1. INTRODUCTION .....	16
II.2. PRESENTATION DU PROJET .....	16
II.2.1. Objectif et Situation du projet .....	16
II.2.2. L'obstacle à franchir .....	17
II.3. LES DONNEES DE PROJET .....	17
II.3.1. Les données fonctionnelles.....	17
II.3.1.1. Tracé en plan .....	17
II.3.1.2. Profil en long .....	17
II.3.1.3. Profil en travers .....	18
II.3.2. Les données naturelles .....	18
II.3.2.1 Topographie .....	18
II.3.2.2 Géotechnique.....	18
II.3.2.2.1. Sondages .....	18
II.3.2.2.2. Mesures piézométriques .....	18
II.3.2.2.3. Essais in situ .....	19

II.3.2.2.4. Essais de laboratoire .....	19
II.3.3. Les données climatiques .....	20
II.4. SISMICITE DE LA ZONE .....	20
II.5. CONCLUSION .....	20

### **CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT**

III.1. INTRODUCTION.....	21
III.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	21
III.2.1. Variante1 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » .....	21
III.2.1.1. Conception longitudinale .....	22
III.2.1.2. Conception transversale .....	22
III.2.2. Variante 02 « Pont mixte ».....	24
III.2.2.1. Conception longitudinale .....	24
III.2.2.2. Conception transversale .....	24
III.2.3. Variante 03 « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués ».....	27
III.2.3.1. Conception transversale .....	27
III.2.3.2. Conception longitudinale .....	28
III.3. ANALYSE DES VARIANTES .....	30
III.3.1. Synthèse des avantages et inconvénients de chaque variante .....	30
III.3.2. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes. ....	31
III.4. CONCLUSION .....	32

### **CHAPITRE IV : LES HYPOTHESES DE CALCUL ET MATERIAUX**

IV.1. INTRODUCTION .....	33
IV.2. LES REGLEMENTS .....	33
IV.2.1. Les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes .....	33
IV.2.2. Les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008)..	33
IV.2.3. Béton arme aux états limites (BAEL) .....	33
IV.2.4. Béton précontraint aux états limites (BPEL) .....	33
IV.2.5. Service (Guide) d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA) .....	33
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	34
IV.3.1. Béton: .....	34
IV.3.1.1. Dosage .....	34
IV.3.1.2. Densité : .....	34
IV.3.1.3. La résistance à la compression .....	34
IV.3.1.4. La résistance à la traction .....	34
IV.3.1.5. Contraintes admissibles de compression du béton .....	35
IV.3.1.6. Déformation longitudinale du béton .....	35
IV.3.1.7. Module de Déformation transversale .....	35
IV.3.2. LES ACIERS .....	36
IV.3.2.1. les aciers actifs .....	36
IV.3.2.2. Les aciers passifs .....	37

IV.3.3. MODELES DE DE CALCUL : .....	37
--------------------------------------	----

## **CHAPITRE V : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

V.1. INTRODUCTION.....	38
V.2. EVATUATION DES ACTIONS .....	38
V.2.1. Evaluation des actions hors trafic.....	38
V.2.2 Evaluation des actions dues au trafic .....	39
V.2.2.1. Système de charge à considérer .....	39
V.2.2.2. Caractéristiques du pont .....	39
V.2.2.3. Système de charge A(L) .....	41
V.2.2.4. Système de charges B .....	42
V.2.2.4.1. Système de charges Bc .....	42
V.2.2.4.2. Système de charges Bt.....	43
V.2.2.5. Charge militaire système (Mc120) .....	44
V.2.2.6. Coefficient de majoration dynamique .....	44
V.2.2.7. Convoie exceptionnelle (D240) .....	45
V.2.3. AUTRES SURCHARGES .....	45
V.2.3.1. Efforts de freinage.....	45
V.2.3.2. Action thermique.....	45
V.3. LES COMBINAISONS DES CHARGES .....	45
V.4. CONCLUSION .....	46

## **CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE**

VI.1. INTRODUCTION .....	47
VI.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION .....	47
VI.2.1. Méthode de construction.....	47
VI.2.2. Charges à prendre en compte .....	48
VI.2.2.1. Poids propre du fléau .....	49
VI.2.2.2. Charges de chantier aléatoires .....	49
VI.2.2.3. Actions accidentelles .....	49
VI.2.3. Combinaisons d'action.....	49
VI.2.3.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A).....	49
VI.2.3.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B) .....	49
VI.2.4. Evaluation des efforts.....	50
VI.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE .....	51
VI.3.1. Phases de réalisation du pont .....	51
VI.3.2. Modélisation.....	52
VI.3.3. Combinaisons d'action.....	52
VI.3.4. Résultats .....	52
VI.4. CONCLUSION .....	53

## **CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

VII.1. INTRODUCTION .....	54
VII.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU .....	54
VII.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau .....	54
VII.2.2. Position et enrobage des câbles .....	55
VII.2.3. Tracé des câbles en plan .....	56
VII.2.4. Tracé des câbles en élévation .....	56
VII.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE .....	57
VII.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire .....	57
VII.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive .....	58
VII.3.3. Tracé des câbles de continuité .....	58
VII.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE.....	61
VII.4.1. Pertes de tension instantanées.....	61
VII.4.1.1. Pertes de tension par frottement .....	61
VII.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage.....	62
VII.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension.....	62
VII.4.2. Pertes de tension différées .....	63
VII.4.2.1. Pertes par retrait.....	63
VII.4.2.2. Pertes par fluage .....	63
VII.4.2.3. Perte de tension par relaxions.....	64
VII.4.2.4. Pertes différées totales .....	64
VII.4.2.5. Pertes totales .....	64
VII.4.3. Exemple de calcul des pertes .....	64
VII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	66
VII.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction .....	66
VII.5.2. Vérification des contraintes en phase de service .....	67
VII.5.3. Armature des zones tendues .....	67
VII.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT .....	67
VII.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS .....	67
VII.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant .....	67
VII.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	68
VII.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU .....	68
VII.7. VERIFICATION DE LA FLECHE.....	69
VII.8. CONCLUSION.....	69

## **CHAPITRE VIII : ETUDE TRANSVERSALE**

VIII.1. INTRODUCTION.....	70
VIII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX .....	70
VIII.2.1. Modélisation .....	70
VIII.2.2. Combinaisons de charges .....	70
VIII.2.3. Résultats .....	71
VIII.3. FERRAILLAGE.....	71
VIII.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur.....	71
VIII.3.2. Ferrailage passif du voussoir .....	72

VIII.4. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTTE ET ANCRAGE.....	73
VIII.4.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L .....	73
VIII.4.1.1. Effet de surface .....	73
VIII.4.1.2. Effet d'éclatement .....	73
VIII.4.2. Etude de bossage .....	74
VIII.5. CONCLUSION .....	75

## **CHAPITRE IX : EQUIPEMENTS DU TABLIER**

IX.1. INTRODUCTION .....	76
IX.2. APPAREIL D'APPUI.....	76
IX.2.1. Choix de type d'appareil d'appui .....	76
IX.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis .....	77
IX.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui .....	77
IX.2.3.1. Aire l'appareil d'appui .....	77
IX.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T .....	77
IX.2.3.3. Dimensionnement des frettes .....	77
IX.2.4. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux .....	78
IX.2.4.1. Actions statiques .....	78
IX.2.4.2. Actions dynamiques.....	78
IX.2.4.3. Déplacement horizontale: .....	78
IX.2.5. Vérifications du dimensionnement .....	79
IX.2.5.1. Résistance à la compression .....	79
IX.2.5.2. Sécurité au flambement .....	80
IX.2.5.3. Limitation de la distorsion .....	80
IX.2.5.4. Condition de non glissement .....	81
IX.3. DES D'APPUIS .....	81
IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile.....	81
IX.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile.....	81
IX.3.3. Dimensionnement et ferrailage des dés d'appuis au niveau de la culée .....	82
IX.4. JOINT DE CHAUSSEE.....	83
IX.4.1. Définition .....	83
IX.4.2. Dimensionnement .....	83
IX.4.3. Type de joint .....	83
IX.5. CONCLUSION .....	83

## **CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

X.1. INTRODUCTION.....	84
X.2. ETUDE DE LA PILE.....	84
X.2.1. Conception de la pile.....	84
X.2.2. Evaluation de la raideur totale K.....	84
X.2.3. Etude sismique .....	85
X.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatif à l'étude sismique .....	85
X.2.3.2. Méthode de calcul .....	85
X.2.3.3. Evaluation de l'effort sismique longitudinal.....	87

X.2.3.4. Evaluation de l'effort sismique transversal.....	87
X.2.3.5. Evaluation de l'effort sismique vertical .....	88
X.2.3.6. Combinaisons des efforts sismiques .....	88
X.2.4. Descend des charges.....	88
X.2.4.1. Efforts dus à la pile et au tablier.....	88
X.2.4.2. Combinaison des efforts.....	89
X.2.5. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement .....	89
X.2.6. Evaluation des charges Sismique de la pile.....	90
X.2.6.1. Composantes horizontales.....	90
X.2.6.2. Composante Verticale .....	91
X.2.7. Ferrailage de la pile .....	91
X.2.7.1. Sollicitations les plus défavorables .....	91
X.2.7.2. Ferrailage longitudinales.....	91
X.2.7.3. Condition de non fragilité .....	92
X.2.7.4. Ferrailage transversal .....	92
X.3. ETUDE DE LA CULEE .....	93
X.3.1. Pré-dimensionnement de la culée .....	93
X.3.2. Vérification de la stabilité de la culée .....	94
X.3.2.1. Evaluation des efforts dû aux poussées.....	94
X.3.2.2. Etude statique de la culée .....	95
X.3.2.3. Etude sismique de la culée .....	96
X.3.3. Ferrailage des éléments de la culée .....	98
X.3.3.1. Le mur garde grève .....	98
X.3.3.2. La dalle de transition.....	99
X.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition.....	99
X.3.3.4. Le Mur en retour .....	100
X.3.3.5. Le Mur frontal .....	101
X.4. ETUDE DES FONDATION .....	101
X.4.1. Etude de la semelle.....	101
X.4.1.1. Dimensionnement de la semelle .....	101
X.4.1.2. Calcul des sollicitations.....	102
X.4.1.3. Nombre des pieux .....	102
X.4.1.4. Effort revenant à chaque pieu .....	102
X.4.1.5. Ferrailage .....	103
X.4.2. Etude des pieux .....	105
X.4.2.1. Actions sur les pieux .....	105
X.4.2.2. Ferrailage des pieux .....	106
X.5. CONCLUSION .....	106
<b><u>CONCLUSION GENERALE</u></b> .....	<b>108</b>

## **BIBLIOGRAPHIE**

## **ANNEXES**

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

## **LISTE DES FIGURES**

### **CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

Figure I.1. Différentes parties d'un pont .....	2
Figure I.2. Les types d'affouillement sous les ponts.....	4
Figure I.3. La balance de LANE .....	5
Figure I.4. Affouillement local autour d'une pile sous l'effet de vortex.....	5
Figure I.5. Pont dans une zone de contraction du cours d'eau. ....	6
Figure I.6. Abaque donnant la profondeur relative maximale d'affouillement local en fonction de R pour un sable à granulométrie peu étendu (Calgaro, 2000). ....	7
Figure I.7. Illustration des notations de l'approche américaine d'affouillement. ....	8
Figure I.8. Vue en coupe et élévation de la protection d'un appui par enrochement.....	9
Figure I.9. La protection d'un appui par une crèche. ....	10
Figure I.10. La protection d'un appui par rideaux para-fouilles. ....	10
Figure I.11. La protection par un radier général.....	10
Figure I.12. Dimension en plan et la profondeur de l'enrochement. ....	11
Figure I.13. Vue en plan d'une protection contre l'affouillement par ilots. ....	12
Figure I.14. La protection par Caisson de fondation.....	12
Figure I.15. Exemples des ouvrages présentant d'affouillement .....	14
Figure I.16. Les phases de confortement du pont de Tamda, Tizi Ouzou (photos prises en 2013).....	15

### **CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

Figure II.1. Localisation de projet en 3D. ....	16
Figure II.2. Site de l'ouvrage (Google Earth). ....	16
Figure II.3. Tracé en plan. ....	17
Figure II.4. Profil en long.....	17
Figure II.5. Profil en travers. ....	18
Figure II.6. Carte de zonage sismique du territoire national.....	20

### **CHAPITRE III CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT**

Figure III.1 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint .....	22
Figure III.2 Variante 01 pont de type VIPP.....	23
Figure III.3. Morphologie générale d'un pont mixte. ....	24
Figure III.4. Coupe transversale d'un tablier bipoutre. ....	24
Figure III.5. Variante 02 pont Mixte Bipoutre .....	26
Figure III.6. Morphologie générale d'un pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués ».....	27
Figure III.7. Notations des dimensions. ....	27
Figure III.8. Variante 03 pont voussoir.....	28

### **CHAPITRE IV : LES HYPOTHESES DE CALCUL ET MATERIAUX**

Figure IV.1. Digramme (contrainte /déformation )du Béton. ....	34
Figure IV.2. Limitation des contraintes des sections en B.P.....	37

### **CHAPITRE V : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

Figure V.1. Numération des voussoirs. ....	38
Figure V.2. La largeur roulable et la largeur chargeable.....	39
Figure V.3. Les 17 cas de charge possibles.....	41
Figure V.4. Système de chargement Bc. ....	42
Figure V.5. Système de chargement Bt.....	43
Figure V.6. Les dimensions du système MC120 .....	44
Figure V.7. Convoi exceptionnel D240. ....	45

### **CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE**

Figure VI.1. Cheminement de la réalisation d'un fléau. ....	48
Figure VI.2. Situation temporaire de construction à considérer. ....	49
Figure VI.3. Situation accidentelle à considérer. ....	49
Figure VI.4. Le déroulement de la construction de pont.....	51
Figure VI.5. Modèle de calcul « vue en élévation «3D ».....	52
Figure VI.6. M max à l'ELU(1.35G+1.35D240+). ....	53
Figure VI.7. T max à l'ELU(1.35G+1.35D240+). ....	53
Figure VI.8. M max à l'ELS (G+D240+). ....	53
Figure VI.9. T max à l'ELS (G+D240+). ....	53

## **CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

Figure VII.1. Tracé en plan des câbles de fléau. ....	56
Figure VII.2. Tracé en élévation des câbles du fléau. ....	56
Figure VII.3. Les tracés finaux des câbles de fléau ....	56
Figure VII.4. Les tracés finaux des câbles de continuité ....	60
Figure VII.5. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.....	61
Figure VII.6. Diagramme des tensions.....	62
Figure VII.7. Diagramme des contraintes à $x = 352,6$ m. ....	67
Figure VII.8. La flèche maximale de l'ouvrage ....	69

## **CHAPITRE VIII : ETUDE TRANSVERSALE**

Figure VIII.1. Vue en 3D du voussoir courant.....	70
Figure VIII.2. Schéma du ferrailage passif du voussoir courant.....	72
Figure VIII.3. Aciers de bossage. ....	74
Figure VIII.4. Schéma du ferrailage de bossage ....	75

## **CHAPITRE IX : EQUIPEMENTS DU TABLIER**

Figure IX.1. Appareil d'appui. ....	76
Figure IX.2. Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	77
Figure IX.3. Ferrailage du dé d'appui au niveau de la pile.....	82
Figure IX.4. Ferrailage du dé d'appui au niveau de la culée. ....	82
Figure IX.5. joint de type Wd. ....	83

## **CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Figure X.1. Dimensions de la pile.....	84
Figure X.2. Abaque de WALTHER.....	91
Figure X.3. Les dimensions des éléments de la culée. ....	93
Figure X.4. ferrailage finale du pile et de la culée ....	107

## **Liste des Tableaux**

### **CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

Tableau I.1. Les valeurs des coefficients de correction (US Département Of Transportation Fédéral Highway Administration, 2001).....	9
---	---

### **CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

Tableau II.1. Piézomètres installés le long de projet et lectures du niveau d'eau.....	19
Tableau II.2. Valeurs des essais de perméabilité Lefranc réalisés. ....	19

### **Chapitre III CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT**

Tableau III.1. Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 1.....	22
Tableau III.2. Pré-dimensionnement des poutres métalliques .....	25
Tableau III.3. Pré-dimensionnement des pièces de pont.....	25
Tableau III.4. Les dimensions des différentes composantes des voussoirs. ....	28
Tableau III.5. Analyse des variantes. ....	30
Tableau III.6. Le devis estimatif et quantitatif des variantes « superstructure ».....	31
Tableau III.7. Le cout final de la superstructure des trois variantes. ....	31
Tableau III.8. Le devis estimatif et quantitatif des variantes « Infrastructure ».....	32
Tableau III.9. Le cout final de l'infrastructure des trois variantes. ....	32
Tableau III.10. Le cout final de l'ouvrage des trois variantes.....	32

### **CHAPITRE V : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

Tableau V.1. Estimation du poids total des voussoirs.....	38
Tableau V.2. Estimation du poids total de fléau et celle de l'ouvrage.....	38
Tableau V.3. Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges .....	39
Tableau V.4. Les classes des ponts routes.....	40
Tableau V.5 Coefficient $a_1$ .....	41
Tableau V.6. Les résultats de « $A(l)$ ».....	42
Tableau V.7. Les valeurs de $b_c$ .....	43
Tableau V.8. Les résultats de $b_c$ . ....	43
Tableau V.9. Les valeurs de $b_t$ .....	43
Tableau V.10. Les résultats de $b_t$ . ....	43
Tableau V.11 Les résultats de Coefficient de majoration dynamique .....	44

Tableau V.12. Valeurs des coefficients de majoration.....	46
Tableau V.13. Les différentes combinaisons de charges .....	46
<b>CHAPITRE VI :</b>	<b>ETUDE LONGITUDINALE</b>
Tableau VI.1. Les résultats des efforts calculés par logiciel Robot .....	50
Tableau VI.2. Combinaisons de charge en phase de service .....	52
<b>CHAPITRE VII :</b>	<b>ETUDE DE LA PRECONTRAINT</b>
Tableau VII.1. Estimation du nombre de câbles du fléau. ....	55
Tableau VII.2. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale. ....	57
Tableau VII.3. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive . ....	58
Tableau VII.4. Les pertes totales instantanées (MPa). ....	63
Tableau VII.5. Les pertes totales diffères (MPa). ....	64
Tableau VII.6. Les pertes totales (MPa). ....	64
Tableau VII.7. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction. ....	66
<b>CHAPITRE VIII :</b>	<b>ETUDE TRANSVERSALE</b>
Tableau VIII.1. Combinaisons des charges appliquées.....	70
Tableau VIII.2. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef. ....	71
Tableau VIII.3. Ferrailage passif des voussoirs. ....	72
<b>CHAPITRE IX :</b>	<b>EQUIPEMENTS DU TABLIER</b>
Tableau IX.1. Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.....	77
Tableau IX.2. Les résultats et le choix des appareils d'appuis. ....	78
Tableau IX.3. Les résultats des actions séismiques et des déplacements horizontaux. ....	79
Tableau IX.4. Modèles des joints Wd. ....	83
<b>CHAPITRE X :</b>	<b>ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</b>
Tableau X.1. Les hauteurs des piles.....	84
Tableau X.2. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis. ....	85
Tableau X.3. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis. ....	85
Tableau X.4. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. ..	87
Tableau X.5. Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui. ....	88
Tableau X.6. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. ....	88
Tableau X.7. Evaluations des efforts de la pile la plus haute.....	88
Tableau X.8. Combinaison des efforts. ....	89
Tableau X.9. Evaluation des actions sismiques. ....	91
Tableau X.10. Sollicitation les plus défavorables pour la pile « 6 ». ....	91

Tableau X.11. Les dimensions des éléments de la culée. ....	94
Tableau X.12. Calcul du coefficient de poussée $K_{ad}$ .....	95
Tableau X.13. Evaluation des charges statiques (éléments culée + poussées des terres et surcharge + réaction tablier et ces surcharge). ....	95
Tableau X.14. Evaluation total des charges sismiques (éléments culée + poussées des terres et surcharge). ....	96
Tableau X.15. Valeurs extrêmes de la Poussée dynamique. ....	96
Tableau X.16. Sommation des efforts sismique de la culée.....	96
Tableau X.17. Effort sismique du tablier agissant sur la culée .....	97
Tableau X.18. Somme des efforts sismiques du tablier et de la culée .....	97
Tableau X.19. Somme des efforts permanents de la culée avec les extrêmes du tablier (statique).....	97
Tableau X.20. Combinaison d'actions au pied de la culée (ELA). ....	97
Tableau X.21. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition...	99
Tableau X.22. Résultats du mur en retour. ....	100
Tableau X.23. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. ....	101
Tableau X.24. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle. ....	102
Tableau X.25. Nombre de pieux sous la semelle. ....	102
Tableau X.26. Les valeurs de $N_{max}$ et de $N_{min}$ pour les combinaisons les plus défavorables. ....	103
Tableau X.27. La vérification des conditions de la méthode des bielles. ....	103
Tableau X.28. Les valeurs de $X_{\phi}^M$ ; $X_{\phi}^P$ (du tableau WERNER).....	105
Tableau X.29. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.....	106

## LISTE DES ABREVIATIONS

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

**CCP** : Complément des charges permanentes.

**BAEL** : Béton armé aux Etats limites.

**BPEL** : Béton précontrainte aux Etats limites.

**RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

**CCTP** : Cahier des clauses techniques particulières

**DTR** : Document technique réglementaire.

**VSP** : Voussoir sur pile.

**VC** : Voussoir à la clef.

**V** : Voussoir courant.

**15T15s**: quinze (15) torons de quinze (15) fils (super).

**$f_{clim}$**  : Contrainte de compression limite.

**$f_{cmax}$**  : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

**$f_{prg}$**  : Contrainte de rupture garantie.

**$f_{peg}$**  : Contrainte de précontrainte élastique garantie.

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

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

**$\overline{\sigma}_{bc}$**  : Contrainte de compression admissible.

**$\overline{\sigma}_{bt}$**  : Contrainte de traction admissible.

**HA** : Haute adhérence.

**St** : Espacement des armatures.

**NF** : Norme française.

**Xr** : Centre de rigidité.

**M<sub>P</sub>** : Masse des piles.

**M<sub>T</sub>** : Masse du tablier.

**F<sub>L</sub>** : Force sismique longitudinale.

**F<sub>T</sub>** : Force sismique transversale.

**H<sub>T</sub>** : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

**H<sub>tr</sub>** : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

2019/2020



# INTRODUCTION GENERALE

# INTRODUCTION GENERALE

Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrage d'arts tels que : les ponts.

D'une façon générale, Construire un pont a toujours été considéré comme l'un des actes les plus mystérieux de l'art de bâtir : en effet, l'homme avait à affronter, dans cet ouvrage, à la fois l'eau, et un sol qu'il ne connaissait pas bien, caché qu'il était par le fleuve toujours en mouvement.

Dans cet acte, la fondation était, évidemment, la partie la plus difficile, et la plus entachée de risques.

De tels ouvrages sont qualifiés d'art par ce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissance constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

En ALGERIE, les infrastructures routières et autoroutières jouent un rôle important dans le déplacement des biens et des personnes. Ce rôle confère une importance particulière à l'infrastructure routière et autoroutière.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers, l'algérienne des autoroutes - Régionale- Est- wilaya de JIJEL- a lancé un programme de réalisation d'une ligne autoroutière qui va relier le PORT DE DJEN-DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau D'EL EULMA sur 110 KM.

Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en dix chapitres : Les deux premiers chapitres sont consacrés à la recherche bibliographique pour notre chapitre Master et la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, Les chapitres suivants sont réservés à la conception et hypothèses de calcul dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Le 6eme chapitre est consacré à l'étude longitudinal et le 7eme et 8eme chapitres sont consacrés à l'étude de précontraint et l'étude transversale respectivement. Puis on passe à l'étude des équipements et l'étude d'infrastructure (étude sismique).

Le mémoire se termine par une Conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

# CHAPITRE I

## RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES AFFOUILLEMENTS ET LEUR IMPACT SUR LES FONDATIONS DES OUVRAGES D'ART



## I.1. INTRODUCTION

Pour pouvoir cerner les problèmes et répondre aux risques d'endommagement ou d'instabilité que peut engendrer l'affouillement, il convient d'étudier ce phénomène.

Ce chapitre est consacré à une étude bibliographique sur les affouillements des fondations des ouvrages d'art (en particulier les ponts), leurs causes, leurs mécanismes et les précautions à prendre durant la conception des fondations pour parer à ce phénomène qui est considéré parmi les dégradations les plus sévères pouvant nuire à la stabilité des ouvrages.

## I.2. GENERALITES

### I.2.1. Définitions

#### ❖ Les Ponts :

Un pont est un ouvrage d'art construit en élévation in situ permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel en assurant la circulation par voie routière, ferroviaire, ou pour canalisation.

Ils peuvent être voutées, à poutre, en arc, suspendus, ou à haubans. Construit en maçonnerie, béton armé, béton précontraint, profilés métallique, ou mixte. Appuyés sur des piles et culées ou béquilles ; selon la conception de l'ingénieur, les besoins fonctionnels, les données naturelles et les exigences économiques.

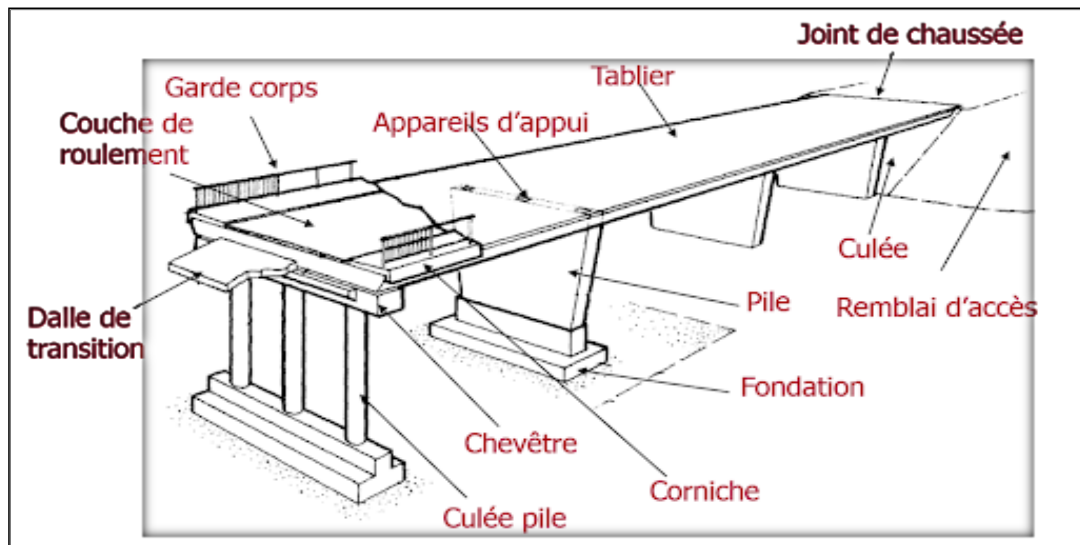


Figure I.1. Différentes parties d'un pont

#### ❖ Classification des ponts :

On peut classer les ponts selon :

- ✓ Le matériau utilisé (le bois, la maçonnerie, l'acier, béton armé, béton précontraint).
- ✓ La nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, pont-canal, pont-aqueduc1 ...etc.).
- ✓ La structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts en arc, ponts-cadres, ponts suspendus, Ponts caissons, ponts à haubans, ...etc.).
- ✓ La forme (ponts droits, ponts biais2, ponts courbes, ...).

- ✓ Leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre).
- ✓ La voie portée (passage supérieur ou inférieur).

### ❖ L'affouillement :

C'est un phénomène naturel qui se traduit par l'abaissement du niveau du lit d'une rivière par l'action hydrodynamique de l'eau (l'action érosive ou le transport solide), il a tendance à déchausser ou mettre à nue les fondations d'ouvrages franchissant les cours d'eau.

La profondeur de cette réduction en dessous du niveau initial du lit de la rivière est dite la profondeur d'affouillement.

### I.2.2. Phénomène de l'affouillement

Les sols constituant les lits de rivières sont généralement sédimentaires, l'écoulement de l'eau à une vitesse donnée sur ces sols entraîne un déplacement continu des sédiments soit par charriage ou par suspension (transport solide).

La variation de la vitesse d'écoulement peut conduire à une augmentation du phénomène de transport et modifier aussi la morphologie du lit.

### I.3. Types d'affouillement

On définit trois types d'affouillement :

#### ❖ Affouillement général

Les rivières sont généralement métamorphiques, le cours d'eau entraîne les grains de sol et provoque l'abaissement de son niveau tout le long du lit, c'est ce qu'on appelle affouillement général. Ce type d'affouillement est indépendant de la présence d'une structure dans le cours d'eau.

#### ❖ Affouillement local

La présence d'obstacles devant le cours d'eau provoque des tourbillons qui tentent à arracher les particules de sol et les transporter, ce qui engendre la formation des fouilles locales, c'est l'affouillement local.

#### ❖ Affouillement de contraction

Il est dû au rétrécissement de la largeur du cours d'eau, soit naturellement, soit à cause de la présence d'un ouvrage d'art. Cette contraction engendre une augmentation de la vitesse d'écoulement et par conséquent une force érosive plus importante. Les sédiments de la zone de contraction sont transportés entraînant ainsi un abaissement local du lit du cours d'eau.

Pour évaluer l'affouillement sous une pile de pont, on définit l'affouillement total, qui est la somme des profondeurs d'affouillements général, local et de contraction.

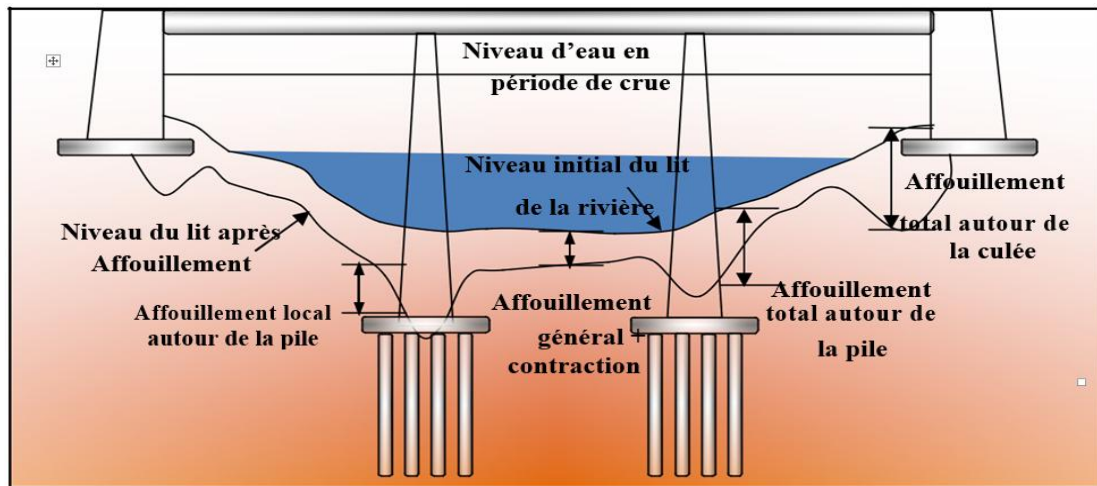


Figure I.2. Les types d'affouillement sous les ponts.

## I.4. Paramètres conditionnant l'affouillement

### I.4.1. Propriétés du sol

Le transport solide dépend directement de la granulométrie du sol et de sa compacité. La faible compacité favorise l'arrachement des grains, et les plus petits sont aussi faciles et rapidement transportés contrairement aux gros granulats qui nécessitent un débit plus important pour être transportés.

L'affouillement est ainsi plus important pour les sols fins, non cohésifs et de granulométrie serrée.

On peut en rajouter à cela, la forme des grains qui, dans le cas de transport solide par charriage, joue un rôle assez important puisque les grains à forme plus ou moins arrondie sont aisément charriés contrairement aux grains à forme irrégulière.

### I.4.2. Les courants d'eau et les crues

L'augmentation de l'intensité d'écoulement d'eau, particulièrement pendant les périodes de crues, fait appel au transport solide en d'autres termes, le phénomène d'affouillement.

L'influence de la pente de la rivière est aussi très importante puisqu'une pente forte fait accroître la vitesse d'eau et ensuite le transport solide.

Dans l'étude hydrodynamique des rivières, l'interaction entre l'écoulement d'eau et le sol constituant le lit des rivières est illustré par la balance de Lane.

La balance de Lane symbolise le concept d'équilibre morphologique. Elle démontre que l'affouillement se produit dans le cas d'augmentation du débit de l'eau, en combinaison avec la pente d'écoulement, d'une part, et le dépôt des sédiments dans le cas de surabondance du débit solide ou des diamètres des grains d'autre part.

On peut remarquer que les rivières ont tendance à retrouver leur équilibre dynamique entre l'érosion et le dépôt, ce qui fait la variation continue de la morphologie du cours d'eau.

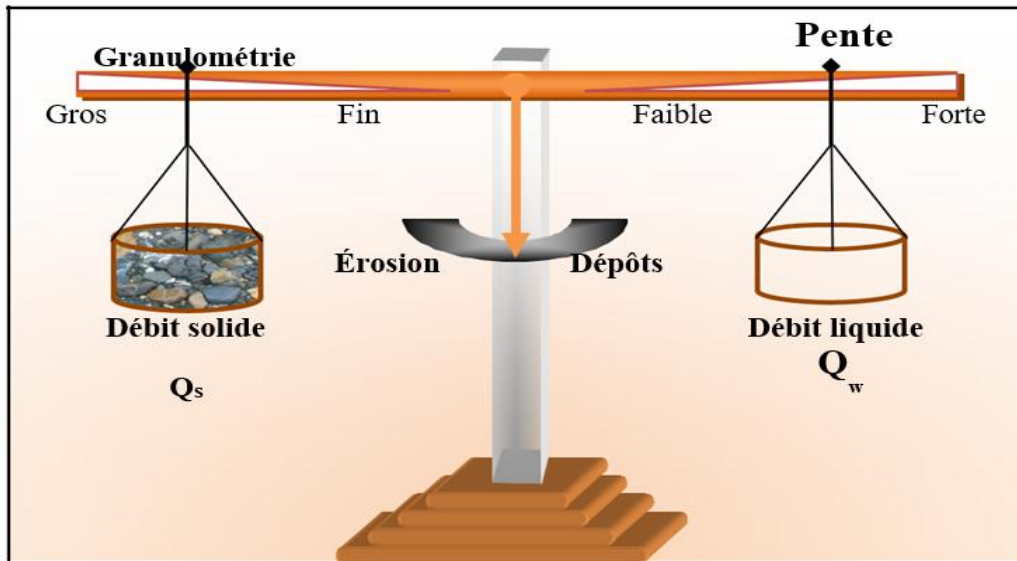


Figure I.3. La balance de LANE

### I.4.3. La présence d'ouvrage

#### ❖ Les sillages et vortex :

Les piles d'un ouvrage engendrent des tourbillons qui font arracher les grains de sol autour d'elles, ce qui produit l'affouillement local et accentue son risque.

Ce phénomène dépend fortement de la forme, de la disposition et de la section de la pile franchie.

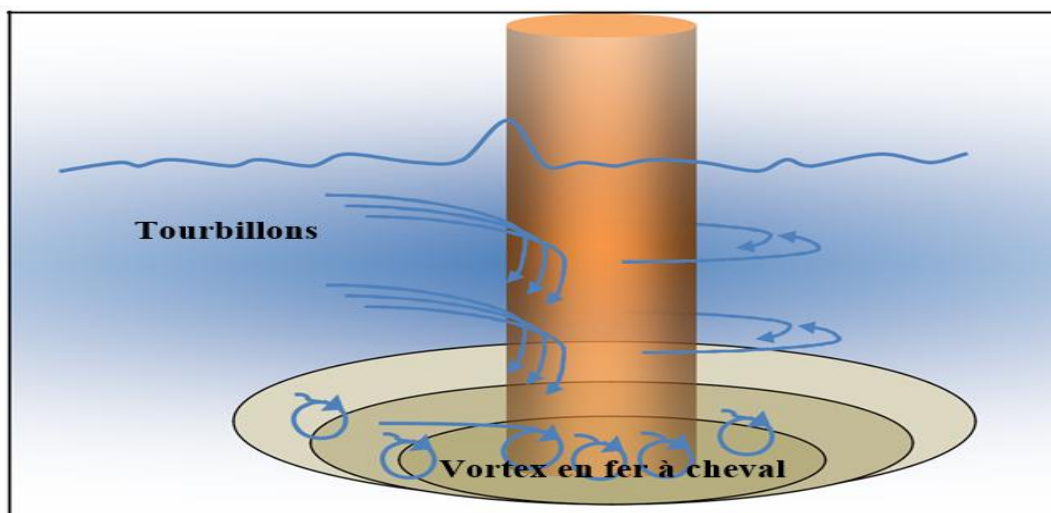


Figure I.4. Affouillement local autour d'une pile sous l'effet de vortex.

#### ❖ La contraction :

Un pont peut être construit dans une zone naturelle ou artificielle de réduction de la section du cours d'eau, cette réduction peut être encore résultante de la structure de l'ouvrage lui-même.

Cette réduction de la section augmente éventuellement la vitesse d'eau et sa puissance de transport solide, ce qui se traduit par un surcreusement local du lit.

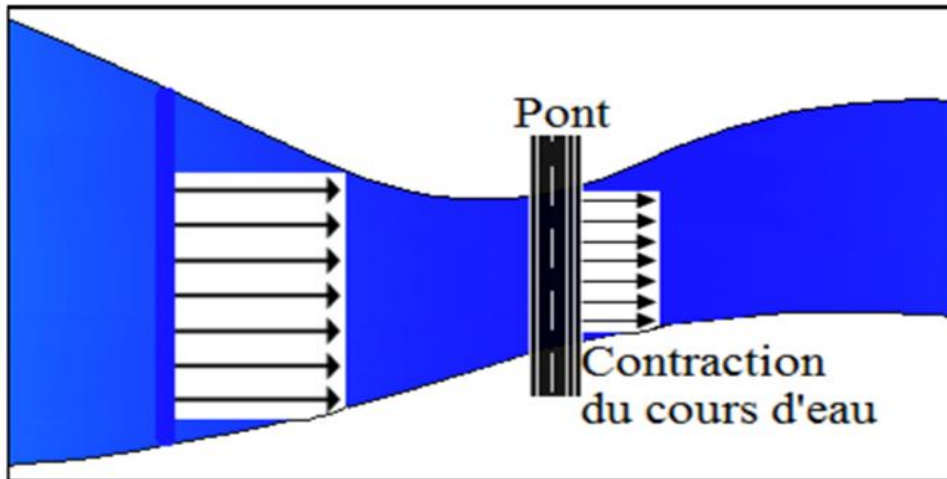


Figure I.5. Pont dans une zone de contraction du cours d'eau.

#### I.4.4 La modification du lit de rivière

Toute activité humaine modifiant le débit solide d'un cours d'eau, notamment l'extraction illicite et inattentive de sables et alluvions depuis le lit génère un déficit sédimentaire, ce qui provoque des désordres épouvantables et désastreux.

Il en résulte non seulement des problèmes écologiques, mais aussi l'abaissement du niveau d'eau, l'affouillement de contraction à grande échelle, et la modification de la pente du lit qui agit sur la vitesse d'écoulement et accentue l'affouillement général.

### I.5. Méthodes d'évaluation de l'affouillement

Pour les fondations des ponts en service franchissant les cours d'eau, la profondeur d'affouillement est déterminée afin de proposer des solutions de confortement suivant le type de l'affouillement. Pour les nouveaux ouvrages, l'étude évalue la profondeur d'affouillement et dégage des solutions pour palier à ce phénomène et protéger les fondations.

#### I.5.1. Evaluation in situ

L'essai pressiométrique peut donner une idée sur la profondeur de sol suspecté d'affouillement général. L'indication donnée par cet essai est la variation brutale de sa compacité donnée par le rapport entre le module pressiométrique et la pression limite du sol ( $\frac{E_m}{p_l}$ ).

Cette estimation est peu correcte dans le cas des alluvions grossiers qui peuvent se redéposer avec la même compacité après les crues.

Le laboratoire régional des ponts et chaussées de Toulouse propose une méthode de mesure de la profondeur maximale d'affouillement basée sur la diagraphie radioactivité naturelle. Elle consiste à remplacer le matériau naturel d'un puit de la rivière par un sol de granulométrie similaire mais de radioactivité naturelle différente.

Après une crue, on détermine la position de l'interface entre le matériau non affouillé et les matériaux sédimentés dans un tube de mesure placé au centre d'un puit, ce qui la profondeur d'affouillement.

**I.5.2. Evaluation empirique**

Ces méthodes sont issues des expériences sur des modèles réduits ou à partir des synthèses d'études sur des ouvrages existants.

On s'intéressera au plus récentes données par l'approche française et l'approche américaine.

❖ L'approche française :

Les essais sur des modèles réduits du laboratoire national d'hydraulique de Chatou ont démontré que l'affouillement autour d'une pile dépend du rapport entre le diamètre de l'obstacle (**D**) et le diamètre moyen des sédiments (**d**) d'une part, et d'autre part du nombre de Reynolds (**R**) qui est corrélé avec le diamètre moyen des sédiments.

Il résulte de ces expériences un abaque donnant le rapport entre la profondeur d'affouillement et le diamètre de la pile en fonction du nombre de Reynolds et ainsi le diamètre moyen des sédiments.

Il a été aussi proposé une formule de calcul de la profondeur d'affouillement (**y**) en fonction du débit d'eau (**Q**) et le diamètre **dm** tel que :

$$y = 0.26 \frac{Q^{1/3}}{d_m^{1/6}}$$

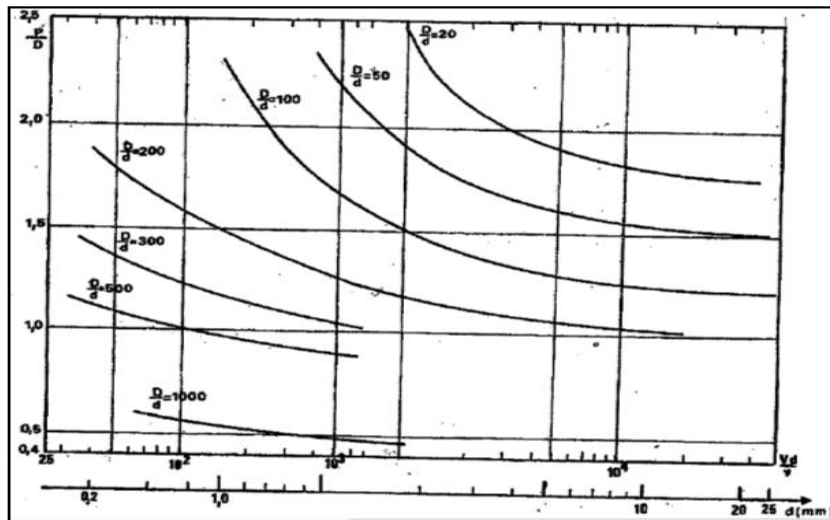


Figure I.6. Abaque donnant la profondeur relative maximale d'affouillement local en fonction de R pour un sable à granulométrie peu étendu (Calgato, 2000).

❖ L'approche Américaine :

Cette méthode est fondée sur la formule de Laursenet Toch qui donne la profondeur maximale d'affouillement local ( $P_{lim}$  ou  $y_s$ ) en fonction du diamètre de la pile ou l'obstacle (**D**), le niveau de la rivière de l'obstacle (**y** ou  $y_1$ ) avec des corrections dépendant de la forme de l'avant bec de la pile le coefficient ( $k_1$  ou  $k_s$ ) et de l'angle entre les directions principales du courant et de la pile (le coefficient ( $k_2$  ou  $k_\alpha$ )) tel que :

$$\frac{P_{lim}}{D} = 1.5 k_\alpha k_s \frac{(y)^{0.3}}{D}$$

## CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES AFFOUILLEMENTS ET LEUR IMPACT SUR LES FONDATIONS DES OUVRAGES D'ART.

Cette formule est développée par l'université de Colorado pour estimer la profondeur d'affouillement sous une pile de pont en tenant compte de la section de la pile (de largeur (a) et longueur (l)) avec des corrections dépendant du lit d'oued ( $k_3$ ), et le nombre de Froude juste avant la pile ( $F_r = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$  avec  $V_1$  est la vitesse moyenne du cours d'eau, et  $g$  est l'accélération de la pesanteur) tel que:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 k_1 k_2 k_3 \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} F_r^{0.43} I$$

Cette formule est aussi donnée pour tenir compte du diamètre moyen du sol tapissant le lit par un coefficient correcteur ( $k_4 = \begin{cases} 1 \text{ si } D_{50} < 2 \text{ mm ou } D_{95} < 20 \text{ mm} \\ 0.4 V_R^{0.15} \text{ si } D_{50} \geq 2 \text{ mm ou } D_{95} \geq 20 \text{ mm} \end{cases}$ ) tel que :

$$\frac{y_s}{a} = 2.0 k_1 k_2 k_3 k_4 \left(\frac{y_1}{a}\right)^{0.35} F_r^{0.43} I$$

Dans le cas de risque d'affouillement suite à la contraction de l'eau, on estime aussi sa profondeur donnée par la différence entre les niveaux moyens de l'eau dans la section de contraction ( $y_2$ ) et dans la section courante ( $y_1$ ) :

$$y_s = y_2 - y_1$$

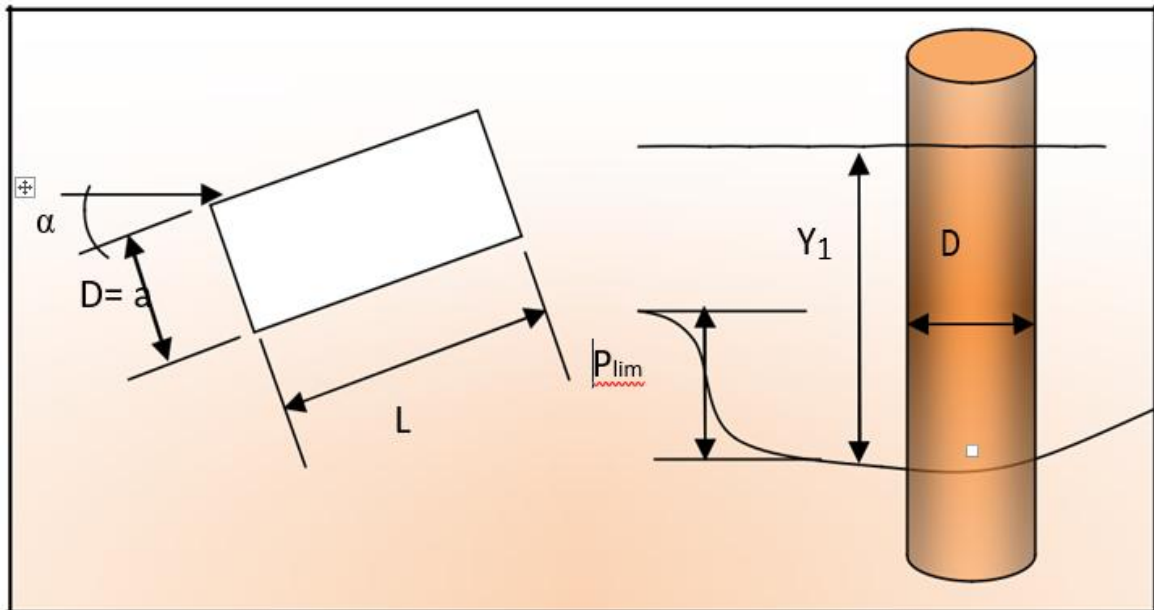


Figure I.7. Illustration des notations de l'approche américaine d'affouillement.

# CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES AFFOUILLEMENTS ET LEUR IMPACT SUR LES FONDATIONS DES OUVRAGES D'ART.

Tableau I.1. Les valeurs des coefficients de correction (US Département Of Transportation Fédéral Highway Administration, 2001)

Correction selon l'avant bec		Correction selon l'angle $\alpha$ ( $k_2 = (\cos\alpha + 1/a \sin\alpha)^{0.65}$ ) ou				Correction selon les conditions du lit de rivière ( $k_3$ )			Correction selon la granulométrie du sol
Forme de l'avant bec	$k_1$	$\alpha$	$1/a = 4$	$1/a = 8$	$1/a = 1$	Condition du lit	Hauteur des pentes (m)	$k_3$	
Rectangulaire	1.1	$0^\circ$	1.0	1.0	1.0	Eau claire	N/A	1.1	$k_4$ est égale à 1 pour les sols fins, et donnée par $0.4V_R^{0.15}$ pour les sols grenus ; $V_R = \frac{V_1 V_{icD_{50}}}{V_{cD_{50}} V_{icD_{95}}} > 0$ $V_{icD_x} = \left(\frac{D_x}{a}\right)^{0.053} V_{cD_x}$ $= K_u \gamma_1^{1/6} D_x^{1/3}$ $K_u = 6.19$
Circulaire	1.0	$15^\circ$	1.5	2.0	2.5	Lit plan	N/A	1.1	
Pile cylindrique	1.0	$30^\circ$	2.0	2.7	3.5	Petite dunes	$3 > H \geq 0.6$	1.1	
Avant bec pointue	0.9	$45^\circ$	2.3	3.3	4.3	Dunes moyenne	$9 > H \geq 3$	1.1-1.2	
Groupe de cylindres	1.0	$90^\circ$	2.5	3.9	5	Large dunes	$H \geq 9$	1.3	

## I.6. Méthodes de protection contre l'affouillement

Le phénomène d'affouillement est inévitable donc il est important de protéger les fondations des ouvrages d'art contre les affouillements, surtout sur un oued à lit affouillable. Il existe plusieurs méthodes de protection contre les affouillements anciennes et modernes.

### I.6.1. Les anciennes protections contre l'affouillement

#### ❖ Protection d'un appui par des enrochements :

Le plus souvent, les fondations en rivière sont protégées contre les chocs directs et les affouillements par des enrochements disposés en forme de talus, pour certains ouvrages fondés sur pieux, les blocs participent également à la stabilité latérale de l'appui.

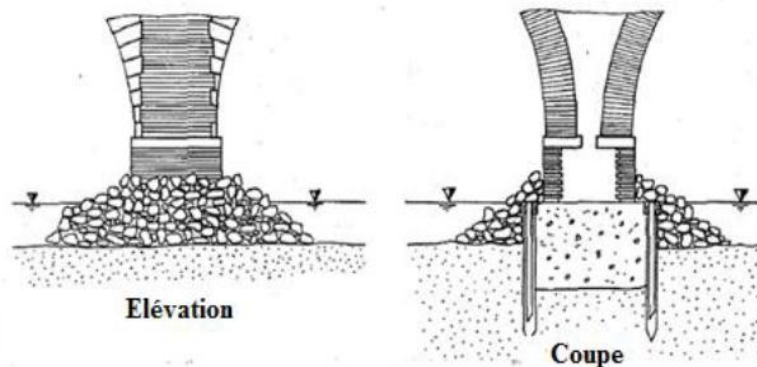


Figure I.8. Vue en coupe et élévation de la protection d'un appui par enrochement.

❖ Protection d'un appui par une crèche :

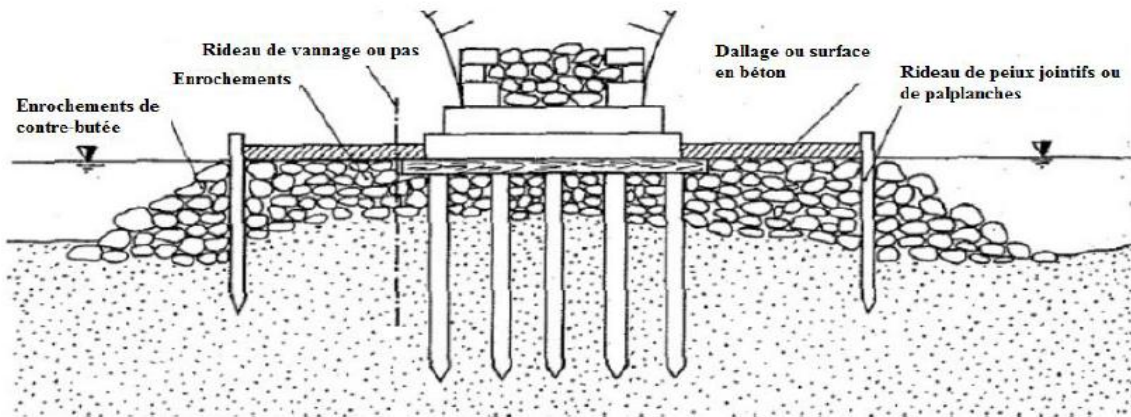


Figure I.9. La protection d'un appui par une crèche.

❖ Protection d'un appui par des rideaux para-fouilles :

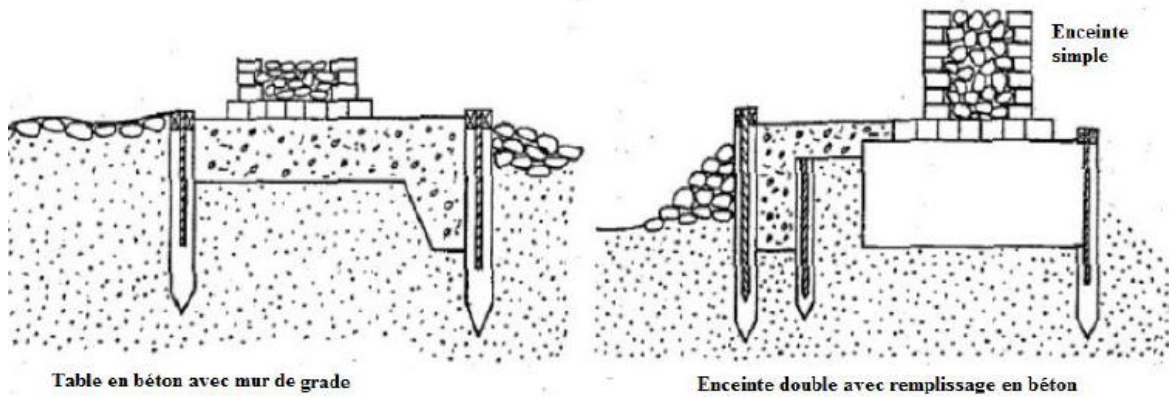


Figure I.10. La protection d'un appui par rideaux para-fouilles.

❖ Protection par un radier général :

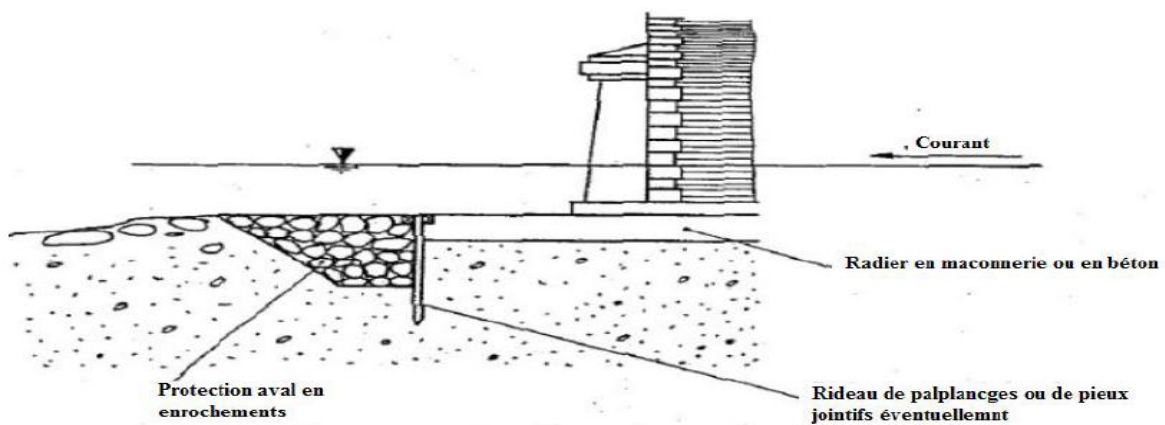


Figure I.11. La protection par un radier général.

Le choix et la mise en œuvre des protections des appuis des ouvrages doit faire l'objet d'une étude, il faut connaître, d'une part la nature du lit (matériaux granulométrie) et d'autre part le régime hydraulique.

**I.6.2. La protection contre l'affouillement lors de la conception**

Pour empêcher les affouillements et par suite réduire la profondeur des fondations, on choisira une forme de pile permettant de minimiser les affouillements et un dispositif adapté de protection. Parmi les dispositifs de protection en usage, citons :

- ✓ Protection par enrochements ;
- ✓ Ilots ;
- ✓ Caisson de fondation.

❖ **Les tapis d'enrochement :**

Les tapis d'enrochement sont les dispositifs de protection contre les érosions locales (affouillements créés par les piles et les culées des ouvrages dans le cas des lits affouillables non cohésifs) les plus couramment employés, pour leur faible coût et leur facilité de mise en œuvre. Ils s'avèrent, à l'expérience, très efficaces.

En outre, ils jouent le rôle de « sonnette d'alarme », moyennant des inspections régulières.

Pour éviter tout affouillement autour d'une pile circulaire, les dimensions du tapis à envisager sont, en plan, de l'ordre de trois fois le diamètre de la pile, ce qui correspond à l'emprise totale de la fosse d'affouillement.

En épaisseur, il est suggéré de prendre la plus grande des deux valeurs suivantes : la dimension de la pile ou le triple du diamètre des enrochements.

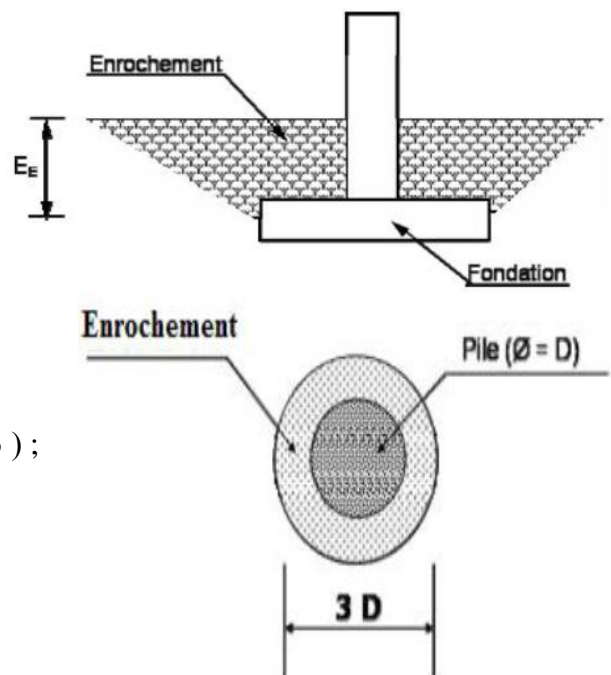
- ✓  $E_E = \sup(D, 3\Delta)$  où  $\Delta$  est le diamètre moyen des blocs d'enrochements

**Avec :** le diamètre des roches ( $\Delta$ ) est donné par la formule suivante :

$$V = 0.6 \sqrt{2g \times \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \times \Delta}$$

**Dont :**

- $V$  : vitesse de l'écoulement en crue (m/s) ;
- $\rho_s$  : masse volumique de l'enrochement (Kg/m<sup>3</sup>) ;
- $\rho$  : masse volumique de l'eau (kg/m<sup>3</sup>) ;
- $\Delta$  : diamètre de l'enrochement en (m).



**Figure I.12. Dimension en plan et la profondeur de l'enrochement.**

**Remarque :**

Cette méthode c'est une méthode qui est simple et assez efficace. L'expérience a montré que ce type de protection, quand il est bien exécuté, peut réduire voire même supprimer les affouillements (Van Tuu, 1981).

❖ **La protection par îlots :**

L'idée de protéger une pile par des îlots en amont est de briser le courant incident et par là d'affaiblir le tourbillon générateur de l'érosion. Le nombre de paramètres nécessaires à la conception d'un tel dispositif est important (5 paramètres tel que présentés sur la Figure I.13), c'est pourquoi aucune loi n'a été encore proposée pour une telle conception.

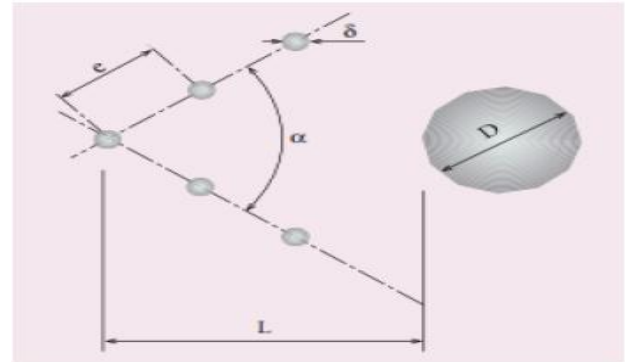


Figure I.13. Vue en plan d'une protection contre l'affouillement par îlots.

❖ **La protection par caisson de fondation :**

C'est une méthode de protection qui travaille sur la Réduction des affouillements par un caisson de fondation dont le diamètre est triple de celui de la pile.

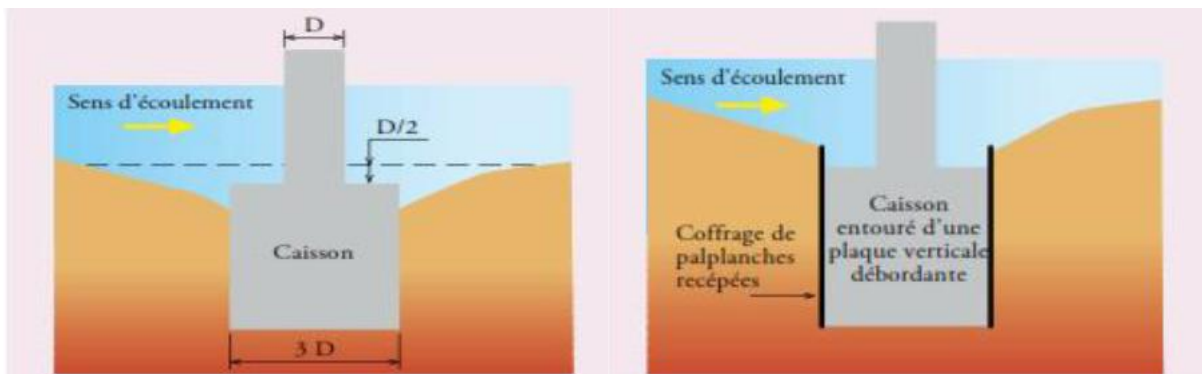


Figure I.14. La protection par Caisson de fondation.

### I.6.3. Le choix du type et la profondeur de la protection contre l'affouillement

Les principaux types de protection structurale contre l'affouillement sont les suivants :

- ✓ Le positionnement de la semelle superficielle à une profondeur sécuritaire
- ✓ Les pieux de support
- ✓ Les caissons
- ✓ Les palplanches

Le type et la profondeur de la protection structurale contre l'affouillement dépendent des profondeurs estimées de l'affouillement et des recommandations du rapport géotechnique.

❖ **Les semelles superficielles :**

La profondeur recommandée pour une semelle superficielle sur un sable dense peut être adéquate pour la capacité portante, mais considérée comme non adéquate pour l'affouillement.

❖ **Les pieux**

L'utilisation de pieux comme forme de protection contre l'affouillement est recommandée aux endroits où le matériau du lit est de sable, de limon, de gravier fin ou d'autres sols très sensibles à l'affouillement, même si la capacité portante du sol est bonne. Les pieux sont

fortement recommandés pour les structures importantes ou très coûteuses et lorsqu'il y a un doute sur la sécurité des fondations qui seront exposées à l'affouillement. Les règles de conception stipulent que les fondations d'une pile qui se situe dans le lit mineur d'un cours d'eau doivent être sur pieux ou sur roc.

L'utilisation de pieux pour les fondations donne deux autres avantages. Premièrement, le risque moindre d'un effondrement par l'affouillement permet une réduction de la travée par rapport à celle qui est requise en présence de semelles superficielles. Deuxièmement, à certains sites, les semelles peu profondes peuvent réduire grandement le coût de pompage.

Les piles peuvent être constituées de fûts ou de colonnes en béton sur semelles supportées par des pieux et dans certains cas, les pieux peuvent être prolongés jusqu'à un chapiteau qui supporte le tablier du pont. Les coûts des fondations peuvent être réduits en plaçant la semelle de la pile sur pieux au niveau de l'affouillement général anticipé et en empêchant l'affouillement local par un tapis d'enrochement.

Le minage des semelles sur pieux ne présente pas de risque important si les pieux sont conçus convenablement.

### ❖ Les caissons :

Un caisson est une enceinte permanente enfoncée dans le sol par son propre poids ou un poids additionnel et remplie ensuite par un matériau tel que le sable, le gravier ou le béton. Les caissons sont généralement utilisés pour des ponts importants avec des eaux très profondes ou quand les conditions de sol et de pompage sont très difficiles.

Bien que leur largeur considérable tende à augmenter l'affouillement général et local, ils sont généralement sécuritaires même avec des affouillements très profonds.

### ❖ Les palplanches :

Les palplanches en acier ou en bois sont utilisées dans des cas spéciaux pour prévenir ou corriger le minage des fondations de pont.

Les applications typiques des palplanches à des fins hydrauliques sont les suivantes :

- ✓ Protection contre l'affouillement autour de nouvelles piles et culées.
- ✓ Travaux correcteurs pour rectifier des problèmes d'affouillement aux infrastructures existantes.
- ✓ Caissons en palplanches.

Les palplanches sont relativement coûteuses ; pour cette raison, elles doivent être utilisées seulement lorsqu'il n'y a pas une autre solution plus acceptable et plus économique. Pour le pompage à l'intérieur d'un batardeau, on doit prendre en considération les avantages de les laisser en place pour servir de protection contre l'affouillement.

## **I.7. Cas de certains ouvrages en Algérie**

Dans notre pays et plus particulièrement dans les zones arides et semi arides, le régime pluviométrique est très variable, il passe de la sécheresse à des pluies torrentielles engendrant des crues dont l'élévation des niveaux des eaux dans les oueds dépassent parfois les tabliers des ponts ; offrant des spectacles impressionnants. Ces crues provoquent des phénomènes d'affouillement qui ont pour effet la déstabilisation des fondations et comme conséquences la ruine des ouvrages et l'isolement des communautés.

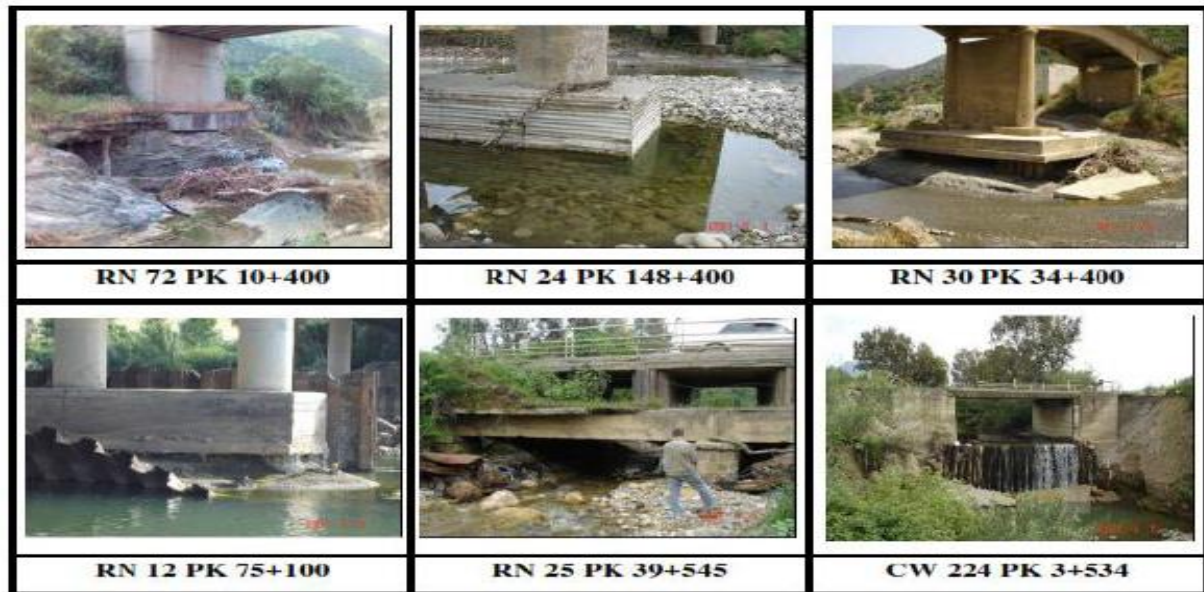


Figure I.15. Exemples des ouvrages présentant d'affouillement

### I.7.1. Les causes éventuelles :

- ✓ L'évolution naturelle de quelques cours d'eau n'ayant pas atteint leur profil d'équilibre engendre déjà un abaissement du toit du lit ;
- ✓ Manque de profondeur des appuis : encastrement résiduel insuffisant vis-à-vis de l'évolution du lit ;
- ✓ Réduction excessive de la section mouillée (massifs très larges, portées faibles entre appuis, implantation dans un coude...) : l'action agressive des eaux est amplifiée par accroissement local des vitesses.
- ✓ Enrochement mal calibrés, manquant d'encastrement sous le toit du lit, disposés selon des configurations trop réduites ou excessives.
- ✓ Dispositions constructives insuffisantes en raison : de recherche d'économies ou de méconnaissance (Culées fondées superficiellement sur des fortes pentes).

### I.7.2. Exemple d'un cas pathologiques liés aux affouillements en Algérie (L'ouvrage d'art de TAMDA (T. OUZOU, exemple de confortement) :

Le pont de Tamda situé à Tizi Ouzou, reliant le chemin de wilaya W174 du village Tamda à la route nationale N°12. Cet ouvrage d'art est mis en route vers la fin de 1988, sa superstructure est mixte en béton armé et profilés métalliques, de 8.20 m de largeur et 328.1 m de longueur sur dix travées, chaque pile est fondée sur 15 pieux forés tubés (tube métallique perdu) entourés par des palplanches.

La cause principale de l'affouillement de ses piles est bien l'extraction intensive abusive et illicite de matériaux d'oued Sebaou, les profondeurs d'extraction sur cet oued peuvent atteindre une dizaine de mètres, la modification du lit d'oued et l'abaissement d'eau a engendré un affouillement général très important, un affouillement de contraction sur une large zone qui a pu atteindre le pont, et ce qui a provoqué des fouilles de 4 à 5 m sous ses piles. (BEETI, 2012)

La solution de confortement anti affouillement retenue est une reprise en sous œuvre des pieux existants par un confinement périphérique en de six (6) pieux forés de 10 à 12 m de profondeur ancrés dans la marne.

## CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES AFFOUILLEMENTS ET LEUR IMPACT SUR LES FONDATIONS DES OUVRAGES D'ART.

Il s'ensuit la jonction de piles (poteaux) en têtes de ces pieux pour recevoir des poutres de couronnement faisant un monolithisme avec les anciens éléments porteurs (03 poteaux circulaires de la pile centrale).

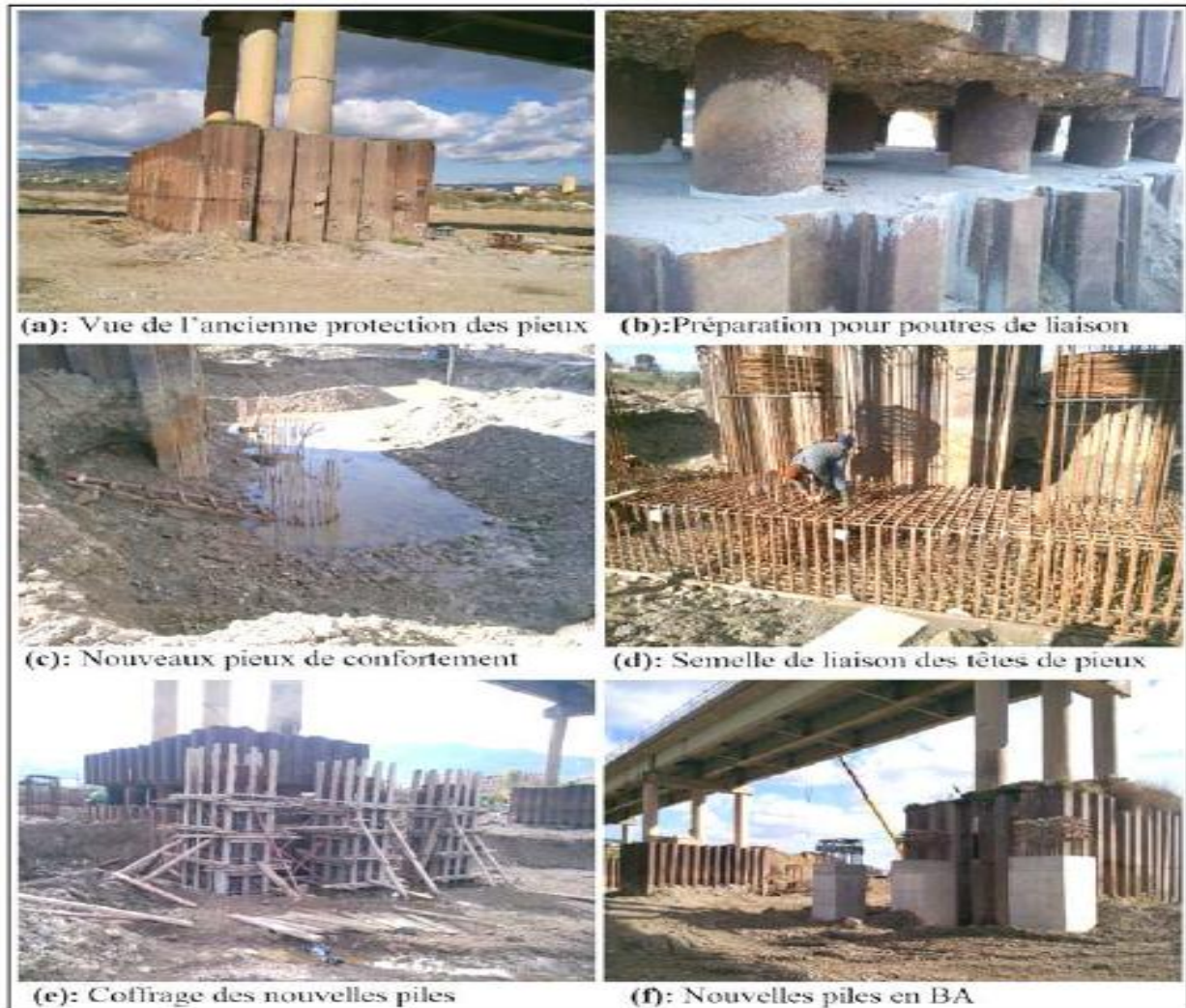


Figure I.16. Les phases de confortement du pont de Tamda, Tizi Ouzou (photos prises en 2013)

### I.8. CONCLUSION GENERALE

L'affouillement des fondations est un phénomène grave pour les ponts franchissant les cours d'eau, il peut mettre un ouvrage en péril et causer des incidents mortels surtout en cas de crues ce qu'il le rend imprévisible, ce qui fait qu'on ne cherche pas à l'éviter mais envisager un dimensionnement des fondations et des dispositions constructives pour assurer la stabilité en prenant les précautions suivantes :

- ✓ Une bonne étude hydrologique
- ✓ Etude géotechnique pour le calcul de la profondeur d'affouillement et de faire par conséquence un bon choix de fondation.

Si la conception actuelle favorise l'emploi presque systématique des pieux lorsqu'on franchie un cours d'eau (oued, canal, ...) pour éviter le phénomène d'affouillement, le problème réside dans le cas des anciens ponts pour lesquels les fondations sont souvent superficielles. C'est pourquoi, il est recommandé de se doter des moyens de mesures in-situ fixes et mobiles pour le diagnostic des ponts en cas de crue.

# CHAPITRE II

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE



### II.1. INTRODUCTION

Dans le domaine des travaux publics, avant d'entamer la conception de n'importe quel pont routier, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site. Ce chapitre est destiné à la présentation du projet et ses données naturelles et fonctionnelles.

### II.2. PRESENTATION DU PROJET

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

Ce projet de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont projeté dans le cadre de la réalisation de la liaison autoroutière reliant le PORT DE DJEN-DJEN à l'autoroute EST-OUEST au niveau D'EL EULMA sur 110 KM. Situé entre le PK15+694 et le PK16+086 d'une longueur de 392 m .



Figure II.1. Localisation de projet en 3D.

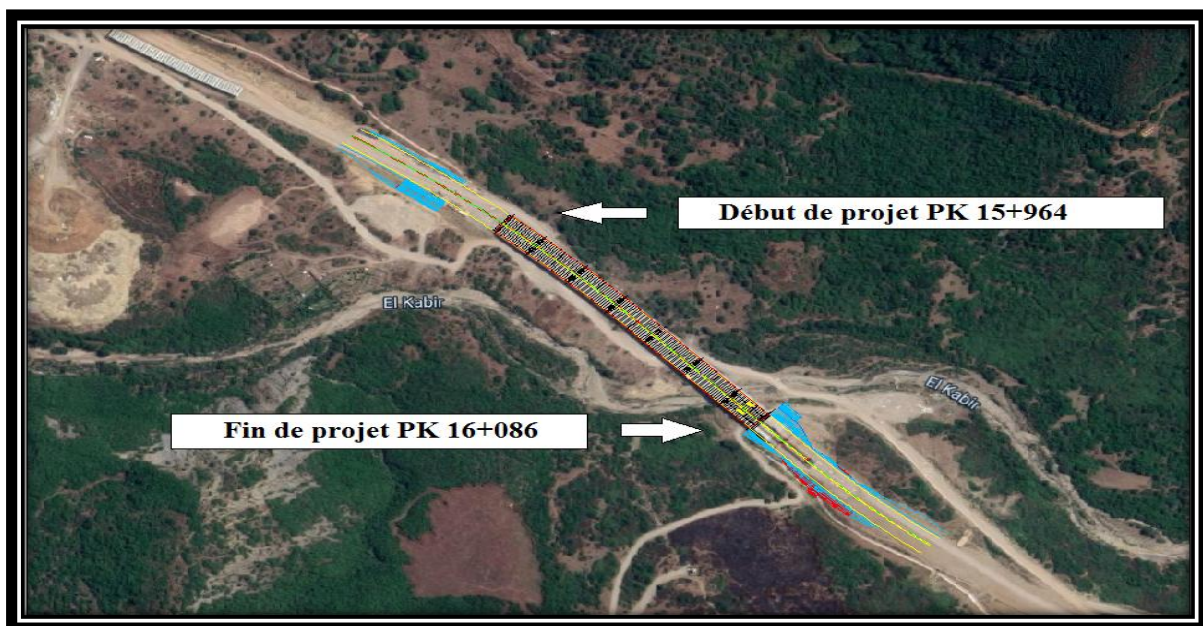


Figure II.2. Site de l'ouvrage (Google Earth).

### II.2.2. L'obstacle à franchir

Le site devant recevoir l'ouvrage (Viaduc V15.7 « PK15+694 et le PK16+086 »), fait partie d'une zone montagneuse, dont l'axe du viaduc traverse OUED MENCHA (OUED EL KABIR).

## II.3. LES DONNEES DE PROJET

### II.3.1. Les données fonctionnelles

#### II.3.1.1. Tracé en plan

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

- ✓ Début de l'ouvrage au PK15+860 : Arc ( $R=1800\text{m}$  et  $L=166\text{m}$ ).
- ✓ PK15+860 au PK16+086 : droite  $L=226\text{m}$ .

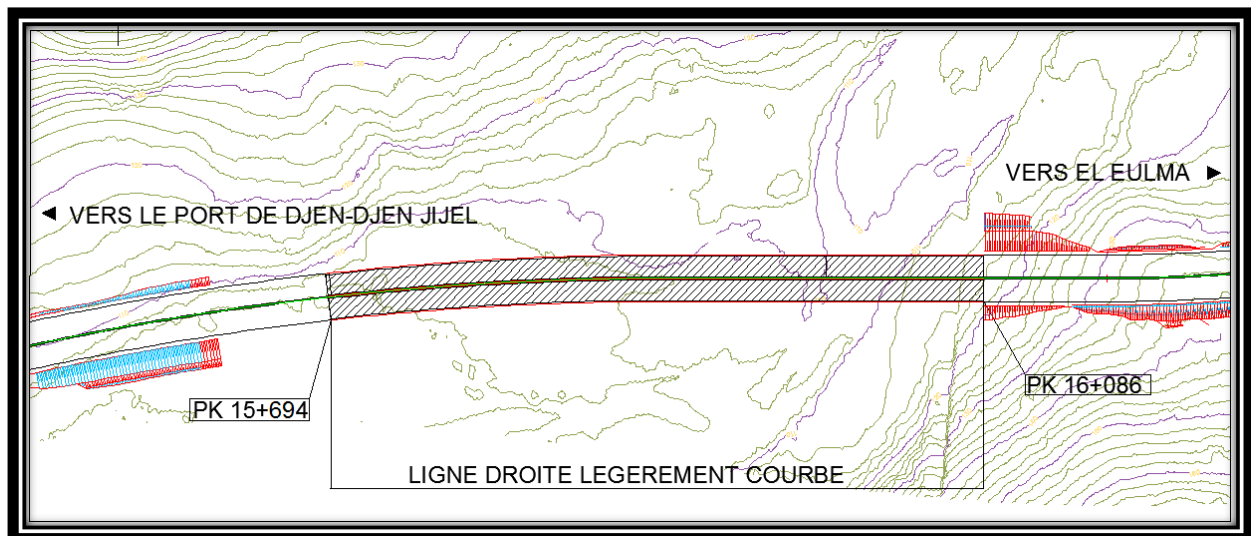


Figure II.3. Tracé en plan.

#### II.3.1.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en prenant en compte de nombreux paramètres.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de **2,96%**. La hauteur des piles est comprise entre de **6,4 à 10,6 m** et les culées présentent hauteurs de **9,5 à 11,8m**.

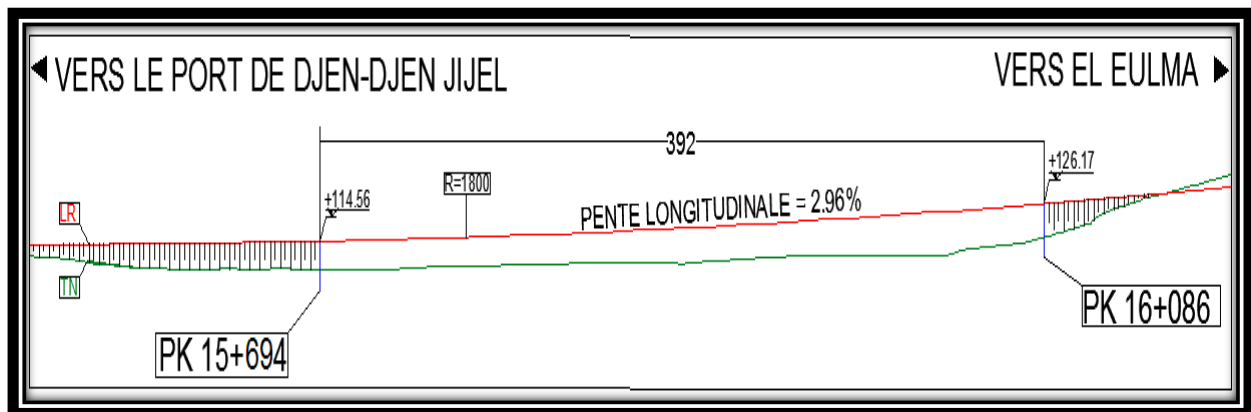


Figure II.4. Profil en long.

### II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- ✓ Barrière type H3 :  $2 \times 0,50$  m.
- ✓ Chaussée 3 voies + bande d'arrêt d'urgence : 12 m.
- ✓ Bonde séparative :  $2 \times 0,50$  m.
- ✓ La pente du versant : une pente de 2,5%.

Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 27,5 m, soit 13,25 par sens.

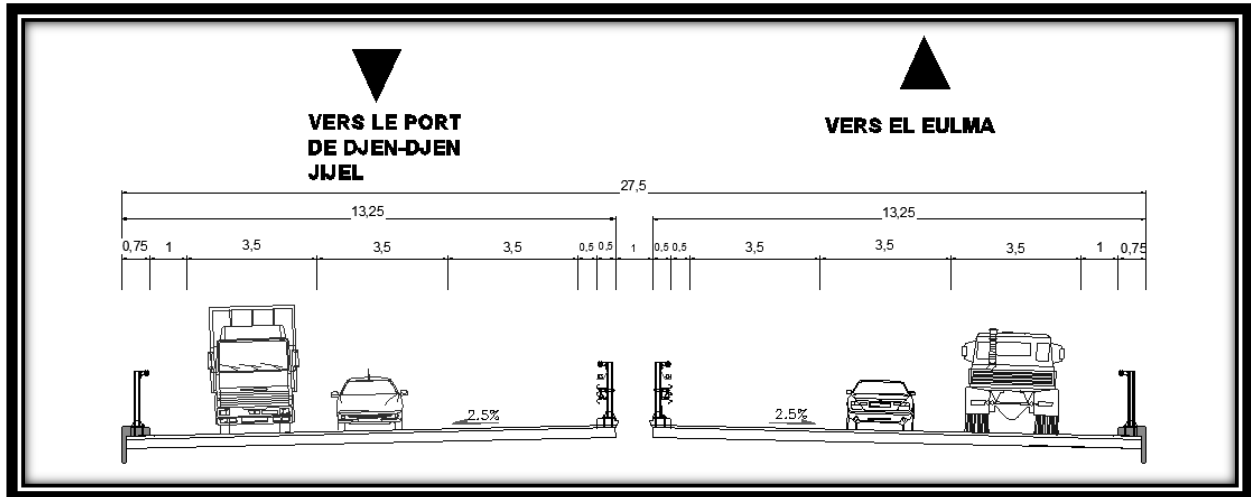


Figure II.5. Profil en travers.

### II.3.2. Les données naturelles

#### II.3.2.1 Topographie

Selon l'analyse du levé topographique, le site est principalement composé de montagnes.

#### II.3.2.2 Géotechnique

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation, elle doit donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tel que :

- ✓ Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- ✓ Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- ✓ Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- ✓ Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

##### II.3.2.2.1. Sondages

Dans ce projet ont été réalisées les reconnaissances suivantes :

Campagne des reconnaissances géotechniques complémentaires Projet d'exécution :

- ✓ 4 sondages carottés jusqu'à la profondeur maximale de 25 m ;
- ✓ 7 sondages pressiométriques de profondeur maximale de 25 m ;

##### II.3.2.2.2. Mesures piézométriques

Dans les sondages de phase EXE, des piézomètres ont été installés avec le but d'identifier la profondeur de la nappe phréatique ; le niveau piézométrique a été rencontré à profondeur variable entre 6,40 m et 8,50 m de la côte du terrain naturel.

Dans le tableau suivant sont résumées les mesures effectuées dans les sondages avec la date du levé.

**Tableau II.1. Piézomètres installés le long de projet et lectures du niveau d'eau.**

	PK	Profondeur sondage	Piézomètre	Date de mesure	Profondeur de la nappe	Niveau piézométrique	Cote sondage
Code	[m]	[m]	[m]		m	[m s.n.m.]	[m s.n.m.]
S-OA04-1	15+598	20	20	29/07/2014	8.6	96.7	105
				20/09/2014	8.5	96.8	105
S-OA04-2	15+777	25	25	20/09/2014	7.1	99.2	106
S-OA04-3	15+918	25	25	20/09/2014	6.4	102.1	109
S-OA04-4	16+081	20	20	29/07/2014	6.8	107.9	115

### II.3.2.2.3. Essais in situ

#### ❖ Essais pressiométriques :

Dans le secteur en étude, 7 sondages pressiométriques ont été réalisés, en forme systématique.

Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- ✓ Module pressiométrique E ;
- ✓ Pression de fluage Pf ;
- ✓ Pression limite Pl ;

#### ❖ Essais SPT :

Dans les sondages de référence pour le nôtre projet ont été réalisés 34 essais SPT. Les essais ont été exécutés, en forme systématique chaque 3m de perforation, principalement dans les terrains alluvionnaires, fins et granulaires, et dans les roches tendres surtout en présence d'un profil d'altération bien développé au-dessus du substrat marneux.

#### ❖ Essais de perméabilité :

Les résultats des essais sont reportés synthétiquement dans le tableau suivant.

**Tableau II.2. Valeurs des essais de perméabilité Lefranc réalisés.**

Sondage	PK	Profondeur essai [m]	Type Essai	UG	Lithologie	Coefficient de perméabilité K [m/sec]
S-OA04-1	15+598	10.20	Lefranc	Ug3a	argile schisteuse grise	5.40E-06
S-OA04-2	15+777	8.00	Lefranc	Ug2	argile graveleuse rougeâtre	6.00E-06
S-OA04-3	15+918	13.20	Lefranc	Ug3a	argile schisteuse grisâtre	4.50E-05
S-OA04-4	16+081	8.80	Lefranc	Ug3a	argile schisteuse grise	5.60E-06

### II.3.2.2.4. Essais de laboratoire

Le long des sondages, des échantillons (intacts et remaniés) a été prélevés pour la réalisation des essais de laboratoire nécessaires à la définition des caractéristiques physique et mécaniques des matériaux qui affleurent au niveau des fondations du viaduc (sols et

des roches). La synthèse des essais de laboratoire (classification et résistance mécanique) exécutées dans les échantillons prélevés dans les sondages. Les détails des essais sont reportés dans l'Annexe A.

### II.3.3. Les données climatiques

#### ❖ Le vent :

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

#### ❖ La neige :

Il est rare que l'on ait à considérer des charges de neige sur les ponts. Cela peut se produire dans certains cas particuliers. L'évaluation des charges se réfère aux règles en vigueur, mais la prise en compte de la neige reste à l'initiative du projecteur en fonction des risques physiques réels.

#### ❖ La température :

Les températures maximales et minimales à l'ombre à Jijel sont, respectivement, **+43°C**, et **0°C** « source le site net : **météoblue** ».

### II.4. SISMICITE DE LA ZONE

Le document technique **RPOA 2008** identifie, pour chaque Wilaya du territoire national, la valeur de référence de l'accélération de zone. La Wilaya de **Jijel**, dans laquelle se localise l'ouvrage objet de l'étude, est caractérisée par une **sismicité moyenne (zone sismique IIa)**.

- ✓ La classe des ouvrages rentre dans le **groupe des ponts «1»**, avec un coefficient d'accélération : **A = 0,25 (RPOA-2008)**.
- ✓ Le site du viaduc en étude a été classé en catégorie **S2**.

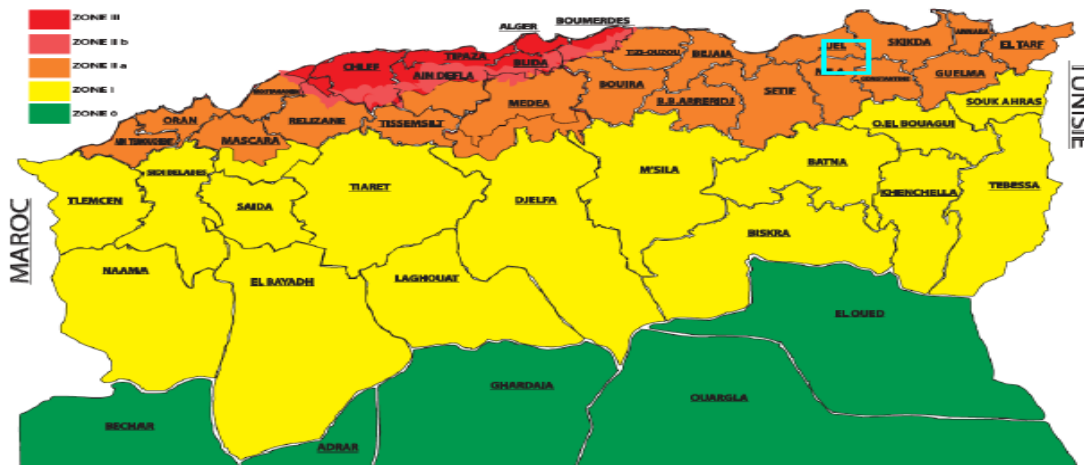


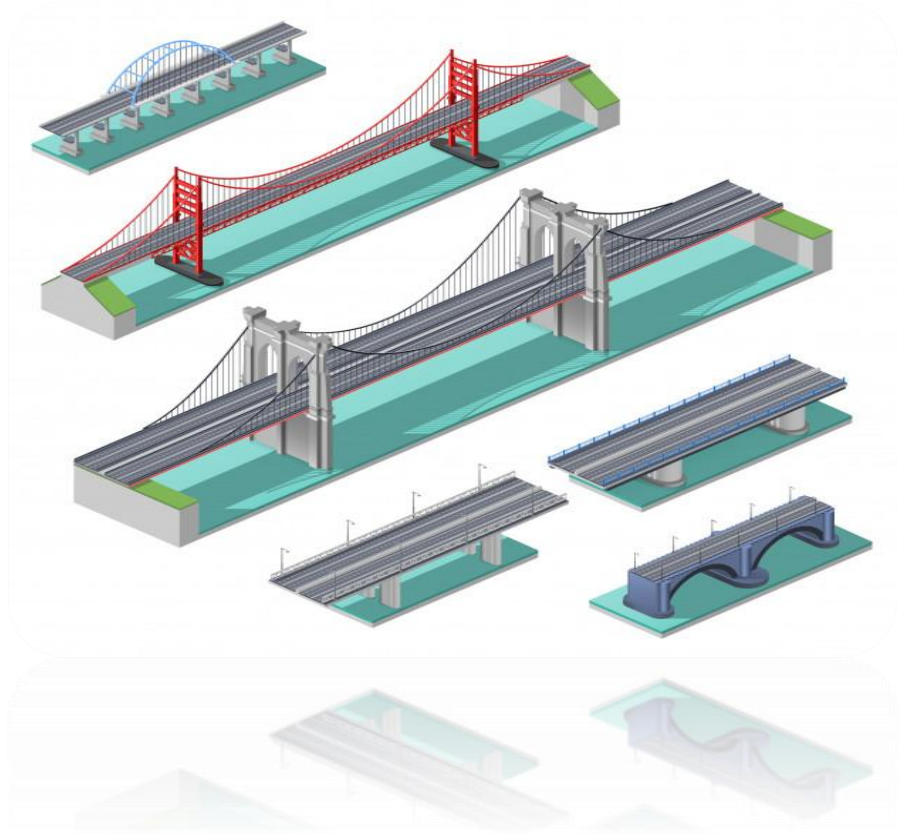
Figure II.6. Carte de zonage sismique du territoire national.

### II.5. CONCLUSION

Pour conclure, la phase de description du projet est une étape pertinente pour amener un projet à l'abri des différents dangers qui l'entourent. Et après avoir cerné tous les obstacles et contraintes, dans ce chapitre, on va essayer de les exploiter dans les chapitres suivants pour pouvoir aboutir à un bon choix du type d'ouvrage et aussi garantir un bon fonctionnement de la variante retenue.

# CHAPITRE III

## CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT



### III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- ✓ Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle.
- ✓ Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques est c'est le point que nous allons aborder dans ce chapitre.
- ✓ L'étude détaillée de la solution à retenir et qui fera l'objet des chapitres qui suivront ce chapitre.

La détermination des variantes proposées pour l'ouvrage, doit être le fruit d'une conception de l'ingénieur, donc de sa réflexion sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu, en s'appuyant sur les paramètres suivants :

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

Et à la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles. Et en prenant dans la tête tous ces points on a opté pour trois variantes différentes, avec un pré-dimensionnement de chacune, nous les analysons puis en déduit les avantages et les inconvénients de chacune, pour enfin arriver à choisir la solution la plus rentable et avantageuse entre elles.

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

#### III.2.1. Variante1 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, elles sont solidarisiées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée.

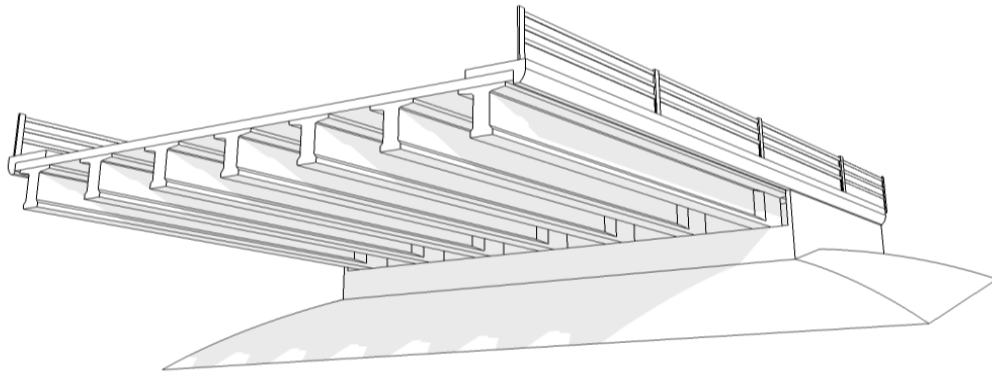


Figure III.1 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales.

### III.2.1.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à réaliser **10** travées principales identiques de **33,6** m et **2** travées de rives de **33** m, la poutre utilisée a une longueur de **33,4** m, la longueur totale de pont est de **402** m, avec des entretoises dans chaque ligne d'appuis pour permettre le relevage du tablier à l'aide des vérins afin d'en changer les appareils d'appuis, et pour le système statique de cette variante on propose de mettre des travées isostatiques, et pour limiter le nombre de joints de chaussées, on réalise couramment la continuité de la dalle sous chaussée, par groupe de **2** travées, tout en conservant l'indépendance mécanique de chacune d'elles.

### III.2.1.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau III.1. Récapitulation du pré dimensionnement de la variante 1

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	1,7 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0,25 m
la hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	1,95 m
La largeur de la table de compression	Assurer la stabilité au déversement de la poutre $0,6 H_p \leq b \leq 0,7 H_p$	1,1 m
Entraxe des poutres de rives	La : dépend de la larguer de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres $La = Lo - b$	12 m
Entraxe des poutres	$1,40 \text{ m} < \lambda < 2,00 \text{ m}$	1,71 m
Nombre des poutres	$N = (La / \lambda) + 1$	8 poutres
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	12 cm
La largeur du talon	$L_t = (l \times L^2) / (H_t^2 / K) / N$ Avec $1100 < K < 1300$	50 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme $b_0$ à mi- travée	$18 \text{ cm} \leq b_0 \leq 25 \text{ cm}$	25 cm
Épaisseur de l'âme $b_0$ en zone intermédiaire	$25 \text{ cm} \leq b_0 \leq 50 \text{ cm}$	variable
Épaisseur de l'âme $b_0$ en zone d'about	$b_0 = L_t$	50 cm
Entretoise d'about	/	130 x 30 cm <sup>2</sup>



## III.2.2. Variante 02 « Pont mixte »

Les ponts mixtes représentent l'association mécanique entre l'acier et le béton dans le but d'obtenir un tablier résistant. L'acier résistant à la traction sous forme de poutres et le béton à la compression par le biais d'une dalle en béton armé.

Ces deux éléments étant reliés par une connexion mécanique, afin de garantir la compatibilité de leurs déplacements. Les portées économiques de ce mode de construction se situent entre **30** à **110** m.

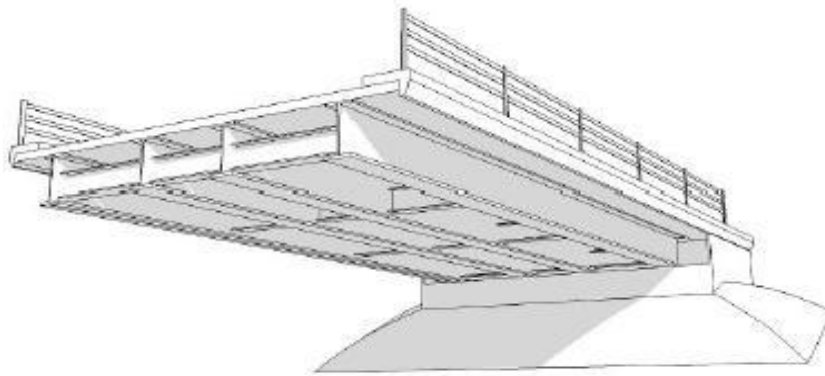


Figure III.3. Morphologie générale d'un pont mixte.

### III.2.2.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de six travées principales de **56** m de longueur et deux travées de rives de **32** m de longueur en prenant en considération les culées, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à **400** m.

### III.2.2.2. Conception transversale

Le tablier est assez large **13,1** m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les **8** m environ), qui sont alors appelées pièces de pont.

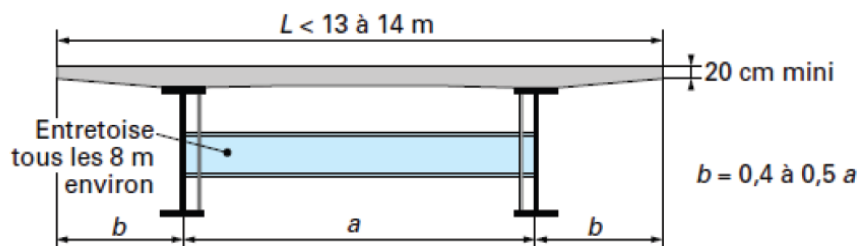


Figure III.4. Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

✓  $1,5 \text{ m} \leq a \leq 0,55 L$       $1,5 \text{ m} \leq a \leq 7,205$      On opte pour : **a = 7,1 m**,

**Par conséquence :**

✓  $0,4 a \leq b \leq 0,5 a$       $2,84 \leq b \leq 3,55$      On opte pour : **b = 3 m**.

✓ **L = a+2b**

❖ **Conception des poutres principales :**

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

**Tableau III.2. Pré-dimensionnement des poutres métalliques**

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
<b>Hauteur sur pile</b>	$H = L/25$	2400 mm
<b>Hauteur à la clef</b>	$L/50 \leq H' \leq L/40$	1250 mm
<b>Loi de variation parabolique</b>	$H(x) = H - 2 \times (H - H') \left(\frac{x}{l}\right) + (H - H') \left(\frac{x}{l}\right)^2$	
<b>Epaisseur de l'âme</b>	$t_w \geq 0,005 \times d$	30 mm
<b>Epaisseur semelle supérieure</b>	$20 \text{ mm} \leq t_i \leq 150 \text{ mm}$	70 mm
<b>Largeur semelle inférieure sur pile</b>	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	800 mm
<b>Largeur semelle supérieure sur pile</b>	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	700 mm
<b>Largeur semelle inférieure à la clef</b>	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	800 mm
<b>Largeur semelle supérieure à la clef</b>	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	500 mm
<b>Epaisseur de la semelle inférieure</b>	$20 \text{ mm} \leq t_s \leq 150 \text{ mm}$	70 mm

❖ **Conception des pièces de pont :**

Les pièces de pont sont des poutres secondaires en **I**, relient deux poutres principales, ont comme rôle, le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales.

Dans cette variante l'espacement des pièces de pont égal à **8 mètres**, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous, et sont montrées dans **La Figure III.5.**

**Tableau III. 3. Pré-dimensionnement des pièces de pont**

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
<b>Hauteur de la pièce de pont <math>H_{pp}</math></b>	$Lt / 10 \geq H_{pp} \geq Lt / 15$	700 mm
<b>Largeur de la semelle <math>b_{pp}</math></b>	$300 \geq b_{pp} \geq 220 \text{ mm}$	250 mm
<b>Epaisseur de la semelle <math>t_{f-pp}</math></b>	Environ de 20 mm	20 mm
<b>Epaisseur de l'âme <math>t_{w-pp}</math></b>	$12 \text{ mm} \geq t_{w-pp} \geq 10 \text{ mm}$	12 mm

❖ **Choix de la nuance d'acier :**

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

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

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

❖ **L'épaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est constante, on opte :  **$h_{dalle} = 25 \text{ cm}$** . Pour éviter l'encombrement de ferrailage dans la phase de dimensionnement on peut opter pour une dalle en béton armé, renforcé par des câbles de précontraintes dans le sens transversal.

**COUPE TRANSVERSALE** Ech 1/250

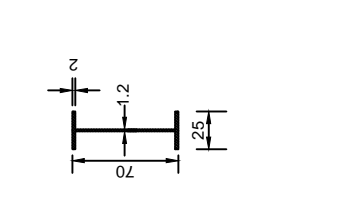
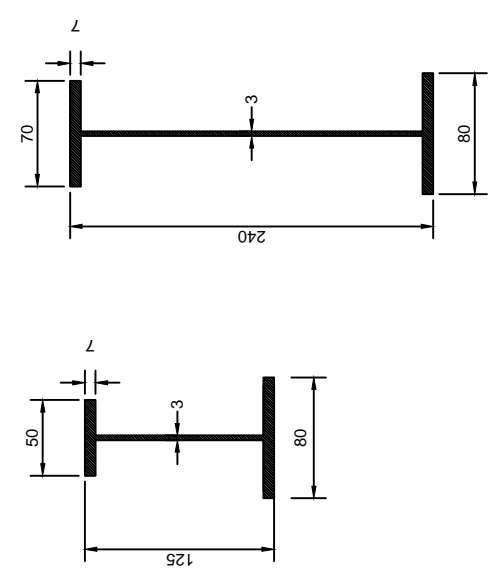
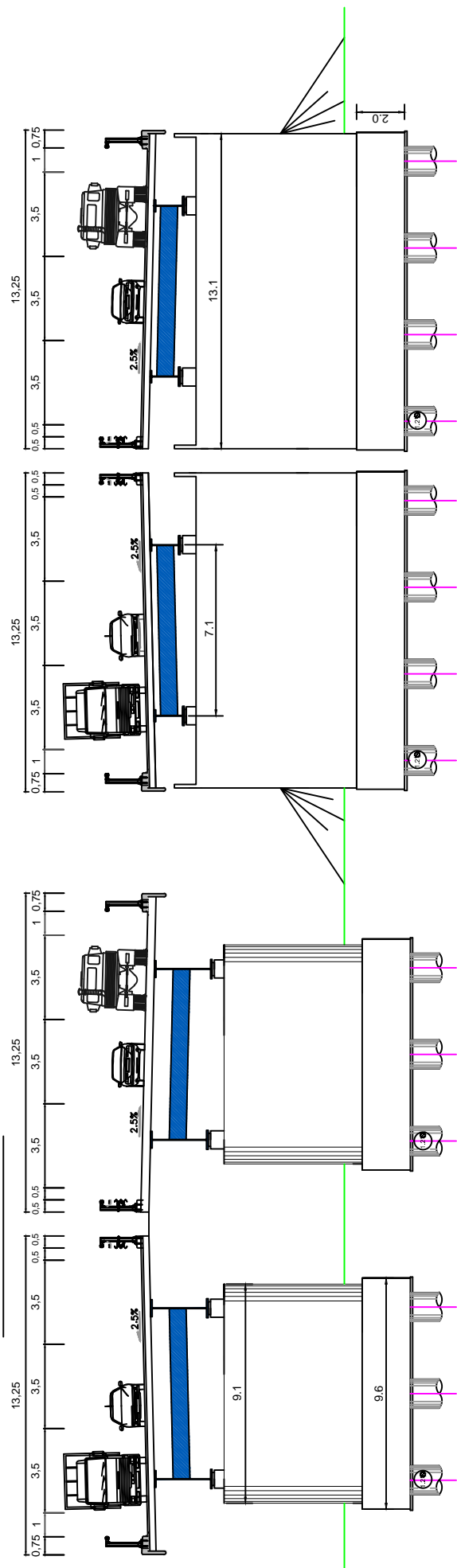
**COUPE SUR CULE**

**COUPE SUR PILE**

**SECTION SUR CLEF** Ech 1/50

**SECTION SUR PILE** Ech 1/50

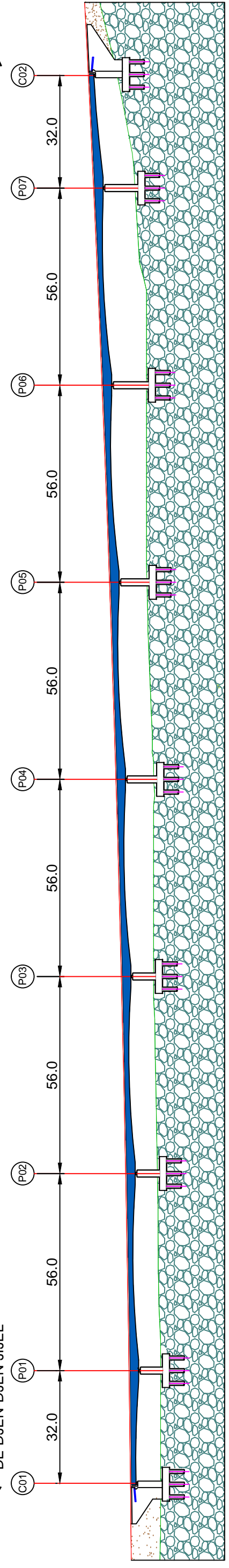
**ENTRETOISE** Ech 1/50



VERS LE PORT DE DJEN-DJEN JIJEL

VERS EL EULMA

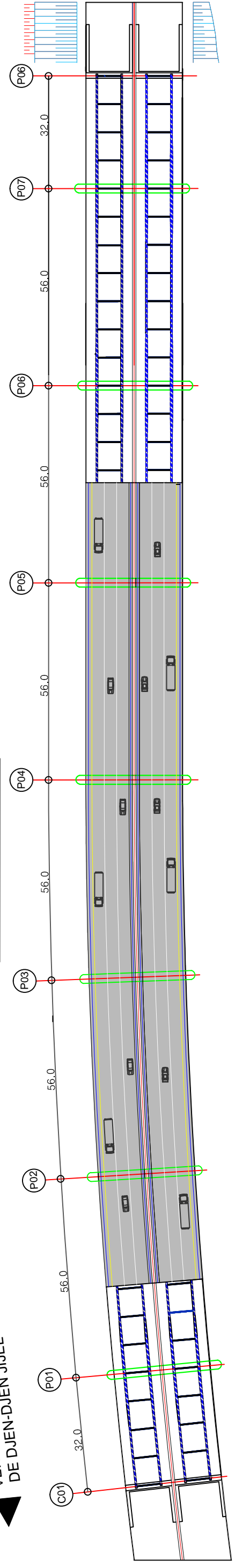
**PROFIL EN LONG** Ech 1/1150



VERS LE PORT DE DJEN-DJEN JIJEL

VERS EL EULMA

**VUE EN PLAN** Ech 1/1150



Thème : Conception et Etude d'un viaduc (V15.7) au niveau de PK 15+694 au PK 16+086 de la pénétrante Djen-Djen \_EL Eulma

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure III.5: Variante 02 Pont Mixte Bipoutre



### III.2.3. Variante 03 « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. Les méthodes de son exécution sont diverses. Il est constitué d'une succession de pièces dites voussoirs, reliées entre elles, selon la méthode d'exécution choisie, successivement, par une précontrainte. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ ou préfabriqués, selon les moyens disponibles et les capacités de l'entreprise de réalisation. Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à **65/70 m**, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible.

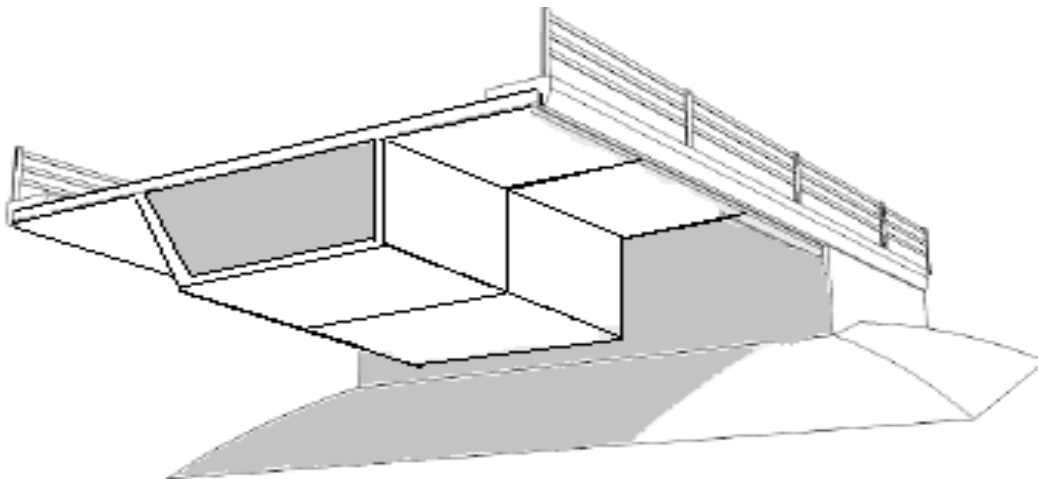


Figure III.6. Morphologie générale d'un pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués »

#### III.2.3.1. Conception transversale

##### ❖ Pré-dimensionnement de la section transversale :

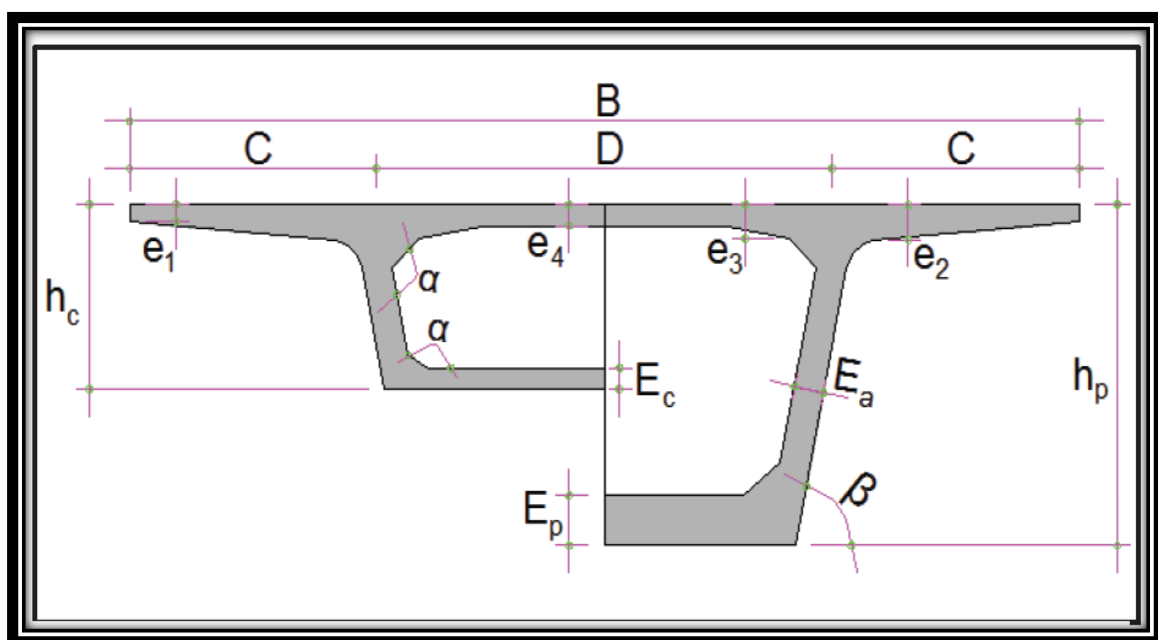


Figure III.7. Notations des dimensions.

Nous examinons dans ce paragraphe, en basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir (*La Figure III.8*) Précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

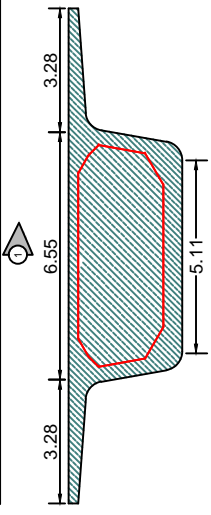
**Tableau III.4. Les dimensions des différentes composantes des voussoirs.**

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	$\frac{l}{25} < h < \frac{l}{20}$	300 cm
Largeur de voussoir	B	1310 cm
C	B/4	327,5 cm
D	B-2C	655 cm
e <sub>1</sub>	e <sub>1</sub> ≥ 16 à 18 cm	25 cm
e <sub>2</sub>	C/8 ≤ e <sub>2</sub> ≤ C/7	45 cm
e <sub>3</sub>	e <sub>3</sub> > e <sub>2</sub> - 10 cm et e <sub>3</sub> > 1,5 e <sub>4</sub>	55 cm
e <sub>4</sub>	D/30 ≤ e <sub>4</sub> ≤ D/25	25 cm
Ea	Ea ≥ 0,26 + L/500	40 cm
Ec = Ep	Ec ≥ (18cm, 3Ø, Ea/3)	50 cm
Gossier supérieure	30° < α < 45°	30°
Gossier inférieure	30° < α < 45°	30°
Inclinaison de l'âme	10% ≤ β ≤ 30%	21 %

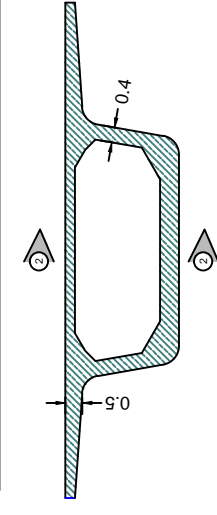
### III.2.3.2. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur constante de six travées de **56 m** et deux travées de rive de **32 m** de longueur pour une longueur de pont de **400 m**.

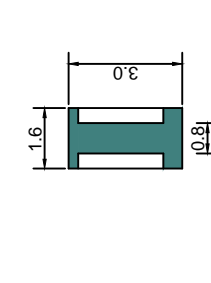
COUPE VOUSOIR SUR PILE Ech.: 1/200



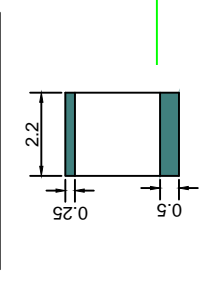
COUPE VOUSOIR COURANT Ech.: 1/200



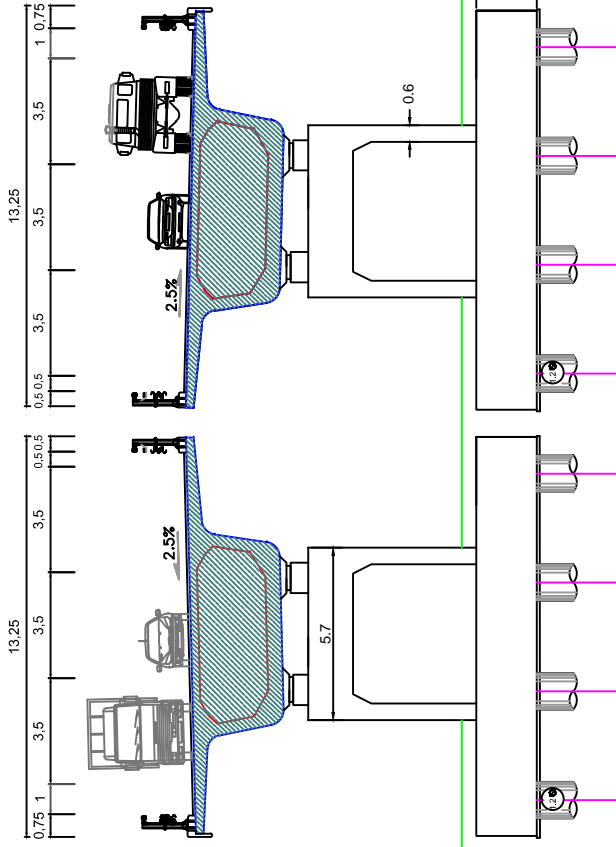
COUPE 1-1 Ech.: 1/200



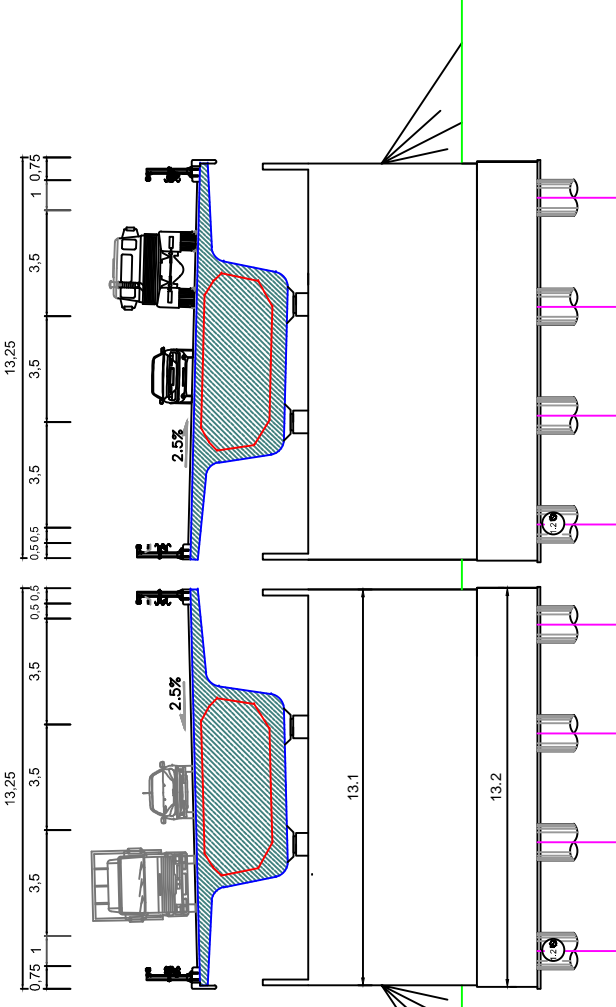
COUPE 2-2 Ech.: 1/200



COUPE SUR PILE

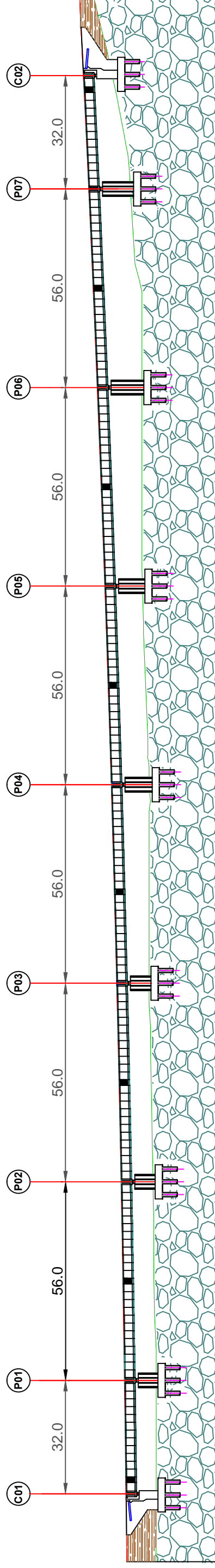


COUPE SUR CULE



VERS LE PORT DE DJEN-DJEN JIJEL

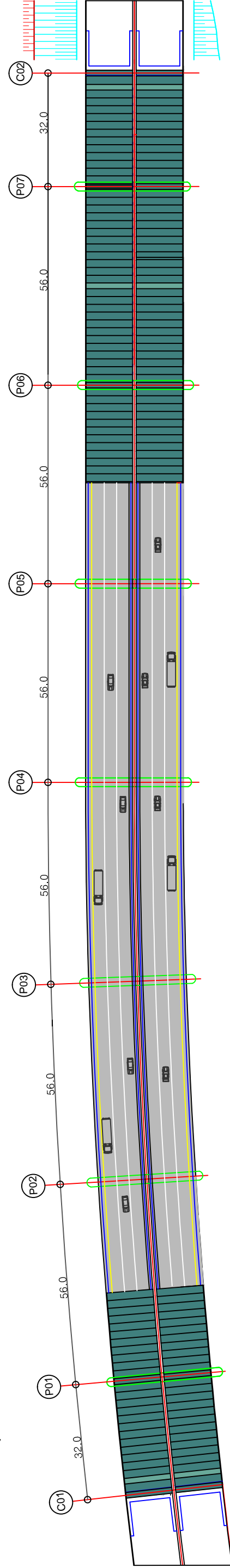
PROFILE EN LONG Ech 1/1150



VERS EL EULMA

VERS LE PORT DE DJEN-DJEN JIJEL

VUE EN PLAN Ech 1/1150

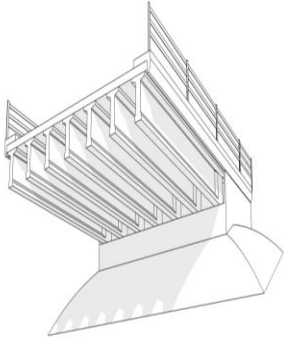
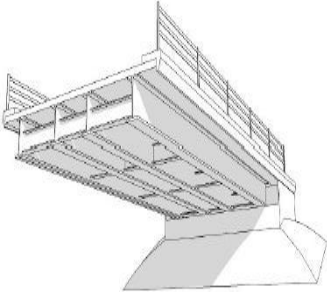


VERS EL EULMA

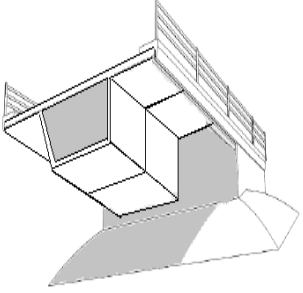
## III.3. ANALYSE DES VARIANTES

### III.3.1. Synthèse des avantages et inconvénients de chaque variante

Tableau III.5. Analyse des variantes.

Variantes	Avantages	Inconvénients
<p><b>Variante N° 01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP</b></p> 	<ol style="list-style-type: none"> <li>1- Une grande simplicité de conception est une bonne réutilisation des coffrages.</li> <li>2- Le délai de construction peut être très rapide car les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis.</li> <li>3- La bonne maîtrise de la qualité des poutres préfabriquées.</li> <li>4- Un bon amortissement du matériel de fabrication en choisissant des poutres égales</li> <li>5- Cout d'entretien relativement faible.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1- Les Viaduc à travées Indépendantes à Poutres préfabriquées précontraintes par posttension</li> <li>2- (VIPP) présent un inconvénient aux niveaux de talons, ils sont plus comprimés que les membrures supérieures sous les charges permanentes.</li> <li>3- Le risque de fluage différentiel peut provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.</li> <li>4- Les joints de chaussée qui séparent les travées sont des organes fragiles, qui nécessitent un entretien coûteux.</li> <li>5- Nombre d'appuis est très important et par conséquent le coût total de l'ouvrage.</li> </ol>
<p><b>Variante N°02 : Pont mixte bipoutre.</b></p> 	<ol style="list-style-type: none"> <li>1- La possibilité de franchir les grandes portées.</li> <li>2- La rapidité d'exécution globale.</li> <li>3- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.</li> <li>4- Des possibilités d'extension et de réparation.</li> <li>5- Offrent de multiples possibilités de conception architecturale.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.</li> <li>2- Le coût est plus élevé.</li> <li>3- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur chantier.</li> <li>4- La sensibilité au gradient thermique.</li> <li>5- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.</li> <li>6- Demande une main d'œuvre qualifiée.</li> <li>7- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le Voilement lors du montage ainsi qu'en service.</li> </ol>

## CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

<p><b>Variante N° 03 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués</b></p> 	<ol style="list-style-type: none"> <li>1- La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.</li> <li>2- La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.</li> <li>3- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</li> <li>4- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1- Le poids est très important (tablier assez épais).</li> <li>2- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.</li> <li>3- Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).</li> </ol>
---	---	--

### III.3.2. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes.

Tableau III.6. Le devis estimatif et quantitatif des variantes « superstructure ».

VARIANTES	Désignation	Unités	Quantité	Prix unitaire (DZA)	Montant (DZA)
<b>Var N° 01</b> Pont à poutres précontraintes du type VIPP	Béton	m <sup>3</sup>	3483,74	22 000 .00	76 642 280 .00
	Acier passif	t	696,75	130 000 .00	90 577 500 .00
	Acier actif	t	104,51	450 000 .00	47 029 500 .00
<b>Var N°02</b> Pont mixte bipoutre.	Béton	m <sup>3</sup>	1314,21	21 000 .00	27 598 410 .00
	Acier PRS	t	953,92	400 000 .00	381 568 000 .00
	Acier passif	t	262,84	130 000 .00	34 169 200 .00
<b>Var N° 03</b> Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqué	Béton	m <sup>3</sup>	3925,48	37 000 .00	145 242 760 .00
	Acier passif	t	981,37	130 000 .00	127 578 100 .00
	Acier actif	t	117,76	450 000 .00	52 992 000 .00

Tableau III.7. Le cout final de la superstructure des trois variantes.

Variantes	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Le cout final de la superstructure « DZA »	214 249 280 .00	443 335 610 .00	325 812 860 .00

Tableau III.8. Le devis estimatif et quantitatif des variantes « Infrastructure ».

VARIANTES	Désignation	Unités	Quantité	Prix unitaire (DZA)	Montant (DZA)
<b><u>Var N° 01</u></b> Pont à poutres précontraintes du type VIPP	Béton	m <sup>3</sup>	8501,27	15 000 .00	127 519 050 .00
	Acier passif	t	1275,19	130 000 .00	165 774 700 .00
<b><u>Var N°02</u></b> Pont mixte bipoutre.	Béton	m <sup>3</sup>	5568,59	15 000 .00	83 528 850 .00
	Acier passif	t	835,29	130 000 .00	108 587 700 .00
<b><u>Var N° 03</u></b> Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués	Béton	m <sup>3</sup>	6376,88	15 000 .00	95 653 200 .00
	Acier passif	t	956,53	130 000 .00	124 348 900 .00

Tableau III.9. Le cout final de l'infrastructure des trois variantes.

Variantes	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Le cout final de l'infrastructure « DZA »	293 293 750 .00	192 116 550 .00	220 002 100 .00

Tableau III.10. Le cout final de l'ouvrage des trois variantes.

Variantes	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Le cout final de l'ouvrage « DZA »	507 543 030 .00	635 452 160 .00	545 814 960 .00

### III.4. CONCLUSION

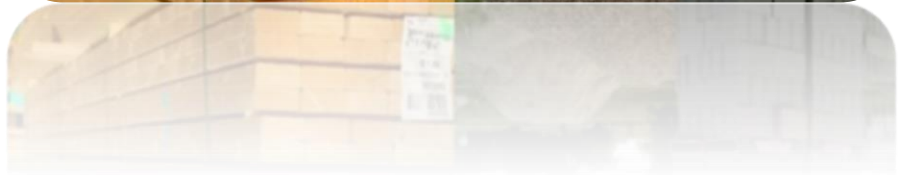
Le pré dimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritères de celles-ci m'orientent vers la solution la plus avantageuse qu'offre **la variante 03**.

**Variante N° 03 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués.**

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

# CHAPITRE IV

## LES HYPOTHESES DE CALCUL ET MATERIAUX



### IV.1. INTRODUCTION

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

### IV.2. LES REGLEMENTS

#### IV.2.1. Les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes

Le règlement (**RCPR**) définit des actions et fournit des indications pour la conception structurale des ponts. Il vise les actions permanentes, les charges sur les chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les trottoirs, les charges de vent, les charges accidentelles, les charges sur les garde-corps et sur les dispositifs de retenue, applicables au calcul des ponts routes.

#### IV.2.2. Les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008)

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. Ce règlement nous conduit à faire sortir :

- ✓ La classe de pont ;
- ✓ La zone sismique ;
- ✓ Le coefficient d'accélération de zone ;
- ✓ Le spectre de réponse ;
- ✓ Les déplacements des piles.

#### IV.2.3. Béton armé aux états limites (BAEL)

Ensemble des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites L'application des règles BAEL 83 s'impose depuis le 1er janvier 1985.

#### IV.2.4. Béton précontraint aux états limites (BPEL)

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton Précontraint suivant la méthode des états limites.

#### IV.2.5. Service (Guide) d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA)

Service technique français à compétence nationale du ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie dont la tutelle est exercée par la Direction générale des infrastructures, des transports et de la mer (DGITM). Il intervient dans les domaines de la route, des ouvrages d'art et plus largement des transports en France.

## IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### IV.3.1. Béton

Le béton est le mélange dans des proportions convenables, et de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il soit utilisé sous des contraintes plus élevées.

Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

#### IV.3.1.1. Dosage

Le béton est dosé à **400 kg/m<sup>3</sup>** de ciment **CPA 325**.

#### IV.3.1.2. Densité

La masse volumique du béton armé :  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

#### IV.3.1.3. La résistance à la compression

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de **28 jours**, dite valeur caractéristique requise, et notée  **$f_{c28}$** .

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- ✓ Les résistances à la compression à différents âges de **j** jours ( $\neq 28j$ .)
- ✓ La résistance à la traction à différents âges.
- ✓ Le module de déformation longitudinale du béton.

$$f_{c28} = \begin{cases} \mathbf{40 \text{ MPa}} & \text{pour le béton du tablier.} \\ \mathbf{27 \text{ MPa}} & \text{pour le béton d'appuis et les fondations.} \end{cases}$$

Pour **j** jours la résistance caractéristique à la compression sera :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq \mathbf{40 \text{ MPa}} \\ \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > \mathbf{40 \text{ MPa}} \end{cases}$$

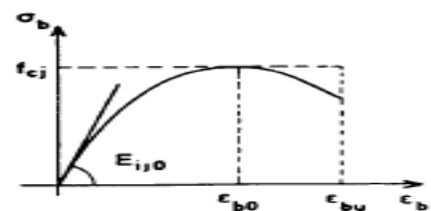


Figure IV.1. Diagramme contrainte déformation du Béton.

#### IV.3.1.4. La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction.

La résistance à la traction ( **$f_{tj}$** ) est définie à partir de ( **$f_{cj}$** ).

$$f_{tj} = \begin{cases} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(40) = \mathbf{3 \text{ MPa}} & \text{(pour superstructure).} \\ = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = \mathbf{2,22 \text{ MPa}} & \text{(pour infrastructure).} \end{cases}$$

**NB** : Cette formule est valable pour les valeurs de  **$f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$** .

### IV.3.1.5. Contraintes admissibles de compression du béton :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

#### ❖ A ELU :

Le coefficient  $\theta$  est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

#### ❖ A ELS :

La contrainte de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 \cdot f_{c28} & \text{En service.} \\ 0,6 \cdot f_{c28} & \text{En construction.} \end{cases}$$

### IV.3.1.6. Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton défini par le **BPEL** comme suit :

#### ❖ Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

$$E_{ij} = \begin{cases} \text{Pour le béton du tablier} & E_{ij} = 37\,619,47 \text{ MPa.} \\ \text{Pour le béton des piles et fondation} & E_{ij} = 33000 \text{ MPa.} \end{cases}$$

#### ❖ Module de déformation différée (longue durée > 24h) :

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}).$$

$$E_{vj} = \begin{cases} \text{Pour le béton du tablier} & E_{vj} = 12\,539,82 \text{ MPa.} \\ \text{Pour le béton des piles et fondation} & E_{vj} = 11000 \text{ MPa.} \end{cases}$$

### IV.3.1.7. Module de Déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :  $\nu$ : Coefficient de poisson :

Pour les calculs de béton précontraint on prend :

- $\nu = 0$  ; Pour le calcul des sollicitations (béton fissuré **E.L.U**).
- $\nu = 0,2$  ; Pour le calcul des déformations (béton non fissuré **E.L.S**).

### IV.3.2. LES ACIERS

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- ✓ Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- ✓ Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants, pour limiter la fissuration, les aciers de montage pour constituer une cage d'armature maintenant les autres aciers.

#### IV.3.2.1. les aciers actifs :

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$$

Avec :

- $f_{prg}$ : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.
- $f_{peg}$ : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

Les armatures de précontraintes ont :

- ✓ Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus)
- ✓ Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement à l'eau séléniteuse.
- ✓ Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- ✓ Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.
- ✓ Les torons utilisés dans ce projet sont 15T15 Super TBR (très basse relaxation).

Ces torons de précontrainte sont conformes aux Normes Européennes (NORME EN 10138/6 - 79) :

- ✓ Résistance ultime :  $f_{prg} = 1\ 860\ \text{MPa}$ .
- ✓ Limite élastique :  $f_{peg} = 1\ 674\ \text{MPa}$ .
- ✓ Module d'élasticité :  $E_p = 190\ 000\ \text{MPa}$ .
- ✓ Section droite d'un toron :  $A_p = 150\ \text{mm}^2$ .
- ✓ Section d'un câble :  $A_p = 2\ 250\ \text{mm}^2$ .
- ✓ Diamètre du gain :  $\Phi = 90\ \text{mm}$ .
- ✓ Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures :  $\rho = 2.5\%$ .
- ✓ Coefficient de recul d'encrage :  $g = 2\ \text{mm}$ .

#### ❖ Justification de la précontrainte :

- ✓ Classe II (la plus courante) :

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

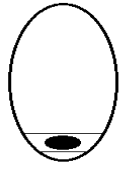
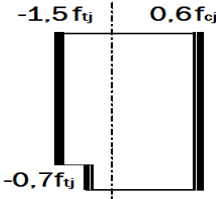
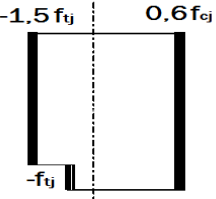
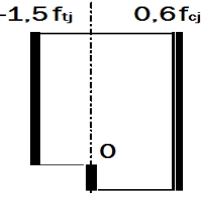
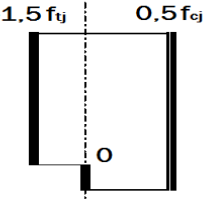
Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	Quasi perm
<b>Classe II</b> 				

Figure IV.2. Limitation des contraintes des sections en B.P.

### IV.3.2.2. Les aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé, (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

#### ❖ Limite d'élasticité :

Les aciers utilisés sont courants à haute adhérence de béton armé, de classe **FeE500A**  
 $f_e = 500 \text{ MPa}$ .

#### ❖ Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinale "E<sub>r</sub>" des aciers de précontrainte est pris égal à :

- ✓ **200 GPa** pour les barres ;
- ✓ **190 MPa** pour les torons.

#### ❖ Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

#### ❖ Contrainte limite de traction :

- ✓ En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- ✓ En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \max \{ 0,5 \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \}$
- ✓ En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \max \{ 0,4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \}$

Avec :

$$n = \begin{cases} 1,00 & \text{Treillis soudés et ronds lisses.} \\ 1,60 & \text{Aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

Et :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,00 & \text{Situation accidentelle.} \\ 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

### IV.3.3. MODELES DE CALCUL :

En général, le calcul sera développé en utilisant des logiciels à éléments finis comme :

SAP ou ROBOT, et pour notre cas en utilise les logiciels suivants :

- ✓ **Robot 2014** : pour la modélisation et le calcul des efforts.
- ✓ **Auto CAD 2014** : pour les différents dessins.
- ✓ **Robot Expert 2010** : pour calculer le nombre de barres des armateurs passifs.

# CHAPITRE V

## EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES



## V.1. INTRODUCTION

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante.

Ce dernier doit tenir tant qu'en phase de construction, qu'en service sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre.

Le RCPR est pris comme une référence, afin d'évaluer toutes les charges et les surcharges.

## V.2. EVALUATION DES ACTIONS

### V.2.1. Evaluation des actions hors trafic

#### ❖ Actions permanentes (Poids des voussoirs)

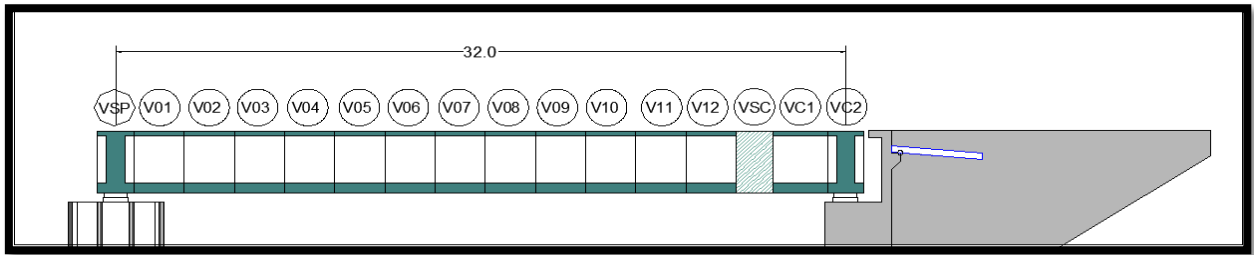


Figure V.1. Numération des voussoirs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.1. Estimation du poids total des voussoirs.

Poids Voussoirs d'un Fléau				Poids Voussoirs sur Culée			
N°Voussoirs	LV (m)	SV Moy (m2)	Poids (kN)	N° Voussoirs	LV (m)	SV Moy (m2)	Poids (kN)
1/2VSP	0,4	21,53	215,3	VC01	2,4	9,56	573,6
	0,4	9,56	95,6	VC02	0,8	9,56	191,2
V01	2,2	9,56	525,8		0,8	21,53	430,6
V02	2,2	9,56	525,8				
V03	2,2	9,56	525,8				
V04	2,2	9,56	525,8				
V05	2,2	9,56	525,8				
V06	2,2	9,56	525,8				
V07	2,2	9,56	525,8				
V08	2,2	9,56	525,8				
V09	2,2	9,56	525,8				
V10	2,2	9,56	525,8				
V11	2,2	9,56	525,8				
V12	2,2	9,56	525,8				
VSC	1,6	9,56	382,4				

#### ✓ Poids total d'un fléau :

$$G_f = VSP + 2 (V01+V02+V03+V04 + V05+V06+V07+V08+V09 + V10+V11+V12)$$

#### ✓ Poids total de l'ouvrage :

$$G_{Pv} = 7 \times G_f + 8 \times VSC + 2 (VC01 + VC02)$$

Tableau V.2. Estimation du poids total de fléau et celle de l'ouvrage

Poids total d'un fléau (KN)	Poids total de l'ouvrage (KN)
<b>13 241</b>	<b>98 137</b>

## ❖ Les compléments de charges permanentes CCP :

Tableau V.3. Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges

Eléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Glissière de Sécurité	/	2 × 0,6	481,92
étanchéité	15	0,9825	394,572
Revêtement en BB	24	23,04	9252,864
corniches	25	3	1204,8
Poids CCP	/	28,22	11 334,156

### Poids Total

$$G_{Total} = G_{Pv} + G_{Ccp}$$

$$G_{Total} = 98\ 137 + 11\ 334,156$$

$$G_{Total} = 109\ 471,156\ \text{KN}$$

## V.2.2 Evaluation des actions dues au trafic

### V.2.2.1. Système de charge à considérer

Les charges définies dans ce paragraphe sont valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées, et le CCTP fixe les modalités du calcul, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte qui sont :

- ✓ Système de charge routière type **A (I)** ;
- ✓ 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 :

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

- NB : Pour notre pont :  $L_R = 12\ \text{m}$

#### ❖ Largeur chargeable :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

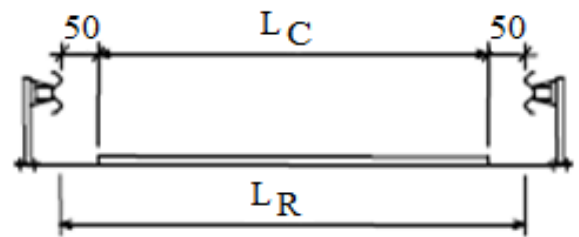


Figure V.2. La largeur roulable et La largeur chargeable.

D'après La Figure V.2 ; la largeur chargeable de l'ouvrage est :  $L_c = 11\ \text{m}$ .

#### ❖ Nombre de voies et la largeur d'une voie :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$$N_v = L_c / 3 \rightarrow N_v = 3\ \text{voies}$$

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$V = L_c / N_v \rightarrow V = 3,66\ \text{m}$$

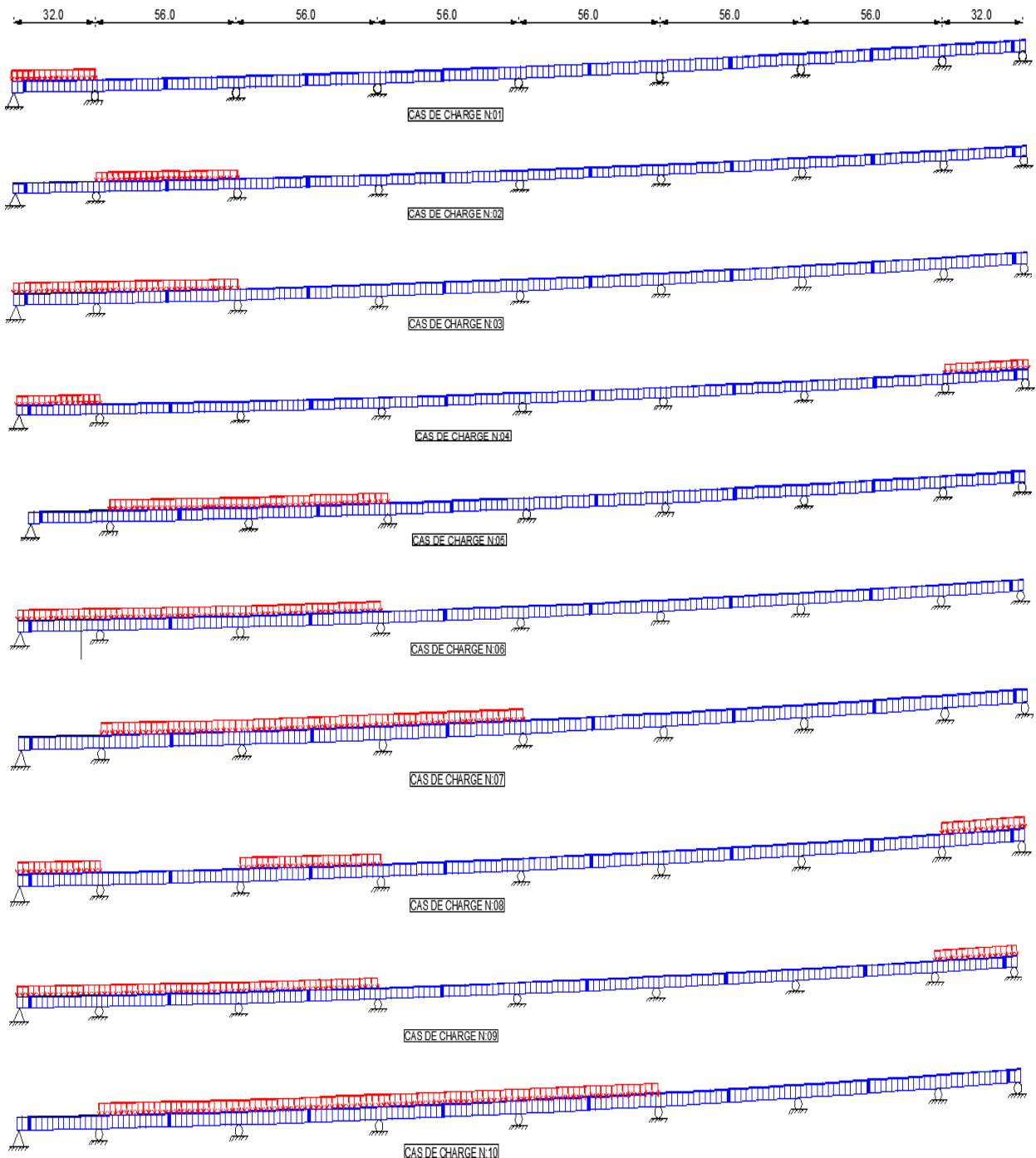
## ❖ Classe du pont :

Tableau V.4. Les classes des ponts routes.

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

## ❖ Les cas de chargement :

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



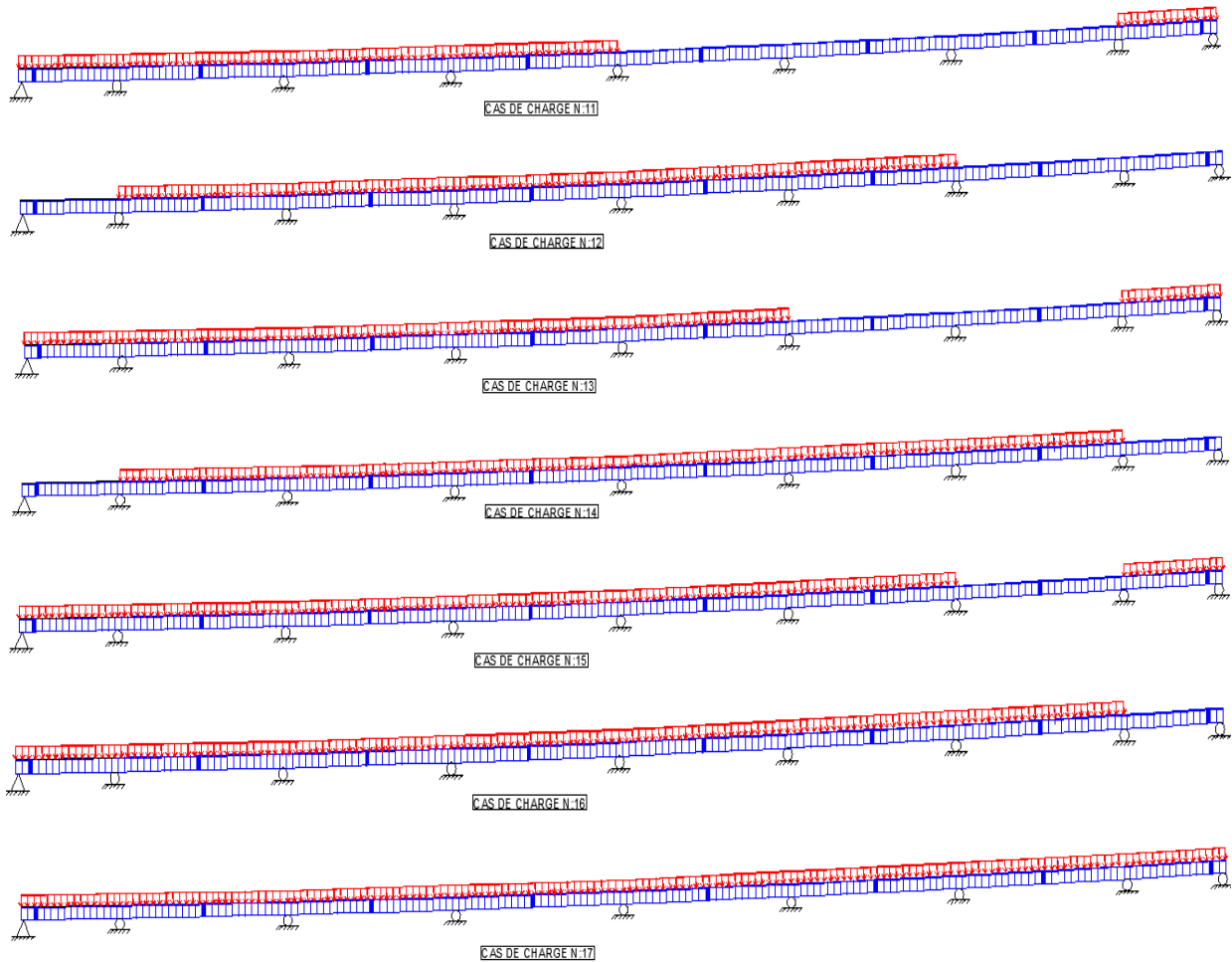


Figure V.3. Les 17 cas de charge possibles.

### V.2.2.3. Système de charge A(L) :

La charge A(l), exprimée en kilo newton par mètre carré (**KN/m<sup>2</sup>**) est donnée en fonction de la longueur chargée L<sub>c</sub>, exprimée en mètres par la formule :

$$A(L) = 2,30 + \frac{360}{L+12} \quad \text{Et} \quad A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0,002L \end{array} \right. \quad (\text{KN/m}^2)$$

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a<sub>1</sub> du **Tableau V.5**.

Tableau V.5 Coefficient a<sub>1</sub>.

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

La charge A<sub>1</sub> Obtenue est multipliée par un coefficient a<sub>2</sub> = v<sub>0</sub> / v ;

✓ v étant la largeur d'une voie, v<sub>0</sub> = 3,50 m.

La charge  $A_2 = a_2 \times A_1$  ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Les résultats sont résumés dans Le **Tableau V.6**.

**Tableau V.6. Les résultats de « A(l) ».**

Cas de charge	L (m)	A(l) (KN/m <sup>2</sup> )	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	32	10,48	33,05	66,10	99,05
Cas 2	56	7,59	23,94	47,89	71,76
Cas 3	88	5,90	18,60	37,20	55,76
Cas 4	64	7,04	22,19	44,37	66,50
Cas 5	112	5,20	16,41	32,81	49,17
Cas 6	144	4,61	14,53	29,05	43,54
Cas 7	168	4,30	13,56	27,11	40,64
Cas 8	120	5,03	15,85	31,70	47,51
Cas 9	176	4,21	13,29	26,58	39,83
Cas 10	224	3,83	12,06	24,12	36,15
Cas 11	232	3,78	11,90	23,81	35,68
Cas 12	280	3,53	11,14	22,28	33,39
Cas 13	324	3,37	10,63	21,26	31,86
Cas 14	336	3,33	10,51	21,03	31,51
Cas 15	344	3,31	10,44	20,88	31,29
Cas 16	368	3,25	10,24	20,48	30,69
Cas 17	400	3,17	10,01	20,01	29,99

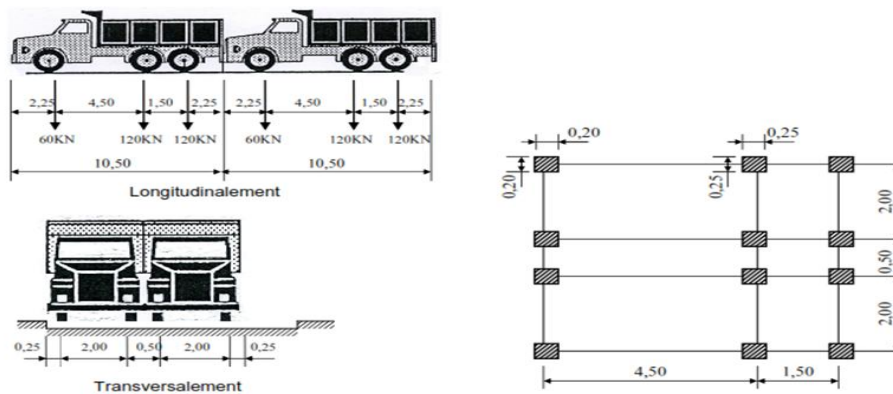
### V.2.2.4. Système de charges B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- ✓ Le système Bc se compose de camions types (300 KN) ;
- ✓ Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

#### 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  $b_c$ , donné par Le **Tableau V.7**.



**Figure V.4. Système de chargement Bc.**

Tableau V.7. Les valeurs de  $b_c$ .

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	-	-	-
3	1,00	0,80	-	-	-

✓ Les résultats dans les tableaux

Tableau V.8. Les résultats de  $b_c$ .

N° des voies	B <sub>c</sub> (KN)	$b_c$	B <sub>c</sub> × $b_c$ (KN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

### V.2.2.4.2. Système de charges B<sub>t</sub> / Article 4.5.3 RCPR

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **B<sub>t</sub>** prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_t$ .

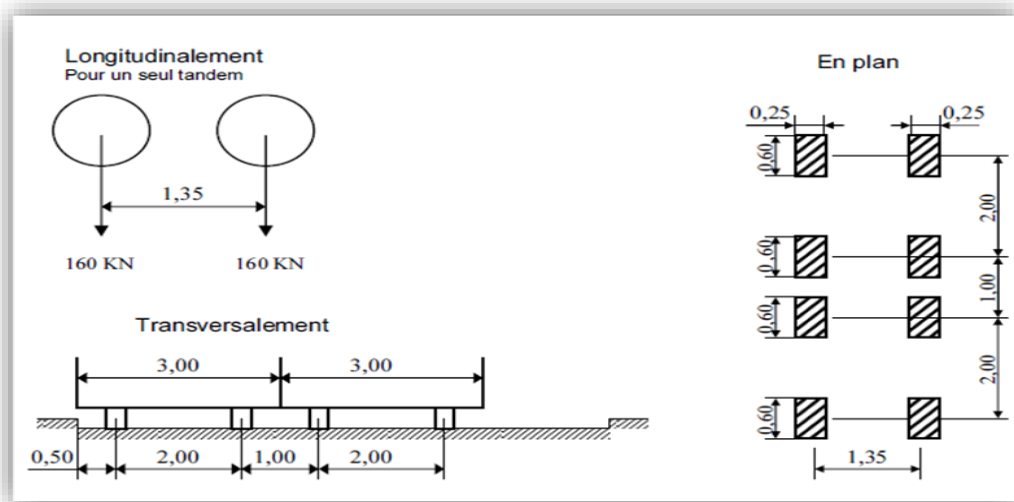


Figure V.5. Système de chargement B<sub>t</sub>.

Tableau V.9. Les valeurs de  $b_t$

Classe du pont	$b_t$
1	1,2
2	1

✓ Les résultats dans les tableaux

Tableau V.10. Les résultats de  $b_t$ .

N° des voies	B <sub>t</sub> (KN)	$b_t$	B <sub>t</sub> × $b_t$ (KN)
1	320	1,2	384
2 - 3 - 4	640	1,2	768

## V.2.2.5. Charge militaire système (Mc120)

Un véhicule type du système **Mc120** comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- ✓ Charge totale .....**1100 KN.**
- ✓ Longueur d'une chenille .....**6,10 m.**
- ✓ Largeur d'une chenille. ....**1,0 m.**
- ✓ Distance d'axe en axe des deux chenilles. ....**2,30 m.**

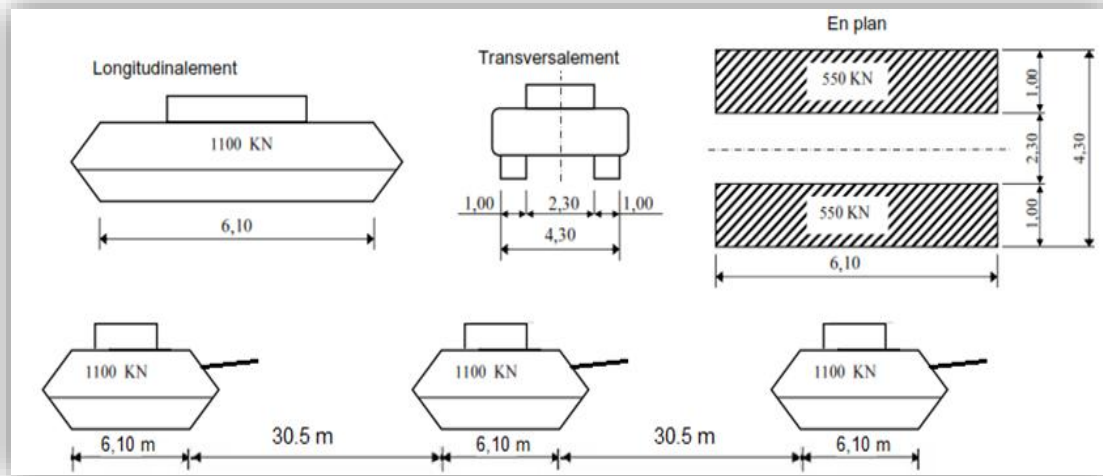


Figure V.6. Les dimensions du système MC120

- ✓ Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- ✓ Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois ;
- ✓ Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- ✓ Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule n'est limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

## V.2.2.6. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système **B** et **Mc120** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

Avec :

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

Les résultats sont mentionnés dans **Le Tableau V.11** [Détail de calcul (Voir **L'ANNEXE C**)].

Tableau V.11 Les résultats de Coefficient de majoration dynamique

Système de chargement	$\delta$
<b>Bc</b>	1,082
<b>Bt</b>	1,0669
<b>Mc120</b>	1,0723

### V.2.2.7. Convoie exceptionnelle (D240)

Ce convoie comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 2400 KN de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de **3,2 m** de large et **18,6 m** de long, le poids par mètre linéaire égal à :

$$Q = 129,03 \text{ KN/ml.}$$

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

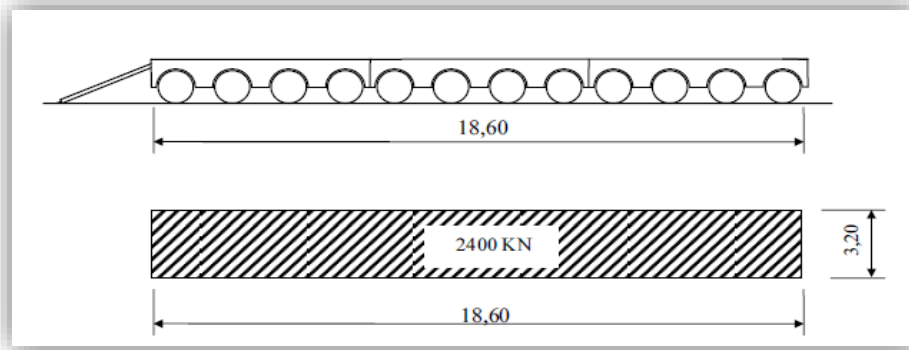


Figure V.7. Convoi exceptionnel D240.

### V.2.3. AUTRES SURCHARGES

#### V.2.3.1. Efforts de freinage

❖ Effort de freinage correspondant au 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.

❖ Effort de freinage correspondant au système de charge A :

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

$$F = \frac{A.S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (KN); S: surface chargée en (m}^2\text{)} \longrightarrow F_{\max} \ll 3 \text{ voies} \gg = 338,9 \text{ KN.}$$

#### V.2.3.2. Action thermique

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

D'après le cahier des clauses techniques particulières (CCTP), on adopte les variations de température uniforme suivantes :

- ✓ En Algérie du nord (climat tempéré) :  $+35^\circ\text{C}$  et  $-15^\circ\text{C}$  ;
- ✓ Pour le proche et moyen sud :  $+45^\circ\text{C}$  et  $-20^\circ\text{C}$  ;
- ✓ Pour l'extrême sud :  $+50^\circ\text{C}$  et  $-30^\circ\text{C}$ .

On adopte une variation uniforme de température T de :  $+ 35^\circ\text{C} / -15^\circ\text{C}$ .

### V.3. LES COMBINAISONS DES CHARGES

Les combinaisons à considérer pour les ponts routiers sont fixées par les règles du **BPEL** :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12. Valeurs des coefficients de majoration.**

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A (L)	1,6	1,20
Système BC	1,6	1,20
militaire MC120	1,35	1
Exceptionnelles D240	1,35	1
Température ( $\Delta T$ )	0	0,5
freinage	1,6	1,20

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives, les notations utilisées sont définies comme suit :

- ✓ G : les charges permanentes.
- ✓  $\Delta T$  : gradient thermique.

**Tableau V.13. Les différentes combinaisons de charges**

Action prépondérante	Numéro de la combinaison	Combinaisons
A L'E.L.U	1	$1,35G + 1,6A(L)$
	2	$1,35G + 1,6 Bc$
	3	$1,35G + 1,6 Bt$
	4	$1,35G + 1,35 Mc120$
	5	$1,35G + 1,35 D240$
A L'E.L.S	6	$G + 1,2 A(l)$
	7	$G + 1,2 Bc$
	8	$G + 1,2 Bt$
	9	$G + Mc120$
	10	$G + D240$
	11	$G + 1,2 A(L) + 0,5\Delta T$
	12	$G + 1,2 Bc + 0,5\Delta T$
	13	$G + 1,2 Bt + 0,5\Delta T$
	14	$G + Mc120 + 0,5\Delta T$
	15	$G + D240 + 0,5\Delta T$

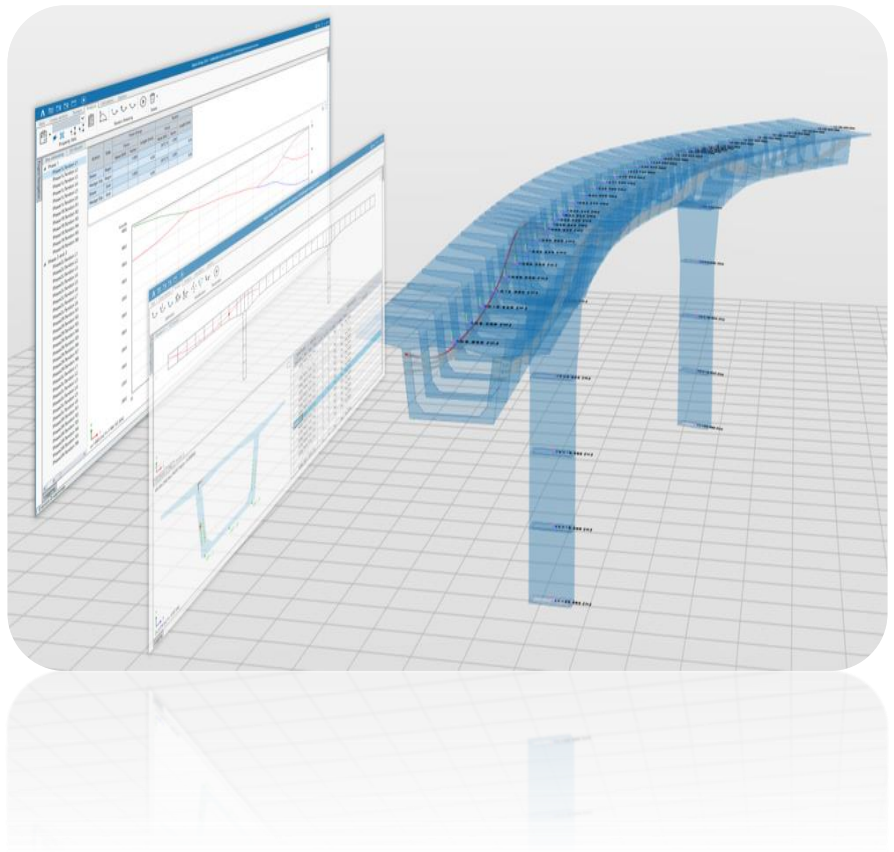
### V.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes on se basant sur le RCPR.

L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service, qu'en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure...) y compris son poids propre. Grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.

# CHAPITRE VI

## ETUDE LONGITUDINALE



## VI.1. INTRODUCTION

Les ponts construits en encorbellements successifs sont généralement réalisés à partir des piles en confectionnant les voussoirs de part et d'autre de la pile considérée. Les voussoirs sont fixés à l'aide de câbles de précontrainte symétriquement par rapport à la pile aux extrémités du tablier. Lorsque les extrémités atteignent le voisinage de la clé pour les deux extrémités, on dit que l'on a construit un fléau.

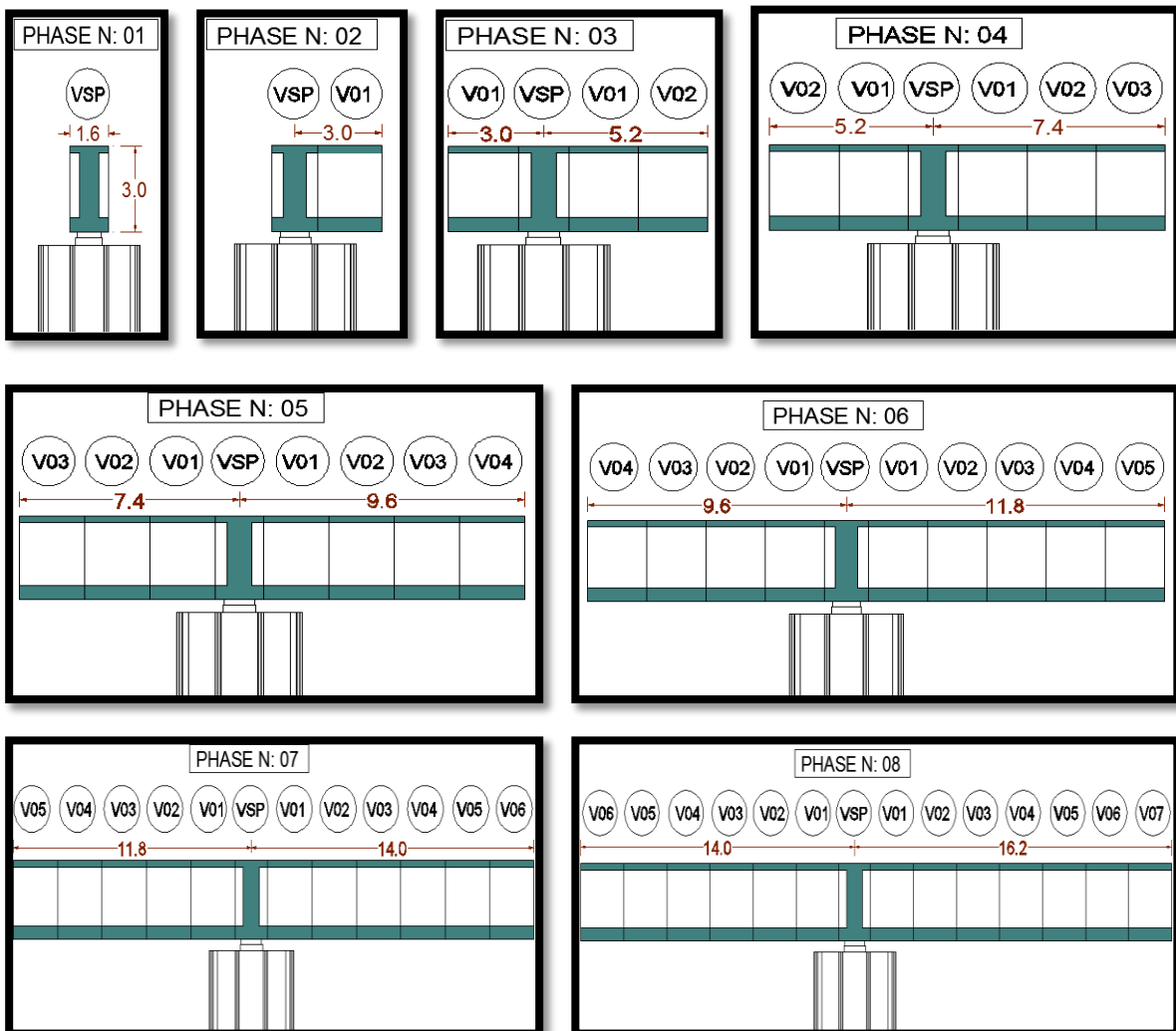
La particularité du calcul des ponts en encorbellements successifs, c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, nous allons procéder aux calculs de ces deux phases.

## VI.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

### VI.2.1. Méthode de construction

Le tablier est construit par encorbellement de voussoirs successifs à partir des piles, les voussoirs préfabriqués sont transportés sur le lieu, soulevés par une grue en correspondance de la pile, positionnés alternativement aux extrémités des encorbellements et rendus solidaires au moyen de la précontrainte.

Une structure temporaire qui se pose au chevron de la pile en garantit la stabilité vis-à-vis du déséquilibre dû aux manœuvres. Une jetée de béton sur place réalise la continuité en correspondance de la ligne médiane.



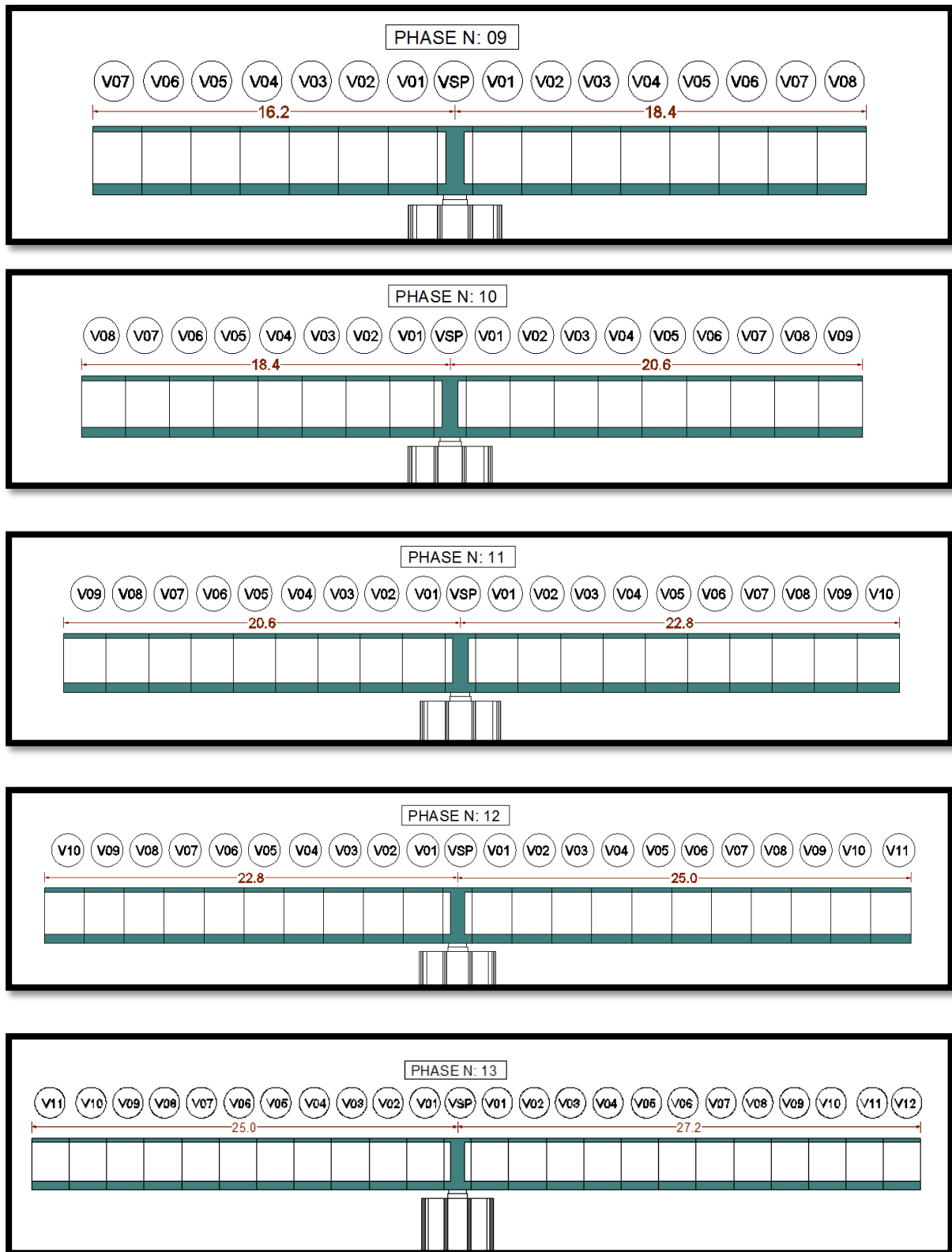


Figure VI.1. Cheminement de la réalisation d'un fléau.

## VI.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents SETRA.

## VI.2.2.1. Poids propre du fléau

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

## VI.2.2.2. Charges de chantier aléatoires

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

Une charge répartie de **0,2 KN /m<sup>2</sup>** sur un demi-fléau :

$$Q_{PRA1} = 0,2 \times 13,1 = 2,62 \text{ KN/ml.}$$

Une charge concentrée de (50+5b) appliquée à l'extrémité du dernier voussoir :

$$Q_{PRA2} = 50 + 5 \times 13,1 = 115,5 \text{ KN.}$$

## VI.2.2.3. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose FA est prise en compte afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir alors : « **FA = 525,8 KN** ».

## VI.2.3. Combinaisons d'action

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

- ✓ **Combinaison A1** : 1,1 (G max + G min) + 1,25 (Q<sub>PRA1</sub> + Q<sub>PRA2</sub>) ;
- ✓ **Combinaison A2** : 0,9 (G max + G min) + 1,25 (Q<sub>PRA1</sub> + Q<sub>PRA2</sub>).

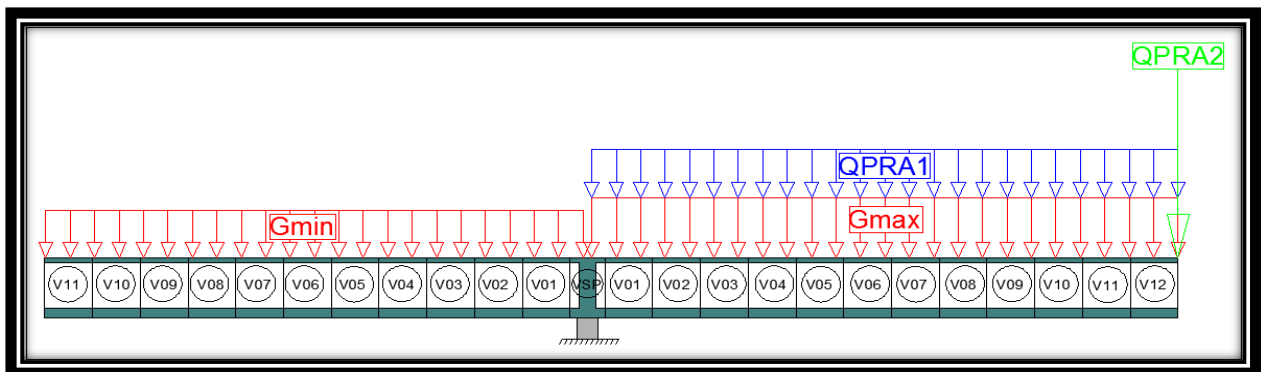


Figure VI.2. Situation temporaire de construction à considérer.

### VI.2.3.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B)

- ✓ **Combinaison B1** : 1,1 (G max + G min) + FA + (Q<sub>PRA1</sub> + Q<sub>PRA2</sub>) ;
- ✓ **Combinaison B2** : 0,9 (G max + G min) + FA + (Q<sub>PRA1</sub> + Q<sub>PRA2</sub>).

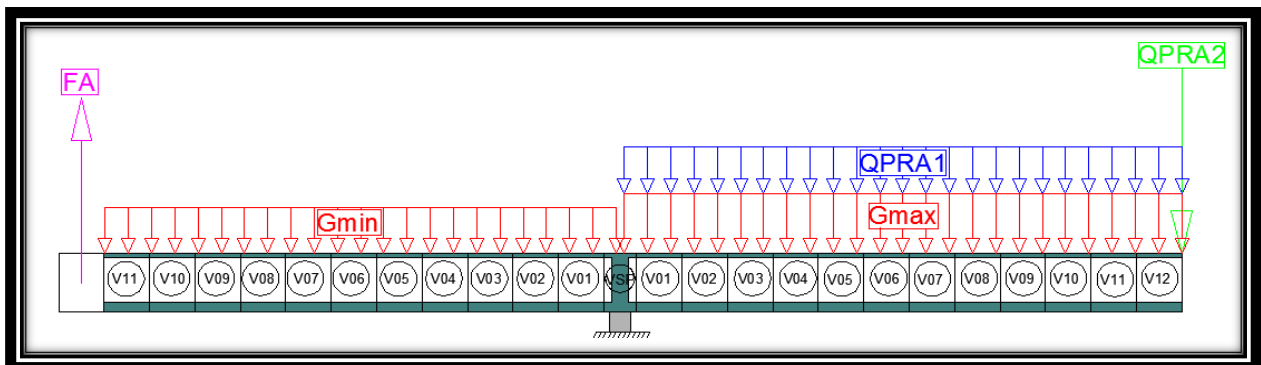


Figure VI.3. Situation accidentelle à considérer.

### VI.2.4. Evaluation des efforts

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

Les résultats sont résumés dans **Le Tableau VI.1** et dans les figures (Voir *L'ANNEXE B*).

**Tableau VI.1. Les résultats des efforts calculés par logiciel Robot .**

Phase	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
<b>Axe VSP</b>	104365,2	7662,51	86324,55	6311,84	103 336,9	7615,81	85296,23	6265,08
<b>Fin VSP</b>	98306,91	7303,12	81333,43	6017,25	97316,35	72556,95	80342,87	5971,08
<b>Fin V01</b>	82896,27	6706,56	68633,83	5527,84	82005,69	6661,83	67743,26	5483,12
<b>Fin V02</b>	68798,06	6109,99	57010,92	5038,44	68004,3	6066,71	56217,16	4995,15
<b>Fin V03</b>	56012,29	5513,43	46464,71	4549,03	55312,17	5471,59	45764,59	4507,19
<b>Fin V04</b>	44538,96	4916,87	36995,19	4059,62	4392,31	4876,47	3638,54	4019,22
<b>Fin V05</b>	34378,06	4320,31	28602,36	3570,22	33855,72	4281,35	28080,02	3531,26
<b>Fin V06</b>	25529,6	3723,75	21286,23	3080,81	25091,39	3686,23	20848,02	3043,29
<b>Fin V07</b>	17993,58	3127,18	15046,79	2591,41	17636,32	3091,1	14689,54	2555,33
<b>Fin V08</b>	111769,9	2530,62	9884,05	2102	11490,53	2495,98	9604,59	2067,36
<b>Fin V09</b>	6958,84	1934,06	5798,00	1612,59	6654	1900,86	5593,15	1579,40
<b>Fin V10</b>	3260,12	1337,5	2788,64	1123,19	3126,73	1305,74	2655,25	1091,43
<b>Fin V11</b>	973,84	740,94	855,97	633,78	908,73	710,74	790,86	603,47
<b>Fin V12</b>	0,00	144,37	0,00	144,37	0,00	115,5	0,00	115,0

VI.3.EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

VI.3.1. Phase de réalisation du pont

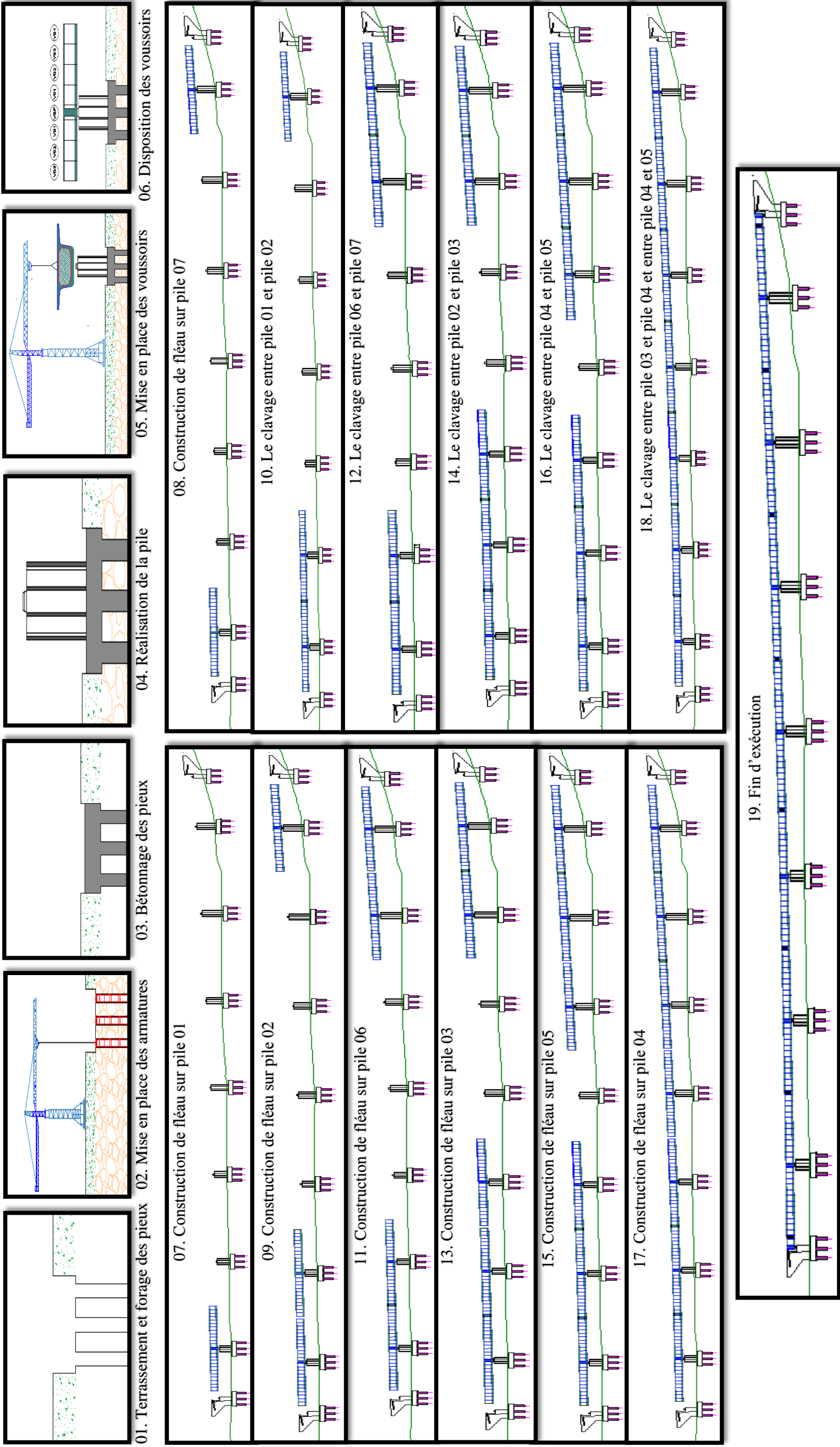


Figure VI.4. Le déroulement de la construction de pont.

### VI.3.2. Modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure, quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire, d'une manière plus au moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- ✓ La définition de la structure ;
- ✓ La définition des différentes sections de l'ouvrage ;
- ✓ La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.) ;
- ✓ La définition des conditions d'appuis ;
- ✓ La définition des cas de charge et des combinaisons de calculs ;
- ✓ Résultats des calculs.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- ✓ La structure est définie par des éléments barres ;
- ✓ Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans **Le Chapitre IV** ;
- ✓ Les appuis sont considérés comme appuis simples, sauf au niveau de la première culée qui est définie comme appui double ;
- ✓ Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon **RCPR 2008**, dans **Le Chapitre V**.

### VI.3.3. Combinaisons d'action

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

Tableau VI.2. Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	C1	1,35	1,6	0	0	0	0
	C2	1,35	0	1,6	0	0	0
	C3	1,35	0	0	1,6	0	0
	C4	1,35	0	0	0	1,35	0
	C5	1,35	0	0	0	0	1,35
ELS	C1	1	1,2	0	0	0	0
	C2	1	0	1,2	0	0	0
	C3	1	0	0	1,2	0	0
	C4	1		0	0	1	0
	C5	1	0	0	0	0	1

**VI.3.4. Résultats :** Le logiciel de calcul utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

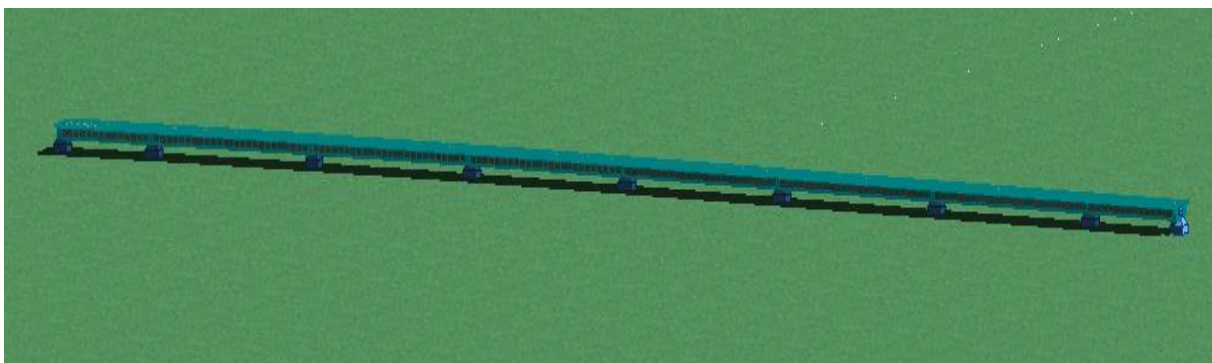


Figure VI.5. Modèle de calcul « vue en élévation 3D ».

## CHAPITRE VI : ETUDE LONGITUDINALE

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

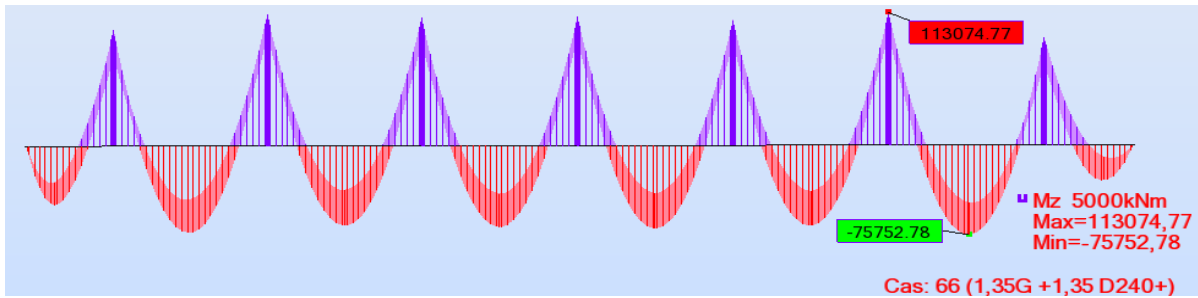


Figure VI.6.  $M_{\max}$  à l'ELU (1.35G+1.35D240+).

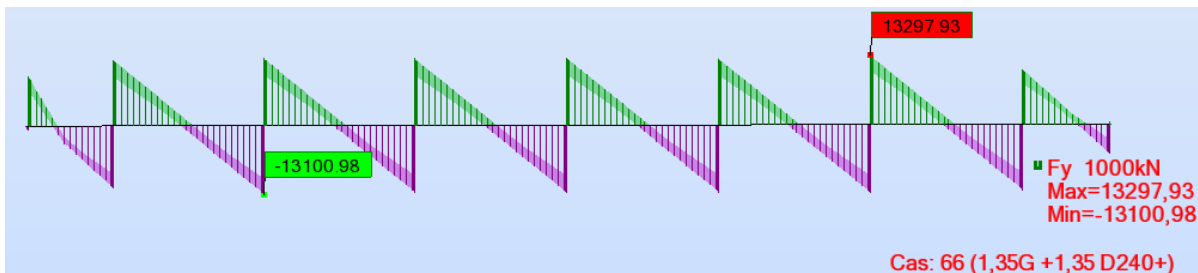


Figure VI.7.  $T_{\max}$  à l'ELU (1.35G+1.35D240+).

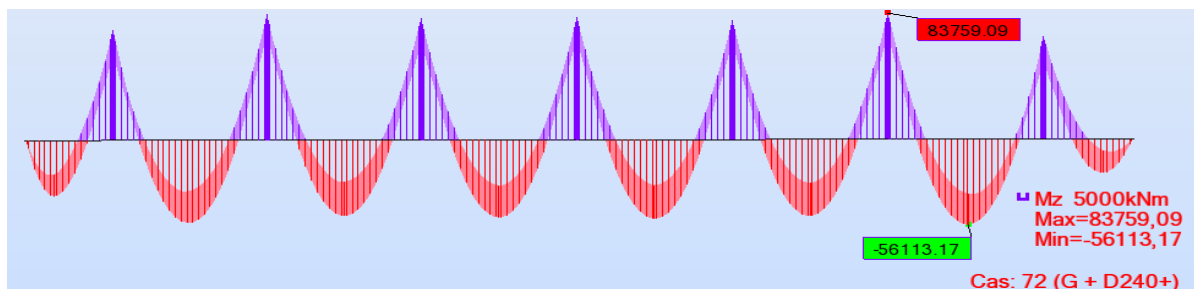


Figure VI.8.  $M_{\max}$  à l'ELS (G+D240+).

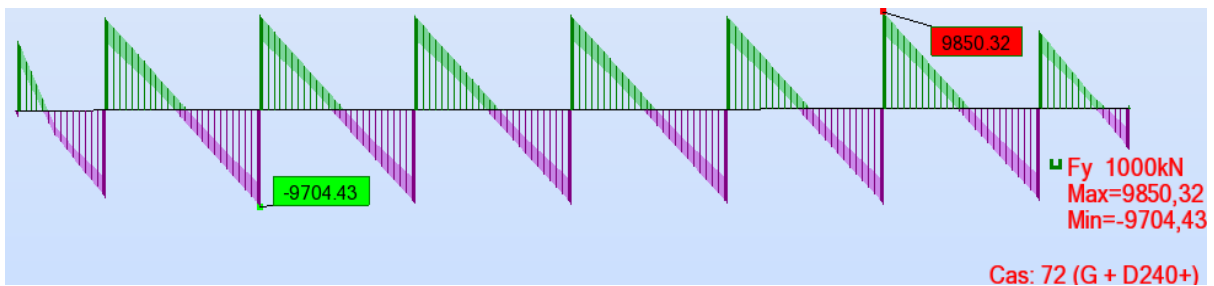


Figure VI.9.  $T_{\max}$  à l'ELS (G+D240+).

### VI.4. CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre que l'étude du tablier d'un pont voussiers construit en encorbellements successifs, est partagée en deux phases. L'une est avant l'achèvement des fléaux là où l'étude de stabilité de ces derniers est obligatoire. Le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment maximum est celui à l'encastrement sur les piles.

Dans la seconde phase le schéma statique est devenu hyperstatique. Elle est considérée après la réalisation de clavage et la mise en tension des câbles de continuité qui seront étudiés dans le chapitre suivant.

# CHAPITRE VII

## ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



### VII.1. INTRODUCTION

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement successif se compose de deux familles de câble : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

#### ❖ Les câbles de fléau :

Le rôle des câbles :

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

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

#### ❖ Les câbles de continuité :

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

### VII.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

#### VII.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

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

$$n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

Avec :

- $P_0$  : effort de précontrainte limite qu'un câble de 15T15s peut créer, il est estimé à 25% de perte.

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

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

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{\text{câble15T15s}}, \quad S = 2250 \text{ mm}^2 \rightarrow P_0 = 3\,348 \text{ KN}$$

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

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

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}, \quad e = v - d$$

Avec :

- ✓  $P$  : La force de précontrainte ;
- ✓  $v$  : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure ;
- ✓  $I$  : Le moment d'inertie longitudinal de la section ;
- ✓  $e$  : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité ;

## CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

- ✓ **M** : Moment maximal dû au poids propre et surcharge ;
- ✓ **S** : La section du voussoir sur l'axe de la pile.

### Application Numérique :

M = 104365,21 KN.m [Combinaison de charge A1-Axe VSP (Voir Chapitre VI)]  
 d = 0,13 m                      **P = 57,71 MN**  
 I = 12,9 m<sup>4</sup>                      D'où : **n ≥ 22,98**  
 S = 21,53 m                      On prend **n = 24 câbles de 15T15s**  
 v = 1,32 m

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

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

Tableau VII.1. Estimation du nombre de câbles du fléau.

	x (m)	M (kN.m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	N câbles	N retenus
Axe VSP	0	104365,21	1,32	17,58	21,53	1,19	57,71	22,98	24
Fin VSP	0,8	98306,91	1,28	12,90	9,56	1,15	44,60	17,76	24
Fin V01	3	82896,27	1,28	12,90	9,56	1,15	37,61	14,98	24
Fin V02	5,2	68798,06	1,28	12,90	9,56	1,15	31,21	12,43	22
Fin V03	7,4	56012,29	1,28	12,90	9,56	1,15	25,41	10,12	20
Fin V04	9,6	44538,96	1,28	12,90	9,56	1,15	20,21	8,05	18
Fin V05	11,8	34378,06	1,28	12,90	9,56	1,15	15,60	6,21	16
Fin V06	14	25529,60	1,28	12,90	9,56	1,15	11,58	4,61	14
Fin V07	16,2	17993,58	1,28	12,90	9,56	1,15	8,16	3,25	12
Fin V08	18,4	11769,99	1,28	12,90	9,56	1,15	5,34	2,13	10
Fin V09	20,6	6958,84	1,28	12,90	9,56	1,15	3,16	1,26	8
Fin V10	22,8	3260,12	1,28	12,90	9,56	1,15	1,48	0,59	6
Fin V11	25	973,84	1,28	12,90	9,56	1,15	0,44	0,18	4
Fin V12	27,2	0,00	1,28	12,90	9,56	1,15	0,00	0,00	2

D'après les résultats obtenus On prend **24** câbles de **15T15s** qui seront répartie **12** câbles par chaque gousset.

### Remarque :

- ✓ Le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- ✓ Le nombre de câbles doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

### VII.2.2. Position et enrobage des câbles

- ✓ L'espacement horizontal entre axes de deux câbles :  $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g$        $e_h \geq 18$  cm ;
- ✓ L'espacement vertical entre axes de deux câbles :  $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g$        $e_v \geq 18$  cm ;
- ✓ L'enrobage:  $C = \max(1/2 a, \Phi, d)$                                        $C \geq 12,5$  cm.

### Avec :

- ✓ **a** : l'épaisseur de l'hourdis.
- ✓ **Φ** : diamètre de la gaine (**Φ = 90 mm**) ;
- ✓ **d** : **4 cm** pour les ouvrages courants.

La disposition finale des câbles est représentée dans *La Figure VII.3.*

## VII.2.3. Tracé des câbles en plan

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

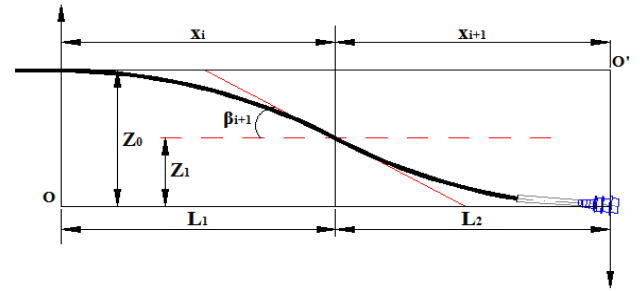


Figure VII.1. Tracé en plan des câbles de fléau.

### Allure en plan des câbles du fléau :

- ✓ L'équation de la parabole :  $Z(X) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\left(\frac{X}{L}\right)^2$  ;
- ✓ Les rayons de courbure :  $R_i(X) = \frac{(X_i)^2}{2 \times (Z_i - Z_{i+1})}$  et  $R_{i+1}(X) = \frac{(X_{i+1})^2}{2 \times (Z_{i+1} - Z_{i+2})}$  ;
- ✓ L'inclinaison dans la section intermédiaire :  $\beta_i(X) = \tan^{-1} (2 \times Z_i - Z_{i+1} X_i)$  ;
- ✓ L'inclinaison dans la section d'ancrage :  $\beta_{i+1}(X) = \tan^{-1} \left( \frac{2 \times (Z_{i+1})}{X_{i+1}} \right)$  ;

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

## VII.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

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

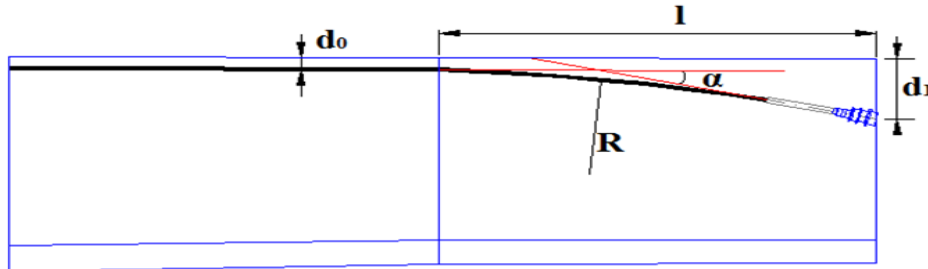


Figure VII.2. Tracé en élévation des câbles du fléau.

- ✓ L'équation de la parabole :  $Y(X) = d_0 + (d_1 - d_0)\left(\frac{X}{L}\right)^2$  ;
- ✓ Le rayon de courbure en un point d'une distance x :  $R_C(X) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$  ;
- ✓ L'angle de déviation :  $\alpha_n = \tan^{-1} (2 \times (d_1 - d_0)) \times \frac{X}{L^2}$  .

### Avec :

- $d_1$  : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;
- $d_0$  : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;
- $L$  : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;
- $R_{\min}$  : rayon minimal pour les câbles 15T15s,  $R_{\min} \geq 3m$ .

**NB :** Le reste des résultats sont élaborés dans *L'ANNEXE C*, les tracés finaux des câbles de fléau sont représentés dans *La Figure VII.3*.

## VII.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ

### VII.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}, \quad e = v' - d; \quad n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0};$$

Avec :

- **M** : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

Application Numérique :

M = 56109,5 KN.m [COMB-ELS G + D240<sup>+</sup> (Voir Chapitre VI)]

d = 0,13 m

I = 12,9 m<sup>4</sup>

S = 9,56 m

v' = 1,72 m ; e = 1.59 m

P<sub>0</sub> = 3 348 KN

ΔP = 23,03%

**P = 23,63 MN**

D'où : **n ≥ 9,172**

On prend **n = 10 câbles de 15T15s**

**NB :** les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir à la clé.

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

**Tableau VII.2. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.**

	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
FIN V4	9,6	-4107,77	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	-1,73	-0,671	2
FIN V5	11,8	8827,70	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	3,72	1,443	4
FIN V6	14	20245,49	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	8,53	3,309	6
FIN V7	16,2	30109,22	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	12,68	4,922	6
FIN V8	18,4	38405,27	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	16,17	6,278	8
FIN V9	20,6	45124,32	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	19,00	7,376	8
FIN V10	22,8	50253,22	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	21,16	8,215	10
FIN V11	25	53783,75	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	22,65	8,792	10
FIN V12	27,2	56109,50	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	23,63	9,172	10
FIN V12	27,2	56109,50	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	23,63	9,172	10
FIN V11	25	53783,75	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	22,65	8,792	10
FIN V10	22,8	50253,22	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	21,16	8,215	10
FIN V9	20,6	45124,32	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	19,00	7,376	8
FIN V8	18,4	38405,27	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	16,17	6,278	8
FIN V7	16,2	30109,22	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	12,68	4,922	6
FIN V6	14	20245,49	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	8,53	3,309	6
FIN V5	11,8	8827,70	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	3,72	1,443	4
FIN V4	9,6	-4107,77	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	-1,73	-0,671	2

### VII.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

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

#### Application Numérique :

$$M = 36\,686,27 \text{ KN.m COMB-ELS [G + D240}^+ \text{ ( Voir Chapitre VI)]}$$

$$d = 0,13 \text{ m}$$

$$I = 12,9 \text{ m}^4$$

$$S = 9,56 \text{ m}$$

$$v' = 1,28 \text{ m}$$

$$e = 1,59 \text{ m}$$

$$P_0 = 3\,124,8 \text{ KN}$$

$$P = 15,45 \text{ MN}$$

$$\text{D'ou: } n \geq 5,997$$

On prend  $n = 6$  câbles de 15T15s

Tableau VII.3. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

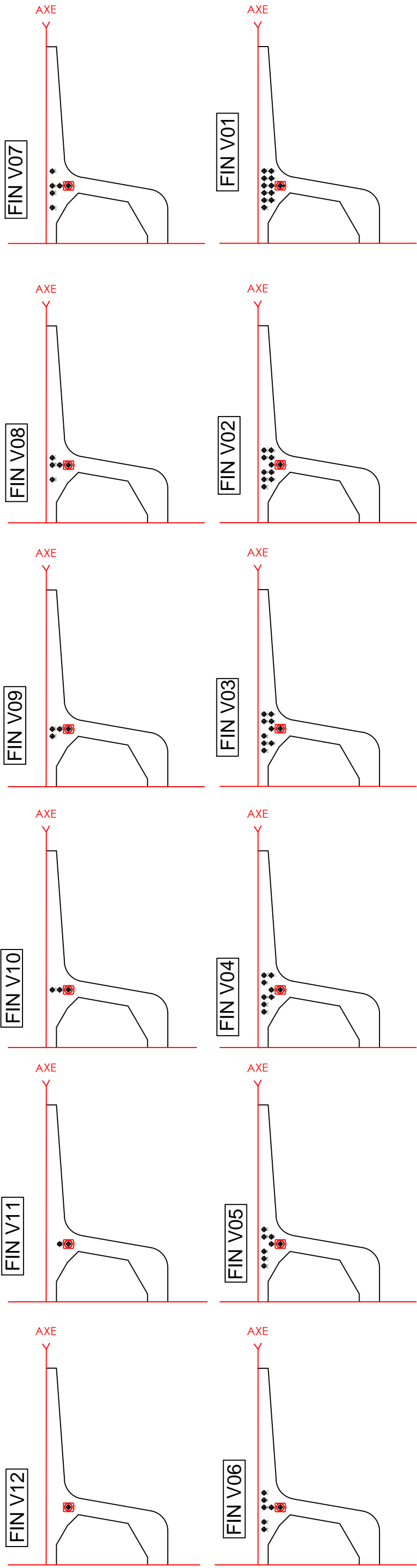
	x (m)	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	N câble	N retenus
FIN V4	23,2	14771,83	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	-6,22	-2,415	2
FIN V5	21	12355,89	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	5,20	2,020	4
FIN V6	18,8	21192,93	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	8,93	3,464	4
FIN V7	16,6	28290,40	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	11,91	4,625	6
FIN V8	14,4	33614,66	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	14,16	5,495	6
FIN V9	12,2	36686,27	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	15,45	5,997	6
FIN V10	10	36080,27	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	15,19	5,898	6
FIN V11	7,8	32455,03	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	13,67	5,305	6
FIN V12	5,6	25658,75	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	10,81	4,194	6
FIN VSC	4	18806,28	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	7,92	3,074	4
FIN VSC1	1,6	5119,59	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	2,16	0,837	4
FIN VSC2	0	0,00	1,72	1,28	12,90	9,56	1,59	0,00	0,000	2

### VII.3.3. Tracé des câbles de continuité

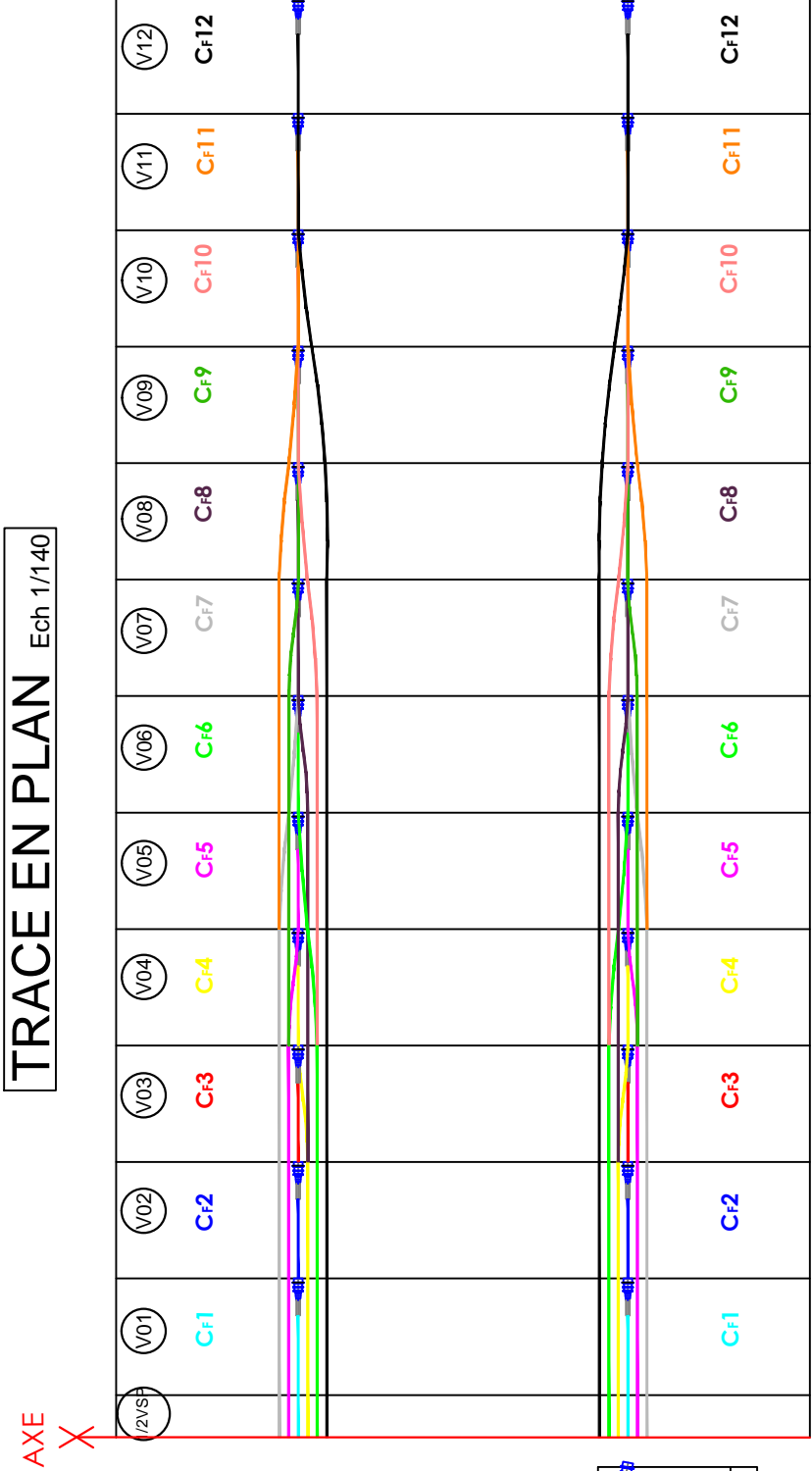
Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, par trois pièces. Tracé en plan, en élévation et par une coupe transversale.

**NB :** Les résultats sont élaborés dans *L'ANNEXE C*, les tracés finaux des câbles de continuité sont représentés dans *La Figure VII.4*.

**COUPE TRANSVERSALE** Ech 1/100 1/50



**TRACE EN PLAN** Ech 1/140



**TRACE EN ELEVATION** Ech 1/140

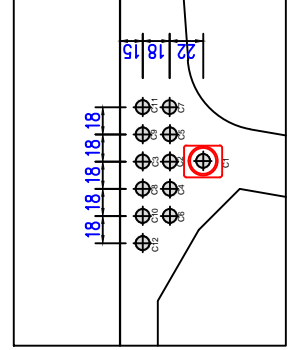
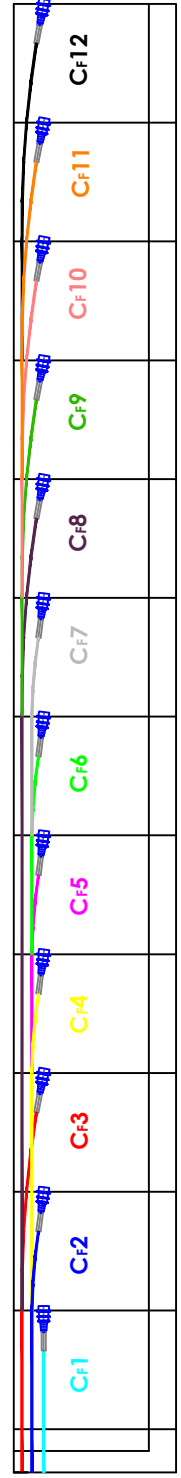
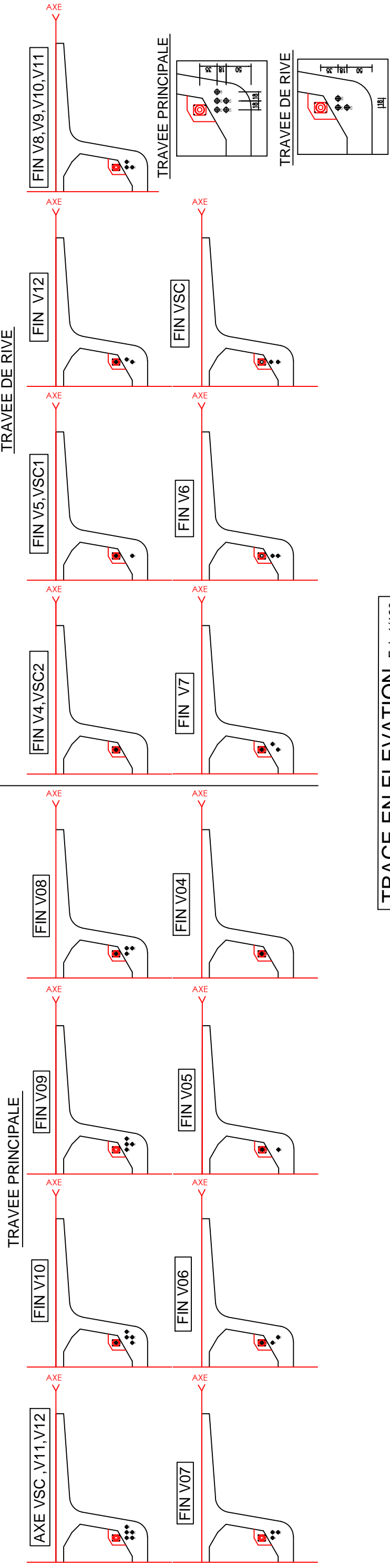
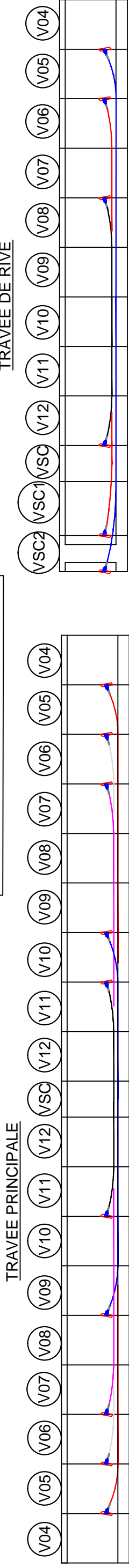


Figure VII.3 : les tracés finaux des câbles de fleau

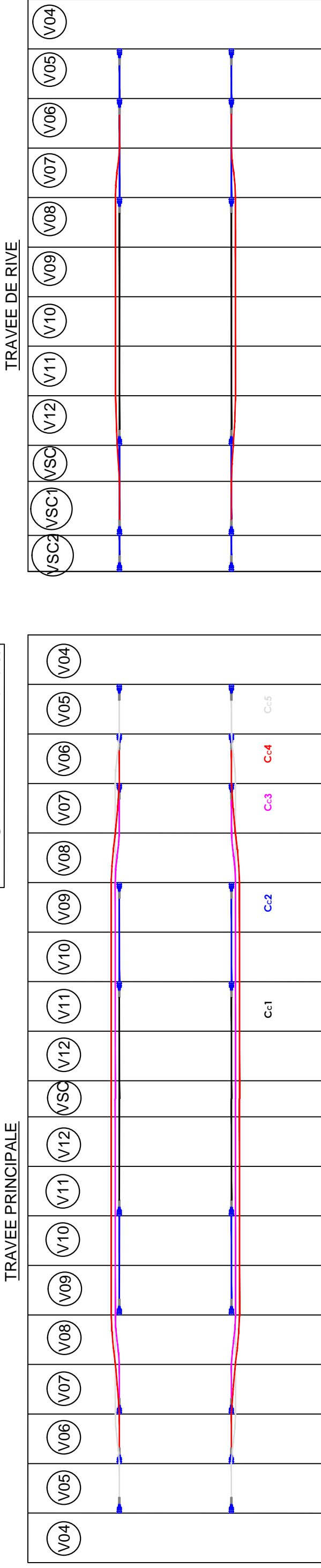
**COUPE TRANSVERSALE** Ech 1/130 1/80



**TRACE EN ELEVATION** Ech 1/180



**TRACE EN PLAN** Ech 1/180



## VII.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.

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

### VII.4.1. Pertes de tension instantanées

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension. Elles sont de trois sortes :

- ✓ Pertes par frottement ;
- ✓ Pertes par recul d'ancrage ;
- ✓ Pertes par raccourcissement du béton.

#### VII.4.1.1. Pertes de tension par frottement

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine, ce frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P0} \times [1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)}]$$

Avec :

- $\sigma_{P0}$  : la tension à l'origine ;
- $e$  : la base des logarithmes népériens ;
- $f$  ( $\text{rd}^{-1}$ ) = 0,20 : coefficient de frottement en courbe ;
- $\beta$  : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance  $x$  ( $\text{rd}$ ) ;
- $\varphi$  ( $\text{m}^{-1}$ ) = 0,003 : coefficient de frottement en ligne ;
- $x$  : la distance de la section considérée ( $\text{m}$ ).

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

$$\theta = \alpha + \beta ;$$

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

$$\tan \theta = \sqrt{(\tan \alpha)^2 + (\tan \beta)^2}$$

Application Numérique :

$$\Delta\sigma_{\varphi}^{\max} = 9,90 \% \text{ (Axe VSP)}$$

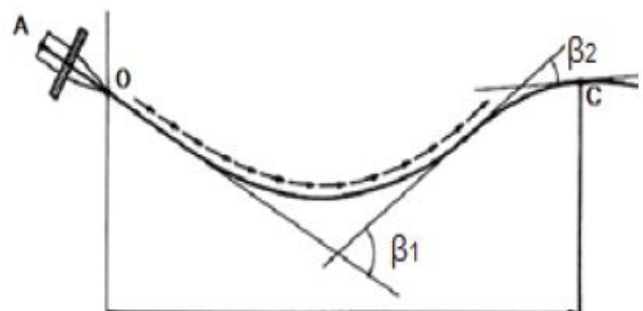


Figure VII.5. Frottements le long du câble lors de la mise en tension

NB : Les résultats sont représentés dans *L'ANNEXE C*.

## VII.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Ces pertes correspondent à un léger glissement de l'armature en mouvement, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, il n'affecte qu'une partie "d" de la longueur du câble comptée à partir de l'ancrage.

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x) \text{ avec : } k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi \text{ et } d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

Avec :

- **k** : fonction croissante ;
- **d** : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage
- **$\sigma_{p0}$**  : Contrainte initiale ;
- **g = 2 mm** : l'intensité du recul d'ancrage ;
- **$E_p = 190\,000$  MPa** : module d'élasticité des aciers.

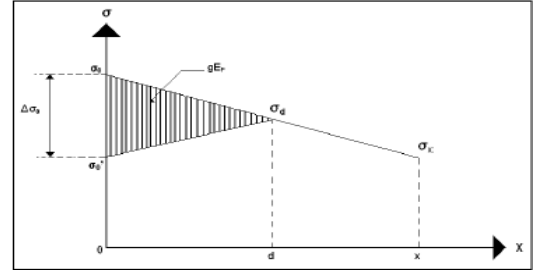


Figure VII.6. Diagramme des tensions

Application Numérique :

$$\Delta\sigma_g^{\max} = 13,97\% \text{ (Fin V12).}$$

NB : Les résultats sont représentés dans *L'ANNEXE C*.

## VII.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces N câbles provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale  $\Delta\sigma_{pi}$ .

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

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

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

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_{bi} \text{ et } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} \times \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec :

- **$\sigma_b$**  : Contrainte finale (après stabilisation des pertes :  $\Delta P = 25\%$ ) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;
- **P** : effort de précontrainte,  **$P = P_0 (1 - \Delta P)$**  ;
- **$M_p$**  : moment dû au poids propre.

Application Numérique :

$$\Delta\sigma_e^{\max} = 1,21\% \text{ (Fin V1)}$$

NB : Les résultats sont représentés dans *L'ANNEXE C*.

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

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$$

NB : Les résultats sont représentés dans *Le Tableau VII.4*.

Tableau VII.4. Les pertes totales instantanées (MPa).

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12
PERTES INSTANTANES (%)	10,51	11,13	11,24	11,6	11,23	11,56	11,32	10,58	10,21	9,92	9,72	9,68	11,88	14,12

## VII.4.2. Pertes de tension différées

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

### VII.4.2.1. Pertes par retrait

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, ce retrait a 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 :  $\epsilon_r [1 - r(t_0)]$ .

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

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

$$\checkmark \Delta\sigma_r \approx E_p \epsilon_r .$$

#### Avec :

- $\epsilon_r$  : retrait final, estimé par  $2 \times 10^{-4}$  pour région tempérée ;
- $r(t)$  : loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

#### Application Numérique :

$$\text{On a : } E_p = 190\,000 \text{ MPa et } \xi_r = 2 \times 10^{-4}$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_r = 2,55 \%$$

### VII.4.2.2. Pertes par fluage

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps.

- ✓ La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :  $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \epsilon_f$  ;
- ✓ La déformation finale de fluage :  $\epsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$  ;

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

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

#### Application Numérique :

$$\Delta\sigma_{fl}^{\max} = 5,91\% \text{ (Fin V1)}$$

**NB :** Les résultats sont représentés dans *L'ANNEXE C*.

### VII.4.2.3. Perte de tension par relaxation

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

Les pertes par relaxation pour les aciers **T.B.R. 15T15s** s'écrit :

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

Avec :

- $\rho_{1000}$  (%) = **2,5** : relaxation garantie à 1000 h ;
- $\mu_0$  : coefficient valant **0,43** pour les armatures à très basse relaxation ;
- $\sigma_{pi}(x)$  : Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Application Numérique :

$$\Delta\sigma_p^{\max} = 3,96\% \text{ (Fin V10)}$$

NB : Les résultats sont représentés dans **L'ANNEXE C**.

### VII.4.2.4. Pertes différées totales

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

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5. Les pertes totales différées (MPa).

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12
<b>PERTES DIFFEREES (%)</b>	7,21	10,5	11,58	11,46	11,49	11,28	11,1	10,96	10,5	9,94	9,24	8,43	7,00	6,06

### VII.4.2.5. Pertes totales

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées ;

Tableau VII.6. Les pertes totales (MPa).

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12
<b>PERTES TOTALE (%)</b>	17,72	21,65	22,81	23,05	22,73	22,84	22,44	21,53	20,72	19,85	18,96	18,1	18,88	20,18

D'après les résultats du **Tableau VII.6** on constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

NB : Pour la suite de calculs on prend :  $\Delta\sigma = 23,05\%$ .

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

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles **C12** à la fin du voussoir sur pile.

❖ Pertes de tension par frottement :

$$\begin{aligned}\beta &= 0,32 \text{ rad;} \\ \alpha &= 0,15 \text{ rad;} \\ \theta &= 0,35 \text{ rad;} \\ \varphi &= 0,003 \text{ m}^{-1}; \\ f &= 0,20 \text{ rd}^{-1}; \\ \sigma_{p0} &= 1\,488 \text{ MPa;} \\ \Delta\sigma_{\varphi} &= 207,39 \text{ MPa.}\end{aligned}$$

❖ Pertes de tension par recul de l'ancrage :

$$\begin{aligned}E_P &= 190\,000 \text{ MPa;} \\ l &= 4,4 \text{ m;} \\ g &= 0,002 \text{ m;} \\ \theta &= 0,35 \text{ rad;} \\ k &= 0,019; \\ d &= 3,66 \text{ m;} \\ \Delta\sigma_g &= 0 \text{ MPa.}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}M_p &= 98,31 \text{ MN.m;} \\ E_p &= 190\,000 \text{ MPa;} \\ n &= 24 \text{ cables;} \\ \sigma_{\infty} &= \sigma_0 (1 - \Delta P) = 0,77 \sigma_0; \\ P_0 &= 3\,348 \text{ KN;} \\ e &= 1,02 \text{ m;} \\ S &= 9,56 \text{ m}^2; \\ I &= 12,9 \text{ m}^4; \\ E_{bi} &= 35981,73 \text{ MPa;} \\ P &= 3,01 \text{ MN;} \\ \sigma_b &= 5,6 \text{ MPa;} \\ \Delta\sigma_e &= 14,81 \text{ MPa.}\end{aligned}$$

❖ Pertes par retrait :

$$\begin{aligned}\xi_r &= 2 \times 10^{-4}; \\ \Delta\sigma_r &= 38 \text{ MPa.}\end{aligned}$$

❖ Pertes par fluage :

$$\begin{aligned}M_p &= 98,31 \text{ MN.m;} \\ n &= 24 \text{ câbles;} \\ P_0 &= 3\,348 \text{ KN;} \\ e &= 1,02 \text{ m;} \\ S &= 9,56 \text{ m}^2; \\ I &= 12,9 \text{ m}^4; \\ P &= 2,98 \text{ MN;} \\ E_p &= 190\,000 \text{ MPa;} \\ E_{bi} &= 35981,73 \text{ MPa;} \\ \sigma_b &= 5,57 \text{ MPa;} \\ \Delta\sigma_{fl} &= 72,1 \text{ MPa.}\end{aligned}$$

## ❖ Pertes par relaxation :

$$\begin{aligned} \sigma_i &= 1\,322,90 \text{ MPa} ; \\ f_{prg} &= 1\,860 \text{ MPa} ; \\ \rho_{1000} &= 2,5 \% ; \\ \mu_0 &= 0,43 ; \\ \mu &= 0,711 ; \\ \Delta\sigma_p &= 55,73 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

- $\Delta\sigma_{\infty} = 207,39 + 0 + 14,81 + 38 + 72,1 + (5/6) 55,73 = 378,74 \text{ MPa.}$
- $\Delta\sigma_{\infty}(\%) = 25,45 \%$  .

## VII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

La condition à vérifier est la suivante :

- ✓  $\bar{\sigma}_{bt1} < \bar{\sigma}_c \leq \bar{\sigma}_{bc}$  dans la fibre supérieure;
- ✓  $\bar{\sigma}_{bt2} < \bar{\sigma}'_c \leq \bar{\sigma}_{bc}$  dans la fibre inférieure; avec:  $\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$  .

Avec :

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

### VII.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

- ✓  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa} ;$
- ✓  $\bar{\sigma}_{bt1} = 1,5 \times f_{t28} = 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ MPa}$ , Hors section d'enrobage;
- ✓  $\bar{\sigma}_{bt2} = 0,7 \times f_{t28} = 0,7 \times 3 = 2,1 \text{ MPa}$ , Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

	N° câble	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e <sub>moy</sub> (m)	P (MN)	σ <sub>Sup</sub> (MPa)	σ <sub>Inf</sub> (MPa)	obs
Axe VSP	24	104365,2	1,68	1,32	17,58	21,53	1,06	61,83	-0,04	6,57	ok
Fin VSP	24	98306,91	1,72	1,28	12,90	9,56	1,02	61,83	2,98	11,15	ok
Fin V01	24	82896,27	1,72	1,28	12,90	9,56	1,02	61,83	4,51	9,10	ok
Fin V02	22	68798,06	1,72	1,28	12,90	9,56	1,01	56,68	4,79	7,46	ok
Fin V03	20	56012,29	1,72	1,28	12,90	9,56	1,02	51,52	5,04	5,86	ok
Fin V04	18	44538,96	1,72	1,28	12,90	9,56	1,03	46,37	5,15	4,45	ok
Fin V05	16	34378,06	1,72	1,28	12,90	9,56	1,04	41,22	5,13	3,21	ok
Fin V06	14	25529,60	1,72	1,28	12,90	9,56	1,05	36,07	4,99	2,14	ok
Fin V07	12	17993,58	1,72	1,28	12,90	9,56	1,03	30,91	4,62	1,37	ok
Fin V08	10	11769,99	1,72	1,28	12,90	9,56	1,01	25,76	4,12	0,78	ok
Fin V09	8	6958,84	1,72	1,28	12,90	9,56	0,99	20,61	3,48	0,38	ok
Fin V10	6	3260,12	1,72	1,28	12,90	9,56	0,94	15,46	2,73	0,12	ok
Fin V11	4	973,84	1,72	1,28	12,90	9,56	0,68	10,30	1,67	0,28	ok
Fin V12	2	0,00	1,72	1,28	12,90	9,56	0,73	5,15	0,91	0,04	ok

## VII.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa} ;$$

$$\bar{\sigma}_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ MPa, Hors section d'enrobage} ;$$

$$\bar{\sigma}_{bt2} = 1.0 \times f_{t28} = 1,0 \times 3 = 3,0 \text{ MPa, Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont mentionnés dans *L'ANNEXE C*.

**NB** : Pour vérifier les contraintes en phase de service, nous devons utiliser l'enveloppe des sollicitations dans chaque section.

## VII.5.3. Armature des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale  $A_s$  (*art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL*).

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left( \frac{N_{Bt}}{f_c} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

*Avec* :

- $B_t$  : aire de la section du béton en traction ;
- $\sigma_{Bt}$  : valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;
- $N_{Bt}$  : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

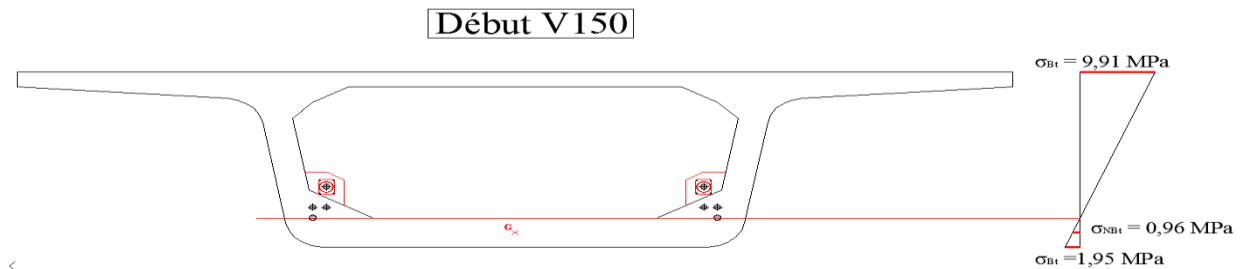


Figure VII.7 Diagramme des contraintes à  $x = 352,6 \text{ m}$ .

D'après *La Figure VII.7* et le tableau de vérification des contraintes (*ANNEXE C*), on a :

$$\begin{aligned} B_t &= 2,87 \text{ m}^2 \\ \sigma_{Bt} &= 0,96 \text{ MPa} \\ N_{Bt} &= 2,76 \text{ MN} \end{aligned}$$

Donc :

$$A_s = \frac{2,87}{1000} + \left( \frac{2,76}{500} \times \frac{3}{0,96} \right) = 200,7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 64 \text{ HA20.}$$

➤ Alors on prend : **2 nappes de 32HA20 ; e = 15 cm.**

## VII.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

### VII.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

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

#### VII.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

$$V_{Ser} = V_g + V_q$$

*Avec* :

- $V_g$  : Relative aux charges permanentes.
- $V_q$  : Relative aux charges variables.

### ❖ Effort tranchant dû à la précontrainte :

Les actions exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- ✓ Un effort tranchant positif ;
- ✓ Une composante verticale de la précontrainte  $P \sin \alpha$  qui vient se retrancher à l'effort Tranchant.

On aura donc :  $V_P = P \times \sin \alpha = n \times P_0 \times (1 - \Delta P) \times \sin \alpha$

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

$$V_{\text{red}} = V_{\text{ser}} - V_P$$

### VII.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{\text{max}} < \min (\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2), \text{ avec } \tau = \frac{V_{\text{red}}}{Z \times b_n}$$

Tel que :

- ✓  $\bar{\tau}_1^2 = 0,4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]$  ;
- ✓  $\bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]$  ;

Avec :

- $\sigma_x$  : contrainte normale longitudinale au centre de gravité  $\sigma_x = \frac{P(24 \text{ cables})}{B}$  ;
- $Z$  : le bras de levier ( $z = \frac{I}{S}$ ), et par simplification  $Z = \left(\frac{1+\rho}{2}\right) \times h$  ;
- $\rho$  : le rendement mécanique de la section vaut :  $\rho = \frac{I}{B \times v \times v'}$  ;
- $B$  : la section sur de vsp sur l'axe de l'appui ;
- $b_n$  : Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme:  $b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$  ;
- $b_0$  : l'épaisseur brute de l'âme ;
- $n$  : nombre de câble ;
- $k = 0,5$  ; injection de coulis de ciment.

Application Numérique :

$$\begin{aligned} V_{\text{max comb - els}} &= 9,85 \text{ MN} ; \\ \alpha_{\text{moy}} &= 0,168 \text{ rad} ; \\ P (22\text{cables}) &= 56,7 \text{ MN} ; & \rightarrow V_{\text{red}} = 0,37 \text{ MN} \\ \rho &= 36,77 \% ; \\ b_n &= 0,71 \text{ m} ; \\ z &= 2,05 \text{ m} ; & \rightarrow \tau_{\text{max}} = 0,255 \text{ MPa} \\ \sigma_x &= 2,87 \text{ MPa} ; \\ f_{c28} &= 40 \text{ MPa} ; \\ f_{t28} &= 3 \text{ MPa} ; & \rightarrow \bar{\tau}_1 = 2,65 \text{ MPa} \text{ et } \bar{\tau}_2 = 4,3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

On constate que :  $\tau_{\text{max}} < \bar{\tau}_1 \rightarrow$  **vérifié.**

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

### VII.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées. La section des armatures transversale  $A_t$ , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{B_n \times S_t \times \gamma} = \left[ \tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan \beta_u$$

**Avec :**

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

**Application Numérique :**

$$\begin{aligned} V_{\max \text{ comb - Elu}} &= 13,30 \text{ MN} ; \\ V_{\text{red}} &= 3,82 \text{ MN} ; \\ b_n &= 0,71 \text{ m}, \quad z = 2,05 \text{ m} \rightarrow \tau_u = 2,62 \text{ MPa} \\ f_{t28} &= 3 \text{ MPa} ; \\ f_e &= 500 \text{ MPa} ; \quad \gamma_s = 1,15 ; \quad \beta_u = 45^\circ ; \\ \frac{A_t}{S_t} &\geq 26,53 \text{ cm}^2/\text{m}. \end{aligned}$$

❖ **Le pourcentage minimum a disposé :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 9,79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$\tau \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Ce qui est vérifié.}$$

### VII.7. VERIFICATION DE LA FLECHE

Suivant les règles **BAEL** la flèche admissible est de  $L/500$ , où  $L = 56 \text{ m}$  est la portée de la travée considérée.

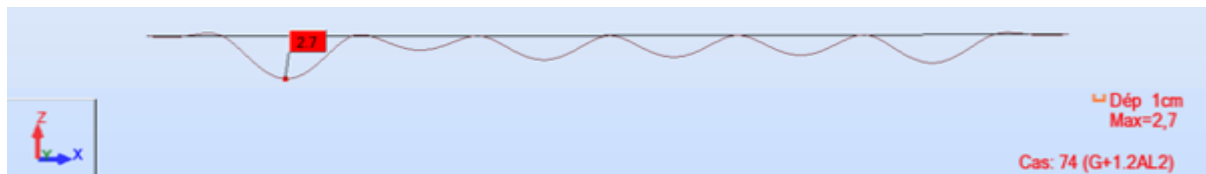


Figure VII.8 La flèche maximale de l'ouvrage

**Observation :**

La flèche maximal  $\delta = 2,7 \text{ cm} < \delta_{\text{adm}} = 56/500 = 11,2 \text{ cm}$  donc la condition du déplacement élastique est vérifiée.

### VII.8. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte est une étape très importante lors de la conception d'un ouvrage et se résume aux phénomènes principaux suivants :

- ✓ Présente des forces de déviations s'opposant en général aux forces de gravité.
- ✓ Réduction partielle ou totale des sollicitations.
- ✓ Forte réduction des flèches sous charges permanentes.

# CHAPITRE VIII

## ETUDE TRANSVERSALE



## VIII.1. INTRODUCTION

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

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

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

## VIII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

### VIII.2.1. Modélisation

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

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

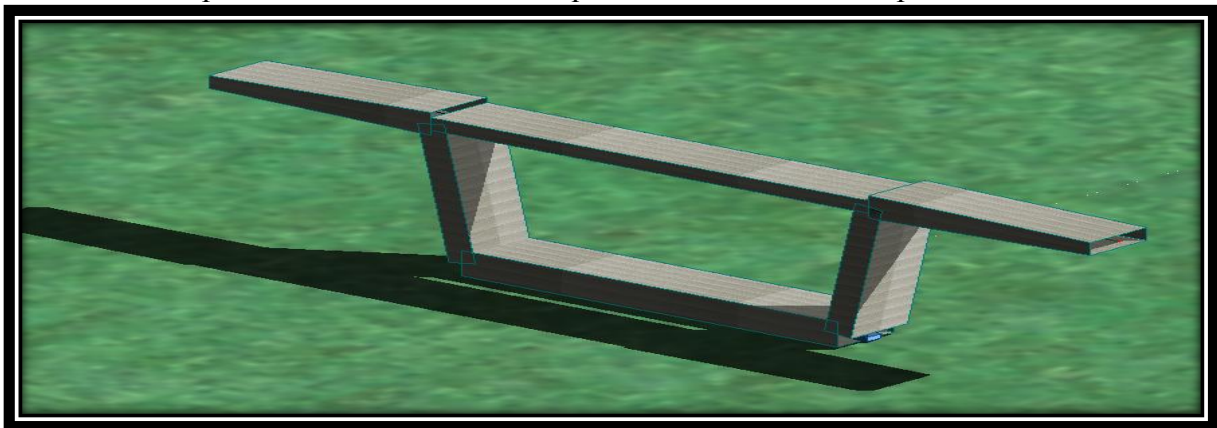


Figure VIII.1. Vue en 3D du voussoir courant.

### VIII.2.2. Combinaisons de charges

Le tableau ci- après donne les différentes combinaisons possibles.

Tableau VIII.1. Combinaisons des charges appliquées

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

## VIII.2.3. Résultats

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2. Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

	M <sub>max</sub> (KN.m)		M <sub>min</sub> (KN.m)	
	M <sub>ult</sub>	M <sub>ser</sub>	M <sub>ult</sub>	M <sub>ser</sub>
Hourdis supérieur	248,39	186,19	-649,46	-486,54
Hourdis inférieur	266,57	200,21	-224,57	-168,33
Âme	316,08	237,36	-388,28	-290,91

## VIII.3. FERRAILLAGE

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

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

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

#### ❖ Nappe supérieure :

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

#### Application numérique :

$b = 1,00 \text{ m}$  ; On calcule le ferrailage par mètre linéaire ;  
 $h = 0,45 \text{ m}$  (zone d'appuis) ;  $c = 0,04 \text{ m}$  ;  $M_{ser} \text{ (sup)} = -486,54 \text{ KN.m}$  ;  
 $\bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$ ,  $\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$ ,  $f_{tj} = 3 \text{ MPa}$  ;  
 $d = 0,9 h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$  ;  
 $x = [ ( 15 \times \bar{\sigma}_{bc} ) / ( 15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st} ) ] \times d = 23 \text{ cm}$ ,  $z = 34,6 \text{ cm}$  ;  
 $M_1 = 0,5 \times b \times x \times \bar{\sigma}_{bc} \times z = 936 \text{ KN.m}^2$  ;  
 $M_1 \geq M_{ser} \text{ (sup)}$  ..... **Section sans armateurs comprimés (S.S.A.C) ;**  
 $A_{ser} = M_{ser} / ( z \times \bar{\sigma}_{st} ) = 56,25 \text{ cm}^2$  ... **On propose une nappe de 6 HA32 + 6 HA14 /ml ;**  
 $(C.N. F) = 0,23 \times (f_{tj} / f_e) \times b \times d = 5,589 \text{ cm}^2 \leq A_{ser}$ ... **condition de non fragilité est vérifiée .**

#### ❖ Nappe inférieure :

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

#### Application Numérique :

$b = 1,00 \text{ m}$  ; On calcule le ferrailage par mètre linéaire ;  
 $h = 0,25 \text{ m}$  (au milieu du voussoir) ;  $c = 0,04 \text{ m}$  ;  $M_{ser} \text{ (sup)} = 186,19 \text{ KN.m}$  ;  
 $\bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa}$ ,  $\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$ ,  $f_{tj} = 3 \text{ MPa}$  ;  
 $d = 0,9 h = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$  ;  
 $x = [ ( 15 \times \bar{\sigma}_{bc} ) / ( 15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st} ) ] \times d = 13,3 \text{ cm}$ ,  $z = 17,3 \text{ cm}$  ;  
 $M_1 = 0,5 \times b \times x \times \bar{\sigma}_{bc} \times z = 289 \text{ KN.m}^2$  ;

$M_1 \geq M_{ser} \text{ (sup) } \dots\dots\dots$  **Section sans armateurs comprimés (S.S.A.C) ;**  
 $A_{ser} = M_{ser} / (z \times \bar{\sigma}_{st}) = 43,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **On propose une nappe de 6 HA32/ml ;**  
 $(C.N.F) = 0,23 \times (f_{ij} / f_e) \times b \times d = 5,589 \text{ cm}^2 \leq A_{ser} \dots\dots$  **condition de non fragilité est vérifiée .**

❖ **Ferrailage longitudinal :**

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

$A_{S1} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{57,49}{4} = 14,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **On propose une nappe de 8 HA16/ml ;**  
 $(C.N.F) = 0,23 \times (f_{ij} / f_e) \times b \times d = 5,589 \text{ cm}^2 \leq A_{S1} \dots\dots$  **condition de non fragilité est vérifiée .**

### VIII.3.2. Ferrailage passif du voussoir

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3. Ferrailage passif des voussoirs.

		Transversal			Longitudinal
		Nappes	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Ferrailage/ml	Ferrailage/ml
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Sup	56,2	6HA32 + 6HA14	8HA16
		Nappe Inf	43,2	6HA32	8HA14
	Hourdis inférieur	Nappe Sup	19,1	6HA25	8HA12
		Nappe Inf	16	6HA20	
Âme	Nappe Interne	19,6	7HA20	6HA14	
	Nappe Externe	26,5	7HA25		

**NB :** Les diagrammes des moments, ainsi que des efforts tranchants sont représentés dans **L'ANNEXE B.**

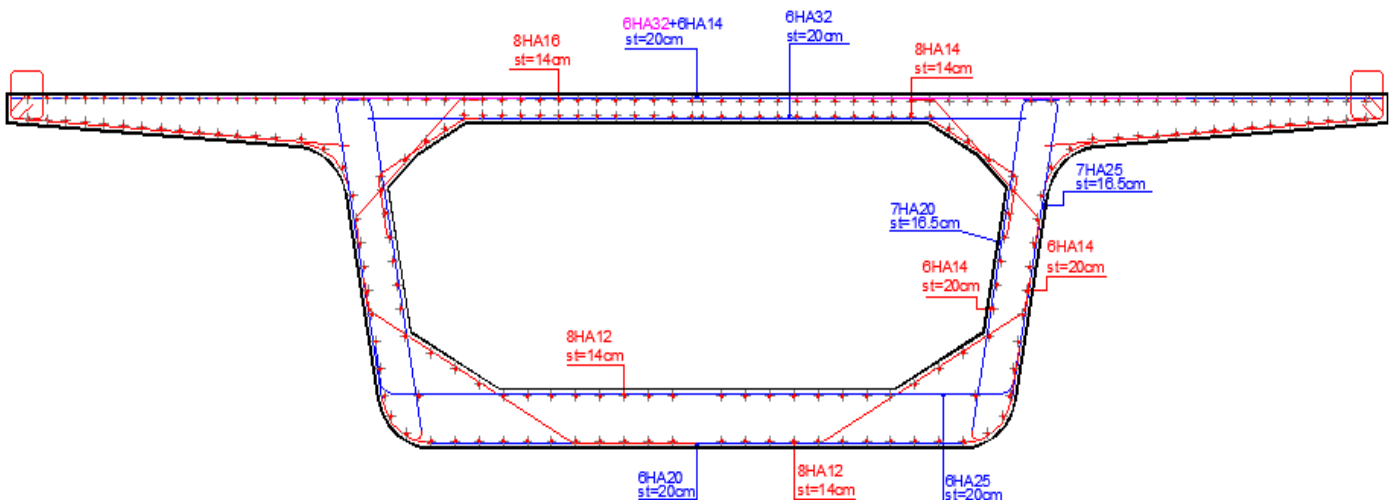


Figure VIII.2. Schéma du ferrailage passif du voussoir courant.

## VIII.4. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE

L'effort à l'ancrage introduit sur le voussoir une forte contrainte de compressions sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps du voussoir.

Au bout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation, on admet que le principe de saint venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire.

On distingue 4 cas de la diffusion de l'effort de précontrainte :

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

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

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

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

- ✓  $f_{cj} = 0,68 f_{c28} \log(j+1) = 19,01 \text{ MPa}$  ;  $f_{ij} = 1,74 \text{ MPa}$ .

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

- ✓  $\sigma_p = 1488 \text{ MPa}$  Tension à l'état initial ;
- ✓  $\sigma_p' = 1322,38 \text{ MPa}$  Tension après pertes instantanées.

### VIII.4.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L

#### VIII.4.1.1. Effet de surface

Au voisinage immédiat de prévoir un frettage de surface :

$$A_S = 0.04 \frac{P_{\max}}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } P_{\max} : \text{ la force de précontrainte maximale dans la section considérée, } P_{\max} = 2,98 \text{ MN} ; \quad \sigma_s = \frac{2}{3} F_e .$$

Application Numérique :  $A_S = 0,04 \frac{2,98}{333,33} = 3,58 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{on prend 4 HA12.}$

#### VIII.4.1.2. Effet d'éclatement

##### ❖ Contrainte de traction du béton :

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{\max}}{e d_j} \leq 1,25 f_{tj}$$

$$\sigma_{tj} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,25}{0,44} \right) \frac{2,98}{0,8 \times 0,44} = 1,83 \text{ MPa} \leq 3,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ok} \quad \boxed{\checkmark}$$

- ✓ **d<sub>j</sub> = 0,44m** : hauteur de prisme symétrique de niveau j ;
- ✓ **a<sub>j</sub> = 0,25m** : dimension de la plaque d'ancrage de niveau j ;
- ✓ **e = 2 × 0,4 = 0,8 m** : largeur de l'âme.

❖ **Contrainte de compression de béton :**

$$\sigma_{xj} = \frac{P_{\max}}{ed_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \Rightarrow \frac{2.98}{0.8 \times 0.44} = 8,47 \text{ MPa} \leq 26,67 \dots \text{ok} \quad \checkmark$$

❖ **Frettage d'éclatement :**

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

$$A_{ej} = \frac{0,25 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) P_{\max}}{k_j \frac{2}{3} f_e} = \frac{0,25 \left( 1 - \frac{0,25}{0,44} \right) P_{\max}}{1,5 \times \frac{2}{3} \times 500} = 6,43 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** k<sub>j</sub> vaut 1.5 pour un enrage intermédiaire.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = \text{Max} \left( A_{ej} ; 0,15 \times \frac{P_{\max}}{\frac{2}{3} f_e} \right) = 6,43 \text{ cm}^2 \dots \text{on prend 4 HA20.}$$

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

## VIII.4.2. Etude de bossage

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans de prismes spéciaux dire « bossages ».

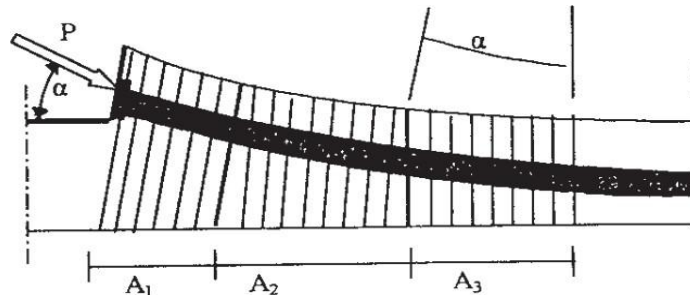


Figure VIII.3. Aciers de bossage.

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

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

Pour le câble CC1 (Fin de V1)

❖ **Aciers d'éclatement A1**

Ils se situent sur une distance de 1,2 C en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

$$A_1 = \frac{0,15 P}{f_{yd}} = \frac{0,15 \times 3,348}{434,78} = 11,55 \text{ cm}^2$$

Avec : **P** : force précontrainte a l'ancrage ;

$$f_{yd} = \frac{f_e}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

### ❖ Aciers intermédiaire de couture

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

$$A_2 = \frac{0,4 P}{f_{yd}} = \frac{0,4 \times 3,348}{434,78} = 30,8 \text{ cm}^2$$

### ❖ Acier de reprise de la poussée au vide

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{2 P}{3 f_{yd}} \sin \alpha = 12,70 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $\alpha = 0,25 \text{ rad}$  : l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.
- ✓  $A_1 + A_2 = 42,35 \text{ cm}^2$  soit 14 HA20 ;
- ✓  $A_3 = 12,70 \text{ cm}^2$  soit 12 HA12.

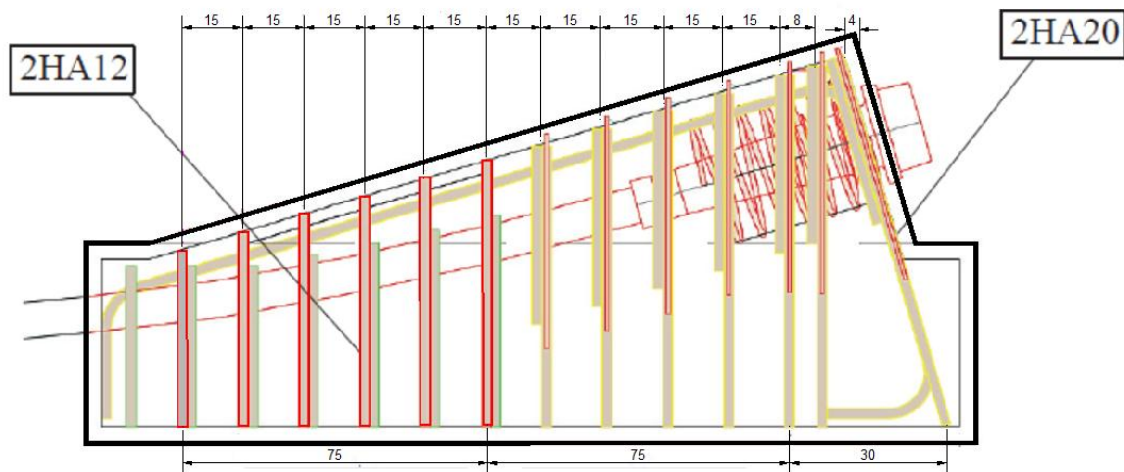


Figure VIII.4. Schéma du ferrailage de bossage.

## VIII.5. CONCLUSION

L'étude transversale qui a été faite dans ce chapitre, a pour but de déterminer les différentes sollicitations agissantes sur les voussoirs ainsi que sur ses éléments tels que l'âme, hourdi supérieur et hourdi inférieur, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

# CHAPITRE IX

## EQUIPEMENTS DU TABLIER



### IX.1. INTRODUCTION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

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

Dans le présent, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

### IX.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appuis sont des équipements de l'ouvrage, ils sont placés entre le voussoir sur culée et les dés d'appuis.

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

- ✓ La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire.
- ✓ La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité de l'ensemble.

Pour chaque pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- ✓ Les articulations en béton ;
- ✓ Les appareils d'appui en élastomère fretté ;
- ✓ Les appareils d'appui spécieux ;
- ✓ Les appareils d'appui métallique ;

#### IX.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

La norme NF EN 1337-5 publiée par SETRA présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Dans notre cas on a opté pour un appareil d'appuis en élastomère fretté.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause 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 ;
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien ;
- ✓ Leur coût est relativement modéré.



Figure IX.1. Appareil d'appui.

## IX.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

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

Combinaisons	R culée max (MN)	R pile max (MN)
1.35G + 1.6A(l)	10,23 (cas 01)	25,46 (cas 05)
1.35G + 1.6Bc	10,25	23,6
1.35G + 1.6 Bt	9,29	22,01
1.35G + 1.35 Mc120	9,19	22,03
1.35G + 1.35D240	10,48	23,88

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

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

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

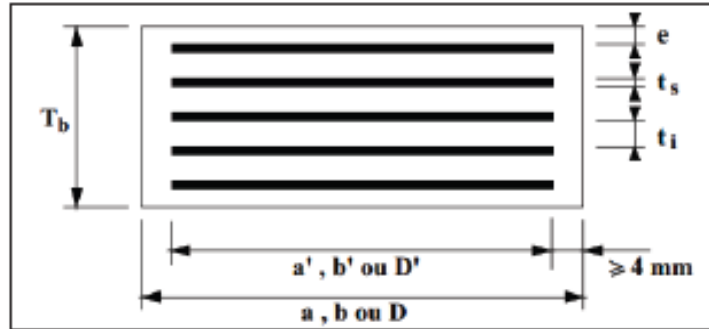


Figure IX.2. Définition géométrique d'un appareil d'appui.

### IX.2.3.1. Aire l'appareil d'appui

La condition de non-cheminement :

$$\frac{N_{\max}}{b' \times a'} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad N_{\max} = \frac{R_{\max}}{2}$$

### IX.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

Condition de non flambement :

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

Avec : a : est le grand côté de l'élastomère.

### IX.2.3.3. Dimensionnement des frettes

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

$$\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

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

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

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

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

Tableau IX.2. Les résultats et le choix des appareils d'appuis.

	Cas de la pile	Cas de la culée
<b>R<sub>max</sub></b>	25,46	10,48
<b>N<sub>max</sub></b>	12,73	5,24
<b>a×b</b>	≥ 6365 cm <sup>2</sup> → (a×b) = (800×800)mm <sup>2</sup>	≥ 2620 cm <sup>2</sup> → (a×b) = (500×550) mm <sup>2</sup>
<b>T</b>	80 ≤ T ≤ 160	55 ≤ T ≤ 110
<b>t<sub>s</sub></b>	{ t <sub>s</sub> > 3,05mm t <sub>s</sub> ≥ 2mm	{ t <sub>s</sub> > 3,06mm t <sub>s</sub> ≥ 2mm
<b>On prendra</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 6 Feuilles d'élastomère : t<sub>i</sub> = 16 mm.</li> <li>✓ 7 Frettes métalliques de : t<sub>s</sub> = 4 mm.</li> <li>✓ Enrobage des chants : 4 mm.</li> <li>✓ Enrobage extérieur ; 3 mm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 5 Feuilles d'élastomère : t<sub>i</sub> = 12 mm.</li> <li>✓ 6 Frettes métalliques de : t<sub>s</sub> = 4 mm.</li> <li>✓ Enrobage des chants : 4 mm.</li> <li>✓ Enrobage extérieur ; 3 mm</li> </ul>
<b>(a×b×t)</b>	(800×800×130) mm <sup>3</sup>	(550×500×90) mm <sup>3</sup>

## IX.2.4. Evaluation des efforts et déplacements horizontaux

### IX.2.4.1. Actions statiques

Les actions statiques se calculent comme suit :

$$H_s = K_i \times V_{X_i}$$

Avec :

- **K<sub>i</sub>** : la rigidité des appuis (Voir **Chapitre X**) ;
- **V<sub>X<sub>i</sub></sub>** : Déplacement horizontale.

### IX.2.4.2. Actions dynamiques

Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal du a un système de charge A(L).

$$F_{fr} = 0,338 \text{ MN [Force Totale (Voir Chapitre V)] ;}$$

Avec :  $F_{fr_i} = F_{fr} \times K_i / \sum K_i$

### IX.2.4.3. Déplacement horizontale

$$V_X = V_{X_T} + V_{X_{fl+r}} + V_{X_{fr}}$$

Avec :

- ✓ **V<sub>X<sub>T</sub></sub>** : déplacement dû à la température, donnée par :  $V_{X_T} = |X_i| \times \epsilon_T$ ;
- ✓ **V<sub>X<sub>fl+r</sub></sub>** : le raccourcissement dû au fluage et le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte, On pourra prendre en première approximation :  $V_{X_{fl+r}} = |X_i| \times \epsilon_{fl+r}$  ;
- ✓ **V<sub>X<sub>fr</sub></sub>** : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

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

- $X_i$  : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité ;
- $\epsilon_T$  : coefficient de la température.  $\epsilon_T = \lambda \times \Delta T$  ; avec  $\Delta T = 43^\circ\text{C}$  et  $\lambda = 99 \times 10^{-7}$  ;
- $\epsilon_{fl}$  : coefficient du fluage  $\epsilon_{fl} = K_{fl} \times 10^{-4}$  ;
- $K_{fl}$  : vaut à  $t = 0$  au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$  est de 2 à 3 donc  $K_{fl} = 2,5$  ;
- $\epsilon_f = 2,5 \times 10^{-4}$  ;
- $\epsilon_r$  : coefficient de retrait  $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$  ;
- $\epsilon_{fl+r} = 4,5 \times 10^{-4}$  ;
- **a et b** : dimensions d'appareil d'appui.
- **G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui  $G = 0,9 \text{ MPa}$  ;
- **Tq** : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau IX.3. Les résultats des actions sismiques et des déplacements horizontaux.

	$ X_i $ (m)	$K_i$ (MN/m)	$K_i / \sum K_i$ (MN/m)	$H_T$ (MN)	$H_{fl+r}$ (MN)	$H_{fr}$ (MN)	$V_{xT}$ (m)	$V_{xfl+r}$ (m)	$V_{xfr}$ (m)
<b>C1</b>	199,87	10,00	0,08	0,851	0,899	0,027	0,085	0,090	0,006
<b>P1</b>	167,87	15,04	0,12	1,075	1,136	0,041	0,071	0,076	0,004
<b>P2</b>	111,87	15,04	0,12	0,716	0,757	0,041	0,048	0,050	0,004
<b>P3</b>	55,87	15,04	0,12	0,358	0,378	0,041	0,024	0,025	0,004
<b>P4</b>	0,13	15,02	0,12	0,001	0,001	0,041	0,000	0,000	0,004
<b>P5</b>	56,13	15,02	0,12	0,359	0,379	0,041	0,024	0,025	0,004
<b>P6</b>	112,13	14,99	0,119	0,716	0,756	0,041	0,048	0,050	0,004
<b>P7</b>	168,13	15,00	0,12	1,074	1,135	0,041	0,072	0,076	0,004
<b>C2</b>	200,13	10,00	0,08	0,852	0,901	0,027	0,085	0,090	0,006

Avec :

- $X_{CR}$  : centre de rigidité  $X_{CR} = \frac{\sum X_i \times R_i}{\sum R_i} = 199,87 \text{ m}$  ;
- $|X_i|$  : la distance entre l'appui et le centre de rigidité ;
- $K_i$  : raideur d'appui (Voir Chapitre X).

Donc

$$V_x \text{ pile max} = 0,152 \text{ m.}$$

$$V_x \text{ culée max} = 0,181 \text{ m.}$$

Et d'après l'étude sismique (Voir Chapitre X) ;

$$V_x \text{ pile dynamique} = V_x \text{ culée dynamique} = 0,127 \text{ m.}$$

Donc

$$V_x \text{ pile max} = 0,279 \text{ m.}$$

$$V_x \text{ culée max} = 0,308 \text{ m.}$$

### IX.2.5. Vérifications du dimensionnement

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

#### IX.2.5.1. Résistance à la compression

❖ Cas de la pile :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{12,73}{0,8 \times 0,8} = 19,89 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée ;}$$

### ❖ Cas de la culée :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{5,24}{0,5 \times 0,55} = 19,05 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

### IX.2.5.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c.$$

#### Avec :

- $\gamma_s = 3$  : le coefficient de sécurité ;
- $P_u$  : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;
- $P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$  : la charge critique de flambement ;
- $B$  : l'aire nominale de l'appui ;
- $d$  : la somme d'une épaisseur de fretté et d'une épaisseur de caoutchouc ;
- $h$  : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;
- $S$  : le facteur de forme ;  $S = \frac{a \times b}{2 \times t_1 \times (a+b)}$  .

#### Application Numérique :

##### ► Cas de la pile :

$$\begin{aligned} S &= 12,5 ; \\ d &= 0,02 \text{ m} ; \\ h &= 0,13 \text{ m} ; \\ B &= 0,64 \text{ m}^2 ; \\ P_c &= 55,38 \text{ MN} ; \\ P_u &= 12,73 \text{ MN} ; \\ \gamma_s \times P_u &= 38,19 \text{ MN} \leq P_c = 55,38 \text{ MN} \\ &\rightarrow \text{Vérifiée.} \end{aligned}$$

##### ► Cas de la culée :

$$\begin{aligned} S &= 10,91 ; \\ d &= 0,016 \text{ m} ; \\ h &= 0,09 \text{ m} ; \\ B &= 0,275 \text{ m}^2 \\ P_c &= 20,96 \text{ MN} ; \\ P_u &= 5,24 \text{ MN} ; \\ \gamma_s \times P_u &= 15,72 \text{ MN} \leq P_c = 20,96 \text{ MN} \\ &\rightarrow \text{Vérifiée.} \end{aligned}$$

### IX.2.5.3. Limitation de la distorsion

On doit vérifier :

$$\delta = V_x / T < \delta_c ;$$

Pour  $p = P_u/P_c \leq 0,25 \text{ MPa}$  ; on trouve :  $\delta_c \leq 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - p)$ .

Tel que :  $\delta_0 = b/T$ , borne par  $[0,7 < \delta_0 < 2]$ .

$b$  : petit cote de l'appui ;  
 $T$  : épaisseur totale d'élastomère.

#### Application Numérique :

##### ► Cas de la pile :

$$\begin{aligned} p &= 12,73 / 55,38 = 0,23 \text{ MN} \\ \delta_c &\leq 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - p) \\ b &= 800 \text{ mm} ; T = 130 \text{ mm} ; \\ \delta_0 &= 800 / 130 = 6,15 ; \\ \text{On prend : } \delta_0 &= 2 ; \\ \delta_c &= 0,8 ; \\ V_x &= 0,279 \text{ m} ; \end{aligned}$$

##### ► Cas de la culée :

$$\begin{aligned} p &= 5,24 / 20,96 = 0,25 \text{ MN} \\ \delta_c &\leq 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - p) \\ b &= 500 \text{ mm} ; T = 90 \text{ mm} ; \\ \delta_0 &= 500 / 90 = 5,56 ; \\ \text{On prend : } \delta_0 &= 2 ; \\ \delta_c &= 0,7 ; \\ V_x &= 0,308 \text{ m} ; \end{aligned}$$

$$\delta = 2,146 ;$$

$$\delta \leq \delta_c \rightarrow \text{Non Vérifiée.}$$

$$\delta = 3,422 ;$$

$$\delta \leq \delta_c \rightarrow \text{Non Vérifiée.}$$

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

### IX.2.5.4. Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale :

$$H < f \times N_{\max} \text{ et } f = 0,1 + \left(\frac{0,6}{\sigma_m}\right) ;$$

Avec :

- N est l'effort de compression vertical ;
- f est le coefficient de frottement.

Application Numérique :

► Cas de la pile :

$$N = (R_G + R_{S \max \text{ pile}} + 0,2 \times R_{SUR \max \text{ pile}}) / 2$$

$$N = (13,62 + 1,156 + 0,2 \times 3,09) / 2 = 7,697 \text{ MN} ;$$

$$\sigma_m = 12,031 \text{ MPa} ; f = 0,15 ;$$

$$H = (H_{S \max \text{ pile}} + 0,4 \times F_T + F_{fl+r} + 0,2 \times F_{fr}) / 2$$

$$H = (2,494 + 0,4 \times 1,074 + 1,172 + 0,2 \times 0,04) / 2$$

$$H = 2,034 \text{ MN}$$

$$2,034 \text{ MN} < 7,697 \times 0,15 = 1,155 \text{ MN}$$

→ Non vérifiée.

► Cas de la culée :

$$N = (R_G + R_{S \max \text{ culée}} + 0,2 \times R_{SUR \max \text{ culée}}) / 2$$

$$N = (5,516 + 0,642 + 0,2 \times 1,684) / 2 = 3,3 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = 11,99 \text{ MPa} ; f = 0,15 ;$$

$$H = (H_{S \max \text{ culée}} + 0,4 \times F_T + F_{fl+r} + 0,2 \times F_{fr}) / 2$$

$$H = (1,35 + 0,4 \times 0,852 + 0,9 + 0,2 \times 0,028) / 2$$

$$H = 1,389 \text{ MN}$$

$$1,389 \text{ MN} < 3,3 \times 0,15 = 0,49 \text{ MN}$$

→ 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 C).

## IX.3. DES D'APUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

### IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile

$$A = b + 200 \rightarrow A = 800 + 200 \rightarrow A = 1000 \text{ mm} ;$$

$$B = a + 200 \rightarrow B = 800 + 200 \rightarrow B = 1000 \text{ mm} ;$$

$$h \geq 2 B_0 / P_0 \rightarrow h \geq 0,5 \text{ m. On prend } h = 0,5 \text{ m.}$$

Avec :

- $B_0 = A \times B = 1 \text{ m}^2 ;$
- $P_0 = 2 (A + B) = 4 \text{ m.}$

### IX.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide *SETRA (P.P.73)*.

❖ Armatures de chaînage :

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_e = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 12,73}{434,78} = 73,2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 24 HA20} ;$$

### ❖ Armatures horizontale :

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.

$$A_h = \frac{0,125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,125 \times 12,73}{434,78} = 36,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 12 HA20 ;}$$

### ❖ Frette supérieure :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 12,73}{434,78} = 11,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 12 HA12 ;}$$

### ❖ Frette inférieure :

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_s = \frac{0,1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,1 \times 12,73}{434,78} = 29,28 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 10 HA20 ;}$$

**NB** : Le ferrailage de dé d'appui est montré dans le schéma de *La Figure IX.3*.

### IX.3.3. Dimensionnement et ferrailage des dés d'appuis au niveau de la culée

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile. On trouve :

- ✓ Dimensionnement des dés d'appuis :  $(A \times B \times h) = (750 \times 700 \times 400) \text{ mm}^3$  ;
- ✓ Armatures de chainage : **Soit 16 HA16** ;
- ✓ Armatures horizontale : **Soit 8 HA16** ;
- ✓ Frette supérieure : **Soit 8 HA10** ;
- ✓ Frette inférieure : **Soit 12 HA12**.

**NB** : Le ferrailage de dé d'appui est montre dans le schéma de *La Figure IX.4*.

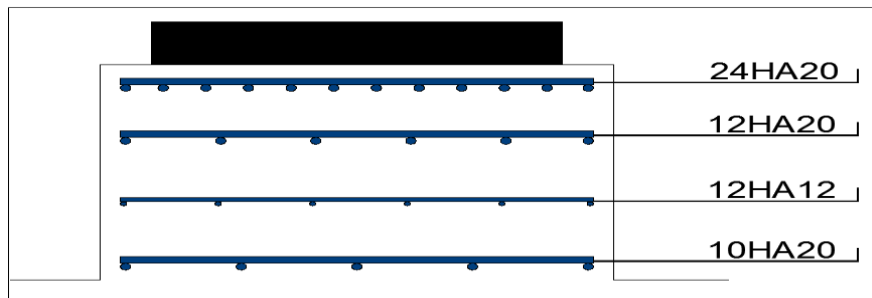


Figure IX.3. Ferrailage du dé d'appui au niveau de la pile.

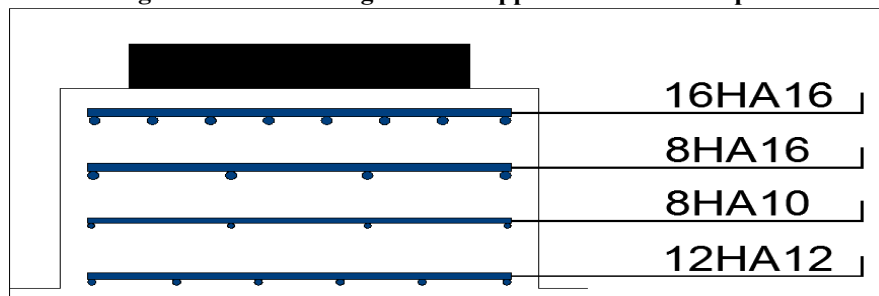


Figure IX.4. Ferrailage du dé d'appui au niveau de la culée.

## IX.4. JOINT DE CHAUSSEE

### IX.4.1. Définition

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.

### IX.4.2. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec :

- $W$  : souffle total du joint ;
- $W_D$  : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
- $W_T$  : souffle thermique ;
- $W_S$  : souffle sismique.

Les souffles  $W_T$ ,  $W_D$  sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ( $W_S = 12,7 \text{ cm}$ ).

Donc :  $W = 15,8 \text{ cm}$ .

### IX.4.3. 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 **15,8 cm** il faut considérer la famille de joints appelée  $W_d$  (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.

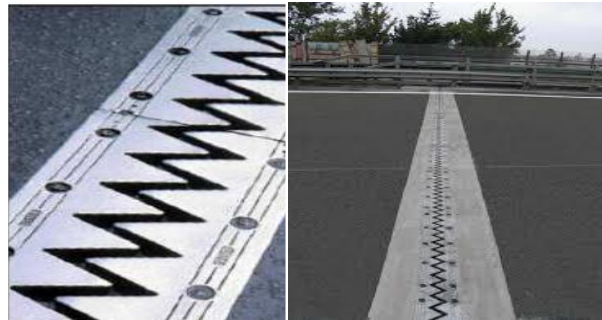


Figure IX.5. Joint du type  $W_d$

Tableau IX.4. Modèles des joints  $W_d$ .

Type	Droite (100gr)	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
<b>Wd160</b>	<b>160</b>	<b>169</b>	<b>158</b>	<b>141</b>	<b>139</b>
Wd230	230	185	127	102	97

Remarque : Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd160**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de **50 à 210 mm**.

## IX.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 dans le chapitre suivant.

# CHAPITRE X

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



## X.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.

## X.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Les piles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier.

### X.2.1. Conception de la pile

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'une pile caissons (section rectangulaire évidée), qui permet d'économie de la matière.

Tableau X.1. Les hauteurs des piles

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Hauteur (m)	5,6	5,75	5,8	7,65	7,45	9,25	8,75

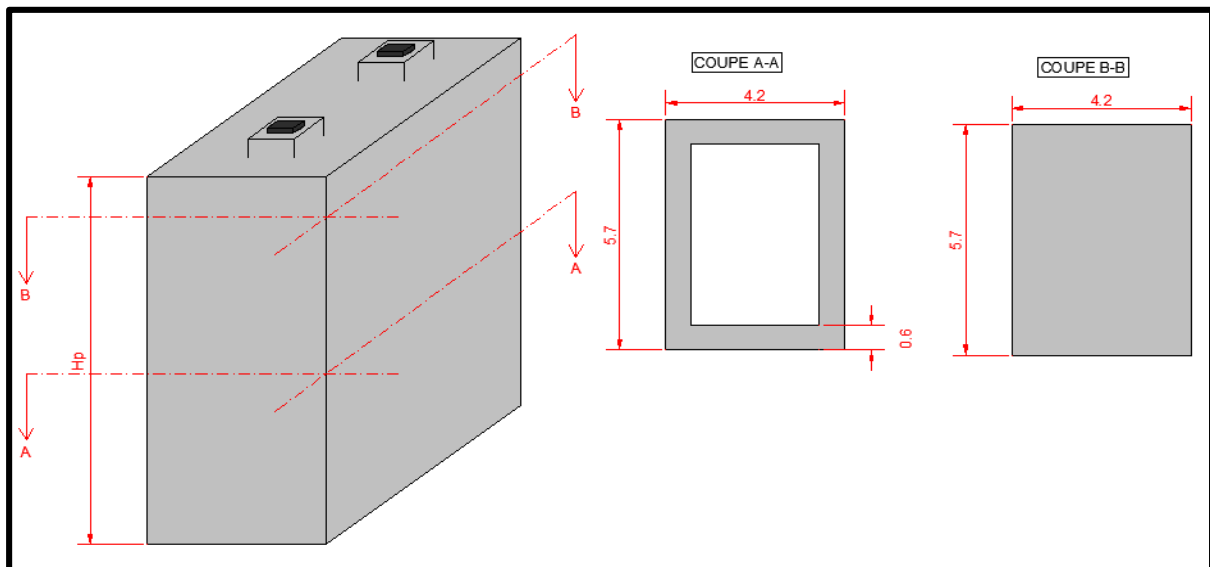


Figure X.1. Dimensions de la pile.

### X.2.2. Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis :

$$K_{A-APP} = G \times \frac{a \times b}{T}, \quad K_{Pile} = n \times \frac{3 \times E \times I}{h^3}, \quad K_{APP} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pile}} + \frac{1}{K_{A-APP}}};$$

- **n** : le nombre d'appareils d'appuis par pile égal à deux ;
- **a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
- **G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui,  $G = 0,9$  MPa en cas statique, et  $1,2$  MPa en cas dynamique ;

- $f_{cj}$  : la résistance caractéristique du béton, vaut :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  .

Tableau X.2. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis Longitudinal	
		K <sub>s</sub> (MN/m)	K <sub>d</sub> (MN/m)		K <sub>s</sub> (MN/m)	K <sub>d</sub> (MN/m)
C <sub>1</sub>	5,3	3,75	5,00	infinie	7,50	10,00
P <sub>1</sub>	5,6	5,65	7,53	14132,71	11,29	15,04
P <sub>2</sub>	5,75	5,65	7,53	13055,27	11,28	15,04
P <sub>3</sub>	5,8	5,65	7,53	12720,54	11,28	15,04
P <sub>4</sub>	7,65	5,65	7,53	5543,77	11,27	15,02
P <sub>5</sub>	7,45	5,65	7,53	6002,34	11,27	15,02
P <sub>6</sub>	9,25	5,65	7,53	3135,92	11,25	14,99
P <sub>7</sub>	8,75	5,65	7,53	3704,81	11,26	15,00
C <sub>2</sub>	5,9	3,75	5,00	infinie	7,50	10,00

Tableau X.3. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K pile (MN/m)	K Appuis transversale	
		K <sub>s</sub> (MN/m)	K <sub>d</sub> (MN/m)		K <sub>s</sub> (MN/m)	K <sub>d</sub> (MN/m)
C <sub>1</sub>	5,3	3,75	5,00	infinie	7,50	10,00
P <sub>1</sub>	5,6	5,56	7,53	23699,21	11,29	15,05
P <sub>2</sub>	5,75	5,56	7,53	21892,45	11,29	15,05
P <sub>3</sub>	5,8	5,56	7,53	21331,13	11,29	15,05
P <sub>4</sub>	7,65	5,56	7,53	9296,37	11,28	15,04
P <sub>5</sub>	7,45	5,56	7,53	10065,35	11,28	15,04
P <sub>6</sub>	9,25	5,56	7,53	5258,63	11,27	15,02
P <sub>7</sub>	8,75	5,56	7,53	6212,61	11,27	15,02
C <sub>2</sub>	5,9	3,75	5,00	infinie	7,50	10,00

## X.2.3. Etude sismique

### X.2.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatif à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- ✓ Le présent pont est de 1<sup>ème</sup> groupe ;
- ✓ Le sol est de catégorie S2 (site ferme) ;
- ✓ L'ouvrage est classé en zone IIa ;
- ✓ L'accélération de zone A= 0,25.

### X.2.3.2. Méthode de calcul

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

❖ **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles  $M_P$  doit être inférieure à 43 % du poids propre du tablier  $M_T$  (Voir Le Chapitre V).

**Application Numérique :**

$$M_P = \rho \times \Sigma (S_i \times h_i) ;$$

$$M_P = 25 \times 10,44 \times ((5,6+5,75+5,8+7,65 +7,45+9,25+8,75) -1,5) + 25 \times 23,94 \times 1,5 ;$$

$$M_P = 16659 \text{ KN} ;$$

$$M_T = 109\,471,16 \text{ KN} ;$$

$$0,43 M_T = 47072,6 \text{ KN} ;$$

$$M_P \leq 0,43 M_T \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \quad \checkmark$$

❖ **Angle de biais :**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Il s'agit d'un pont sans biais  $\rightarrow$  Condition Vérifiée  $\checkmark$

❖ **Courbure de pont :**

L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

Il s'agit d'un pont avec une grande courbure en plan ( $R=1800 \text{ m}$ )  $\rightarrow$  Condition Vérifiée  $\checkmark$

❖ **Symétrie transversale :**

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique  $e_0$ ) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal :  $e_0 = |X_M - X_R| \leq 5\% L$

$$X_M = \frac{L}{2} \quad ; \quad X_R = \frac{\Sigma K_i \times X_i}{\Sigma K_i}$$

**Application Numérique :**

$$X_M = 400/2 = 200 \text{ m}$$

$$X_R = \frac{15,04 \times (32+88+144) + 15,02 \times (200+256) + 14,99 \times 312 + 15 \times 368}{105,15} = 199,87 \text{ m}$$

$$5\% L = 0,05 \times 400 = 20 \text{ m}$$

$$|200 - 199,87| = 0,13 \text{ m} \leq 20 \text{ m} \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \quad \checkmark$$

## X.2.3.3. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente  $F$  donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

- $M_T$  : est la masse effective totale de la structure :  $M_T = 109\,471,16 \text{ KN} = 109\,47,12 \text{ t}$  ;
- $S_a(T)$  : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0S \\ 2,5\eta AgS \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0S \end{cases}$$

- $(T_1, T_2) = f(S_2) \Rightarrow (T_1, T_2) = (0,15 ; 0,40)$  et  $S = 1,1$  ;
- $g$  : accélération de la pesanteur  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  ;
- $\xi$  : taux d'amortissement  $\xi = 5\%$  ;
- $\eta$  : facteur de correction de l'amortissement  $\eta = 1$  ;
- $S$  : coefficient du site ;
- $A$  : coefficient d'accélération.
- $T$  : période fondamentale de l'ouvrage  $T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M}{K}}$  ; «  $T = 1,86 \text{ s}$  ».

### Application Numérique :

$$\begin{aligned} T_2 < T < 3,00 \text{ s} &\Rightarrow S_a(T ; \xi) = 2.5 \eta A g S (T_2/T) \Rightarrow S_a = 1,45 \text{ m/s}^2 ; \\ F_L = M_T \times S_a(T) &\Rightarrow F_L = 1,45 \times 109\,471,16 \Rightarrow F_L = 15892,26 \text{ KN}. \end{aligned}$$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui :

$$F_{i-L} = \left( \frac{K_{i-L}}{K_L} \right) \times F, \quad d_{L(\text{tablier})} = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \times S_a$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

**Tableau X.4. Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.**

Appuis	C <sub>1</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>	P <sub>7</sub>	C <sub>2</sub>
<b>F<sub>L</sub> (KN)</b>	1269,87	1910,23	1910,06	1910,01	1907,09	1907,48	1903,13	1904,53	1269,87
<b>Déplacement du tablier (cm)</b>	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7

## X.2.3.4. Evaluation de l'effort sismique transversal

C'est la même étude comme dans le sens longitudinal mais en séparant chaque pile de l'autre et on trouve :

Tableau X.5. Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui.

Appuis	C <sub>1</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>	P <sub>7</sub>	C <sub>2</sub>
M(t)	455,07	1218,15	1521,15	1521,16	1521,64	1521,59	1522,06	1218,04	455,07
T(s)	1,34	1,79	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,79	1,34
Sa (m/s <sup>2</sup> )	2,01	1,51	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,51	2,02
F <sub>T</sub> (KN)	915,9	1837,66	2054,25	2054,24	2053,63	2053,72	2052,64	1836,64	915,9
Déplacement du tablier (cm)	9,16	12,21	13,65	13,65	13,66	13,66	13,67	12,22	8,69

Avec :

- M = poids de pile + poids d'une travée

**NB** : pour la culée on prend uniquement la masse d'une moitié d'une travée car elle ne rentre pas dans leurs vérifications

### X.2.3.5. Evaluation de l'effort sismique vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) ou (IIa) selon le R.P.O.A, est négligeable.

### X.2.3.6. Combinaisons des efforts sismiques :

D'après le R.P.O.A, les combinaisons des efforts sismiques orthogonales sont employées pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme données par les expressions :

$$\begin{aligned} E_{\text{long}} &= E_x + 0,3 \times (E_y + E_z) ; \\ E_{\text{trans}} &= E_y + 0,3 \times (E_x + E_z) ; \\ E_{\text{vert}} &= E_z + 0,3 \times (E_x + E_y). \end{aligned}$$

On s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 6 [Le détail de calcul (Voir L'ANNEXE C)].

Tableau X.6. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Direction d'effort	Effort sismique pile 6 (KN)
E <sub>long</sub>	2 518,92
E <sub>trans</sub>	2 623,58
E <sub>vert</sub>	1 186,73

## X.2.4. Descend des charges

### X.2.4.1. Efforts dus à la pile et au tablier

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 sa base.

Tableau X.7. Evaluations des efforts de la pile la plus haute.

	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
G Pile	2920,5	/	/
G Dé d'appui	25	/	/

G Tablier	15337,2	/	/
A(l)	1858,65	/	/
D240	2354,83	/	/
Bc	1811,19	/	/
Bt	818,29	/	/
Mc 120	984,7	/	/
Freinage Bc	/	35,93	350,3175
Freinage A(l)	/	40,59	395,7525
H <sub>T</sub>	/	715,5	6976,125
H <sub>fl+r</sub> (Ret + flu)	/	756,37	7374,6075
Séisme longitudinal	/	2 623,58	25579,87
Séisme transversal	/	2 518,92	24559,47

**NB<sub>1</sub>** : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- ✓ Bas de la pile ;
- ✓ Centre de la pile.

**NB<sub>2</sub>** : Les forces horizontales sont appliquées au niveau de l'extrémité inférieure de l'appareil d'appui, Alors, le bras de levier est égal à : **H = H<sub>de d'appui</sub> + H<sub>pile</sub> = 9,75 m.**

### X.2.4.2. Combinaison des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans **Le Chapitre V.**

**Tableau X.8. Combinaison des efforts.**

Cas	Combinaisons	Cas	Combinaisons
ELS	G + 1,2A(l) + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>	ELA longitudinal	G + E <sub>X</sub> + 0,2A(l) + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>
	G + D240 + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>		G + E <sub>X</sub> + 0,2D240 + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>
	G + 1,2Bc + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>		G + E <sub>X</sub> + 0,2Bc + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>
	G + Mc120 + 0,6H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>		G + E <sub>X</sub> + 0,2Mc120 + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>
ELU	1,35G + 1,6A(l) + 0,9H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>	ELA transversal	G + E <sub>y</sub> + 0,2A(l) + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>
	1,35G + 1,35D240 + 0,9H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>		G + E <sub>y</sub> + 0,2D240 + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>
	1,35 G + 1,6Bc + 0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>		G + E <sub>y</sub> + 0,2Bc + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>
	1,35G + 1,35Mc120 + 0,9 H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>		G + E <sub>y</sub> + 0,2Mc 120 + 0,4H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>

### X.2.5. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus haute « **Pile 6** » :

$$I_x = 25,07 \text{ m}^2 ; I_y = 42,04 \text{ m}^2 ; S = 10,44 \text{ m}^2 ; h = 9,25 \text{ m}$$

L'élancement  $\lambda$  doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

Avec :

- ✓  $l_f$  : la longueur du flambement de la pile la plus haute :  $l_f = 2 \times h = 18,5 \text{ m}$  ;
- ✓  $i$  : rayon de giration.

## Application Numérique :

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 2 \text{ m} \rightarrow \lambda = 9,25 \leq 70 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \quad \checkmark$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 1,55 \text{ m} \rightarrow \lambda = 11,94 \leq 70 \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \quad \checkmark$$

## X.2.6. Evaluation des charges Sismique de la pile

Dans les trois directions des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique la même formule pour l'évaluation des charges Sismique du tablier :

$$FL = M_p \times Sa(T)$$

- $M_p$  : est la masse de la pile + dé d'appui :  $M_p = 2945,50 \text{ KN} = 294,55 \text{ t}$  ;
- $Sa(T)$  : est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$Sad(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0S \\ 2,5\eta AgS \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0S \end{cases}$$

- $(T_1, T_2) = f(S_2)$  è  $(T_1, T_2) = (0,15 ; 0,40)$  et  $S = 1,1$  ;
- $g$  : accélération de la pesanteur  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  ;
- $\xi$  : taux d'amortissement  $\xi = 5 \%$  ;
- $\eta$  : facteur de correction de l'amortissement :  $\eta = 1$  ;
- $S$  : coefficient du site ;
- $A$  : coefficient d'accélération.
- $T$  : période fondamentale de l'ouvrage  $T = 1,784 \times \sqrt{\frac{\rho Ah^4}{EI}}$  ;
- $\rho$  : masse volumique de béton  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
- $A$  : section horizontale de la pile  $A = 12,08 \text{ m}^2$
- $h$  : hauteur de la pile + dé d'appuis.
- $E$  : module de Young = 33 000 MPa
- $I$  : moment d'inertie  $I_{\text{long}} = 25,07 \text{ m}^4$  ;  $I_{\text{trans}} = 42,04 \text{ m}^4$

### X.2.6.1. Composantes horizontales

#### Application Numérique :

$$\begin{aligned} T_{\text{trans}} = 0,025 \text{ s} < 0,15 \rightarrow Sa_{\text{trans}}(T; \xi) &= A \times S \times g \times (1 + (T/T_1) \times (2,5\eta - 1)) \rightarrow Sa_{\text{trans}} = 3,37 \text{ m/s}^2 \\ F_{\text{trans}} &= M_T \times Sa(T) \rightarrow F_{\text{trans}} = 3,37 \times 294,55 \rightarrow F_{\text{trans}} = 0,99 \text{ MN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{\text{long}} = 0,032 \text{ s} < 0,15 \rightarrow Sa_{\text{long}}(T; \xi) &= A \times S \times g \times (1 + (T/T_1) \times (2,5\eta - 1)) \rightarrow Sa_{\text{long}} = 6,74 \text{ m/s}^2 \\ F_{\text{long}} &= M_T \times Sa(T) \rightarrow F_{\text{long}} = 6,74 \times 294,55 \rightarrow F_{\text{long}} = 1,99 \text{ MN.} \end{aligned}$$

## X.2.6.2. Composante Verticale

On utilise la relation qui correspond à la zone maximale :

### Application Numérique :

$$Sa_{\text{vert}} (T ; \xi) = 2,5 \times A \times \alpha \times g \times \eta = 2,5 \times 0,25 \times 0,7 \times 9,81 \times 1 = 4,29 \text{ m/s}^2$$

$$F_{\text{vert}} = M_T \times Sa (T) \rightarrow F_{\text{vert}} = 4,29 \times 294,55 \rightarrow F_{\text{vert}} = 1,26 \text{ MN.}$$

Tableau X.9. Evaluation des actions sismiques.

	N (KN)	V <sub>L</sub> (KN)	V <sub>T</sub> (KN)	H (m)	M <sub>L</sub> (KN.m)	M <sub>T</sub> (KN.m)
Pile	1264,17	1986,56	993,49	4,88	9684,5	4843,24
Tablier	1186,73	2518,92	2623,58	9,75	24559,47	25579,87

## X.2.7. Ferrailage de la pile

### X.2.7.1. Sollicitations les plus défavorables

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans *Le Tableau.X.10* [Le détail de calcul (Voir *L'ANNEXE C*)].

Tableau X.10. Sollicitation les plus défavorables pour la pile « 6 ».

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
<b>ELU</b>	<b>27655,49</b>	1465,26	14286,32
<b>ELS</b>	<b>20513,08</b>	1234,38	12035,19
<b>ELA longitudinal</b>	19273,84	<b>2805,38</b>	<b>36595,15</b>
<b>ELA transversal</b>	18233,49	<b>2805,38</b>	<b>26034,34</b>

### X.2.7.2. Ferrailage longitudinales (*Voir Figure X.4*)

Pour le calcul des armatures a la flexion composée, on a utilisé de RENE WALTHER l'abaque pour le dimensionnement des sections en béton armé section creuse (*Figure X.2*).

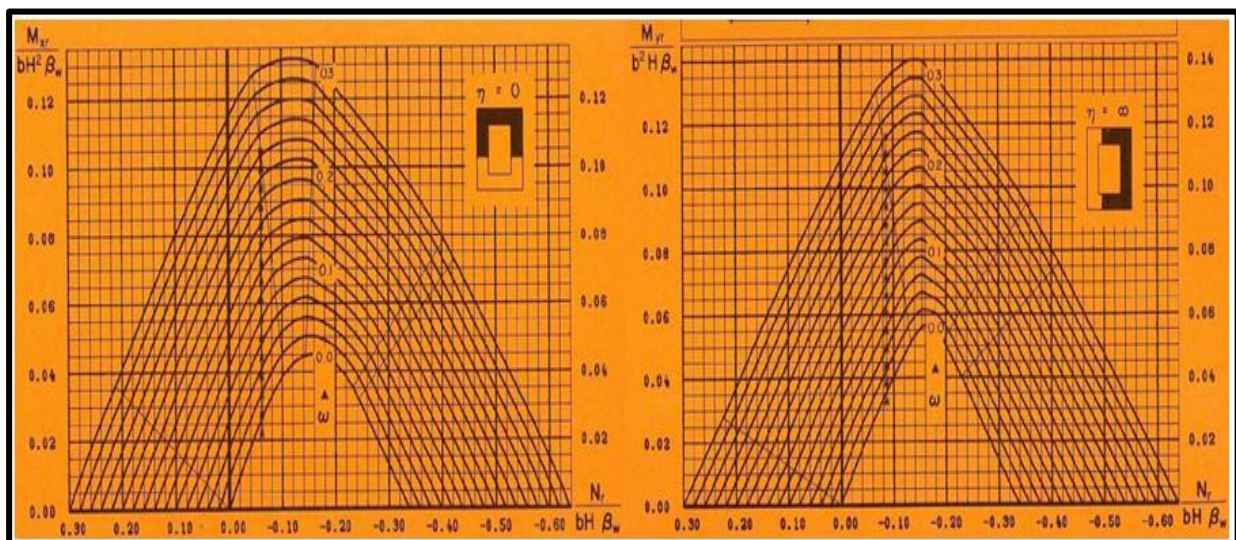


Figure X.2. Abaque de WALTHER.

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion

- ✓  $N = 27655,49 \text{ KN}$  sous la combinaison ELU ;
- ✓  $M_{\text{longitudinale}} = 36595,15 \text{ KN.m}$  sous la combinaison ELA ;
- ✓  $M_{\text{transversale}} = 26034,34 \text{ KN.m}$  sous la combinaison ELA.

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_{\text{long}}}{h} \leq \frac{t_{\text{trans}}}{b} \rightarrow 0,1 \leq 0,14 \rightarrow \text{Condition d'orientation vérifiée} \quad \checkmark$$

Avec :

- ✓  $t_{\text{trans}}$  ,  $t_{\text{long}}$  : sont les épaisseurs de la section ;
- ✓  $h$  ,  $b$  : sont les grandes dimensions de la section.

### ❖ Les efforts intérieurs relatifs :

$$m_{\text{trans}} = \frac{M_{\text{trans}}}{h^2 \times b \times f_{c28}} = \frac{26034,34}{4,2^2 \times 5,7 \times 27 \times 10^3} = 0,0096 ;$$

$$m_{\text{long}} = \frac{M_{\text{long}}}{b^2 \times h \times f_{c28}} = \frac{36595,15}{5,7^2 \times 4,2 \times 27 \times 10^3} = 0,0099 ;$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{27655,49}{5,7 \times 4,2 \times 27 \times 10^3} = 0,043.$$

### ❖ Le rapport des moments relatifs $\eta$ :

$$\rightarrow \eta = m_{\text{long}} / m_{\text{trans}} = 1,03 \rightarrow \eta = 1,03 \geq 1$$

**NB :** Lorsque le rapport  $\eta$  dépasse 1, la section est réorientée par une inversion de ses paramètres. Cette procédure pourrait s'avérer quelque peu ardue pour la section rectangulaire creuse, vu la présence des deux paramètres ( $t_{\text{long}}$ ,  $t_{\text{trans}}$ ) engendrés par les épaisseurs des parois.

La solution adoptée consiste à passer de la flexion composée autour de l'un des axes principaux à la flexion composée autour de l'autre. Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale  $\omega$ , associée à cette dernière approche.

### ❖ Direction longitudinale ( $\eta = \infty$ et $\omega = 0,08$ ) :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,08 \times 5,7 \times 4,2 \times 27}{500} = 1034,42 \text{ cm}^2$$

### ❖ Direction transversale ( $\eta = 0$ et $\omega = 0,08$ ) :

On trouve la même :  $F_a = 1034,42 \text{ cm}^2$

Alors :

- ✓  $A_{Sb} = 0,21 F_a = 217,18 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on prend 46 HA25 = 225,80 cm<sup>2</sup> avec St = 18 cm ;
- ✓  $A_{Sh} = 0,29 F_a = 299,92 \text{ cm}^2 \rightarrow$  on prend 62 HA25 = 304,34 cm<sup>2</sup> avec St = 18 cm ;

### X.2.7.3. Condition de non fragilité

Selon le règlement BAEL91, On a :

$$A_{s, \text{min}} \geq 0,23 \times h \times b \times f_{tj} / f_e$$

### ❖ Application Numérique :

$$A_{Sb, \text{min}} \geq 21,45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \quad \checkmark$$

$$A_{Sh, \text{min}} \geq 29,10 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \quad \checkmark$$

## X.2.7.4. Ferrailage transversal (*Voir Figure X.4*)

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 :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

- $S_t$  : l'espacement des armatures transversales en mm.  
 $S_t = \text{Min} (24.\Phi_t; 8.\Phi_L; 0,25.d) = \text{Min} (24 \times 1,6; 8,3 \times 3,2; 0,25 \times 0,9 \times 570) = 25,6 \text{ cm};$   
 $\rightarrow$  soit  $S_t = 25 \text{ cm}$  ;
- $d$  : hauteur utile ;
- $\Phi_t$  : diamètre des armatures transversales ;
- $\Phi_L$  : diamètre des armatures longitudinales ;
- $A_L$  : la section totale des armatures longitudinales ;
- $f_{el}, f_{et}$  : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales;

$$A_t(\text{coté b}) \geq \frac{225,8 \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{250}{100} = 35,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{coté h}) \geq \frac{304,34 \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{250}{100} = 47,55 \text{ cm}^2$$

On prend pour les deux cas  $24\text{HA}16 = 48,25 \text{ cm}^2$ .

## X.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont, Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

- ✓ Vu les données naturelles de notre site on opte pour une culée remblayée qui est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.

### X.3.1. Pré-dimensionnement de la culée

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.Calgaro intitulé : *Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants »*.

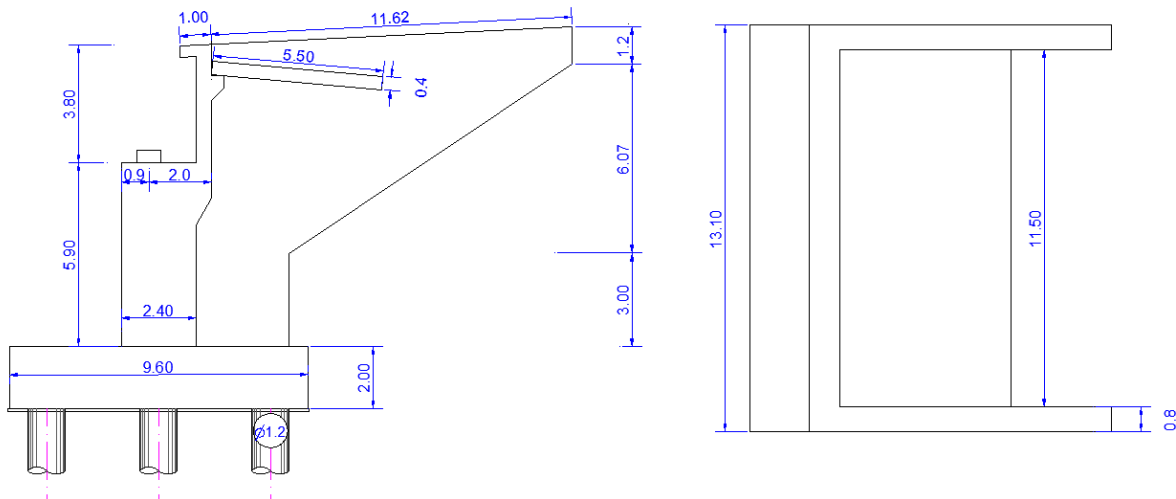


Figure X.3. Les dimensions des éléments de la culée.

**Tableau X.11. Les dimensions des éléments de la culée.**

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
<b>Mur frontale</b>	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$H_{m\text{gg}} = 5,9 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = 2,4 \text{ m}$ $L_{m\text{gg}} = 13,1 \text{ m}$
<b>Mur de garde grève</b>	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\text{gg}} = 3,80 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = \max(0,30 \text{ m} ; h/8) = 0,5 \text{ m}$ $L_{m\text{gg}} = L_{\text{tablier}} - 2 e_{M \text{ en retour}} = 11,5 \text{ m}$
<b>Corbeau (arrière)</b>	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	$L_{\text{co}} = 11,5 \text{ m}$ $H_{\text{co}} = 0,8 \text{ m}$ $h_{\text{co}} = 0,4 \text{ m}$ $e_{\text{co}} = 0,4 \text{ m}$
<b>Dalle de transition</b>	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	$L_{\text{dt}} = \text{Min} [6\text{m} ; \text{Max} (3\text{m} ; 0,6 h_{\text{remblai}})]$ $L_{\text{dt}} = 5,5 \text{ m}$ $e_{\text{dt}} = 0,4 \text{ m}$
<b>Mur en retour</b>	Porteur des corniches et soutien des remblais	$S_{M\text{r}} = 79,48 \text{ m}^2$ $e_{M\text{r}} = 0,8 \text{ m}$
<b>La semelle</b>	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$l_s = 9,6 \text{ m}$ $E_s = 2 \text{ m}$ $L_s = 13,2 \text{ m}$

**X.3.2. Vérification de la stabilité de la culée**

- ✓ Elle se fera à vide et en service dans les conditions normales et sismiques.

**X.3.2.1. Evaluation des efforts dû aux poussées**

Les efforts agissant sur la culée sont les suivants :

- ✓ Efforts horizontaux et verticaux dû aux poids propre de la culée ;
- ✓ La charge descendante du tablier ;
- ✓ Poids des terres ;
- ✓ Effet du séisme et du freinage ;
- ✓ Poussée des terres.

❖ **Calcul du coefficient de poussée :**

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le **RPOA** :

$$K_{\text{ad}} = \frac{(\cos(\varphi - \theta))^2}{(\cos \theta)^2 \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

- $\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;
- $\beta = 0$  : angle de talus avec l<sub>i</sub> horizontale ;

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_H}{1 \pm K_V}\right)$$

- $K_H$  : Coefficient sismique horizontal ;
- $K_V$  : Coefficient sismique vertical,  $K_V = 0,3 \times K_H$ ;

Tableau X.12. Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$

Conditions		Notation	$k_H$	$k_V$	$\theta^\circ$	$K_{ad}$ (rad)
Conditions normales		CN	0	0	0	0,33
Conditions sismiques	Horizontal ( $1+k_V$ )	C1	0,25	0,075	13,09	0,50
	Horizontal ( $1-k_V$ )	C2	0,25	-0,075	15,12	0,54
	vertical	C3	0	0,075	0	0,33

❖ **Calcul des poussées dues aux terres :**

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \times \gamma (1 \pm K_V) K_{ad} \times H^2 \times L$$

- $H$  : est la hauteur du mur ;
- $\gamma$  : est le poids des terres  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^2$  ;

### X.3.2.2. Etude statique de la culée

Tableau X.13. Evaluation des charges statiques (éléments culée + poussées des terres et surcharge +réaction tablier et ces surcharge).

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux $F_V$ (KN)	Efforts horizontaux $F_H$ (KN)	Levier $\langle v \rangle$ (m)	Levier $\langle h \rangle$ (m)	$M_V$ (KN.m)	$M_H$ (KN.m)
Semelle	6336,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	4861,65	/	0,07	5,06	340,32	/
DDT	356,50	/	3,26	10,80	1162,19	/
Mur en R	2633,20	/	5,47	8,42	14403,60	/
Corbeau	69,00	/	1,88	10,39	129,72	/
MGG	595,13	/	1,41	9,94	839,13	/
Poids des Terres Amot	5903,64	/	3,12	6,10	18419,36	/
Poids des T sur DDT	496,80	/	3,73	12,35	1853,06	/
Poussée Mur Frontal	/	2585,19	/	-4,90	/	-12667,44
Poussée Semelle	/	1677,93	/	-0,91	/	-1534,97
Poussée DDT	/	12,30	/	-10,90	/	-134,02
Poids Sur $10\text{kN/m}^2$	345,00	/	3,00	/	1035,00	/
Poussée Sur $10\text{kN/m}^2$	/	444,02	/	-5,85	/	-2597,49
$R_g$	5907,52	/	-0,30	/	-1772,26	/
$R_{(Al)}$	1409,24	/	-0,30	/	-422,77	/
$R_{bc}$	1419,09	/	-0,30	/	-425,73	/

R <sub>Mc120</sub>	900,33	/	-0,30	/	-270,10	/
R <sub>D240</sub>	1684,77	/	-0,30	/	-505,43	/
H <sub>f+r</sub>	/	900,59	/	-7,90	/	-7114,62
H <sub>T°</sub>	/	851,95	/	-7,90	/	-6730,43
Freinage A1	/	27,08	/	-7,90	/	-213,93
Freinage Bc	/	23,97	/	-7,90	/	-189,36
<b>Somme</b>	<b>32888,22</b>	<b>6523,02</b>	<b>/</b>	<b>/</b>	<b>34786,09</b>	<b>-31182,27</b>

**NB** : Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé :

- ✓ Bas de la semelle ;
- ✓ Centre de la semelle.

Les combinaisons et les sollicitations sont montrés dans *L'ANNEXE C*.

### X.3.2.3. Etude sismique de la culée

- ✓ Les efforts verticaux et horizontaux permanents de l'étude statique seront multipliés par les coefficients  $K_v$  et  $K_h$  respectivement pour avoir leurs effets sismiques ;
- ✓ Une poussée dynamique ou le  $K_0$  est remplacé par  $(1+K_v)$  et  $(1-K_v)$ .

Le détail de calcul dans *L'ANNEXE C*.

#### ❖ Évaluation des charges sismiques permanentes :

Tableau X.14. Evaluation total des charges sismiques (éléments culée + poussées des terres et surcharge).

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux F <sub>V</sub> (KN)	Efforts horizontaux F <sub>H</sub> (KN)	M <sub>V</sub> (KN.m)	M <sub>H</sub> (KN.m)
<b>Total</b>	<b>1593,89</b>	<b>5312,98</b>	<b>2786,05</b>	<b>26434,46</b>

#### ❖ Évaluation des charges sismiques dues à la poussée dynamique des terres :

Tableau X.15. Valeurs extrêmes de la Poussée dynamique.

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux F <sub>V</sub> (KN)	Efforts horizontaux F <sub>H</sub> (KN)	M <sub>H</sub> (KN.m)
<b>P<sub>ad</sub> MAX</b>	/	<b>7646,10</b>	<b>29819,81</b>
<b>P<sub>ad</sub> MIN</b>	/	<b>7053,73</b>	<b>27509,54</b>

Par sommation on aura les valeurs suivantes :

Tableau X.16. Sommation des efforts sismique de la culée

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux F <sub>V</sub> (KN)	Efforts horizontaux F <sub>H</sub> (KN)	M <sub>V</sub> (KN.m)	M <sub>H</sub> (KN.m)
<b>CAS 1</b>	/	<b>12959,08</b>	/	<b>56254,26</b>
<b>CAS 2</b>	/	<b>12366,71</b>	/	<b>53944,00</b>
<b>CAS 3</b>	<b>1593,89</b>	/	<b>2786,05</b>	/

## ❖ Evaluation des charges sismiques due au tablier :

Les composantes du séisme sont calculées auparavant et elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau X.17. Effort sismique du tablier agissant sur la culée

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux F <sub>V</sub> (KN)	Efforts horizontaux F <sub>H</sub> (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	M <sub>V</sub> (KN.m)	M <sub>H</sub> (KN.m)
Séisme Tablier	655,74	1544,64	0,30	7,9	196,72	12202,68

La sommation des efforts sismique de la culée et de la poussée dynamique avec l'effet sismique du tablier sur la culée se fera à la racine des carrés de leurs valeurs.

Les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau X.18. Somme des efforts sismiques du tablier et de la culée

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux F <sub>V</sub> (KN)	Efforts horizontaux F <sub>H</sub> (KN)	M <sub>V</sub> (KN.m)	M <sub>H</sub> (KN.m)
CAS 1	/	13050,81	/	57562,55
CAS 2	/	12462,80	/	55306,97
CAS 3	1723,51	/	2779,10	/

## ❖ Combinaison d'action :

Les valeurs trouvées dans le tableau précédent seront combinées avec la somme des efforts permanents de la culée et les deux valeurs extrêmes du tablier de l'étude statique.

Tableau X.19. Somme des efforts permanents de la culée avec les extrêmes du tablier (statique)

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux F <sub>V</sub> (KN)	Efforts horizontaux F <sub>H</sub> (KN)	M (KN.m)
R <sub>max</sub>	21588,87	1246,78	25476,43
R <sub>min</sub>	21431,98	1246,16	25424,45

Les efforts sismiques finaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux X.20. Combinaison d'actions au pied de la culée (ELA)

	Efforts verticaux F <sub>V</sub> (KN)	Efforts horizontaux F <sub>H</sub> (KN)	M (KN.m)	R1(KN)	R2(KN)	R3(KN)
P <sub>max</sub> - H + 0,3V	22105,92	14297,60	-31252,39	757,01	1842,16	2927,31
P <sub>min</sub> - H - 0,3V	20914,93	13708,96	-30716,24	676,37	1742,91	2809,45
P <sub>max</sub> + V - 0,3H	23312,38	5162,03	10986,77	2324,18	1942,70	1561,21
P <sub>min</sub> - V - 0,3H	19708,47	4985,00	6053,27	1852,56	1642,37	1432,19

Où :

- P<sub>max</sub> : Effort statique maximal ;
- P<sub>min</sub> : Effort statique minimal ;
- H : Effort sismique horizontal ;

- **V** : Effort sismique vertical.

### X.3.3. Ferrailage des éléments de la culée

#### X.3.3.1. Le mur garde grève

##### ❖ Evaluation des efforts :

- ✓ Moments des poussées des terres

$$M_P = \frac{P \times H}{3} \quad \text{avec} \quad P = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_{ad} \times H^2 \times L$$

Avec :

- **H** : hauteur des remblais, **H = 3.8 m** ;
- **K<sub>ah</sub>** : coefficient de poussée des terres, **K<sub>ah</sub> = 0.33** ;
- **L** : longueur des remblais, **L = 1 m**.

$$M_{P-ELS} = 54,32 \text{ KN.ml}$$

$$M_{P-ELU} = 73,34 \text{ KN.ml}$$

- ✓ Moment dû à la force de freinage **M<sub>f-Bc</sub>**

Le moment dû à la force de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times H}{0,25 + 2H}$$

Avec :

- **μ** : Coefficient de pondération, **μ = 1,6** à ELU et **1,2** à ELS ;
- **P = 60 KN**

$$M_{f-ELS} = 69,71 \text{ KN.ml}$$

$$M_{f-ELU} = 92,94 \text{ KN.ml}$$

- ✓ Poussée d'une charge locale situé en arrière du mur garde grève

$$M_{PS} = \frac{12 \times K}{0,75 + 2H} \int_0^H \frac{H - X}{0,25 + X} dX \quad \text{avec} \quad K = K_{ah} \times b_c \times \delta \times \mu$$

Avec :

- **μ** : Coefficient de pondération, **μ = 1,6** a ELU et **1,2** à ELS ;
- **b<sub>c</sub>** : Coefficient de pondération du système Bc (Voir **Chapitre V**) ;
- **δ** : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai (voir **chapitre V**) ;
- **H** : hauteur de mur garde grève.

$$M_{PS-ELS} = 57,90 \text{ KN.ml}$$

$$M_{PS-ELU} = 77,21 \text{ KN.ml}$$

##### ❖ Combinaison d'action :

$$M_{ELS} = 1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q \quad M_{ELS} = 181,93 \text{ KN.ml}$$

$$M_{ELU} = M_G + 1,2 \times M_Q \quad M_{ELU} = 243,48 \text{ KN.ml}$$

### ❖ Ferrailage (Voir Figure X.4) :

Le mur garde Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- ✓ **Section d'acier** : avec logiciel de calcul on trouve  $A_s = 17.9 \text{ cm}^2$ , On prend **6 HA20/ml** ( $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$ ). Avec  $St = 16,5 \text{ cm}$  ;
- ✓ **Armatures transversales** :  $A_{st} = A_s/4$  ; Soit : **6 HA12/ml** avec  $St = 16,5 \text{ cm}$  ;
- ✓ **Armature de construction** :  $A's = A_s/3$  ; Soit : **6 HA12/ml** avec  $St = 16,5 \text{ cm}$ .

### X.3.3.2. La dalle de transition

#### ❖ Evaluation des efforts :

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

- ✓ **Remblais** :  $G_{\text{remblais}} = 18 \times 0,6 \rightarrow G_{\text{remblais}} = 10,8 \text{ KN/ml}$  ;
- ✓ **Poids propre de la dalle** :  $G_{P.Dalle} = 25 \times 0,4 \rightarrow G_{P.dalle} = 10 \text{ KN/ml}$  ;
- ✓ **Revêtement** :  $G_{\text{Revêtement}} = 24 \times 0,08 \rightarrow G_{\text{Revêtement}} = 1,92 \text{ KN/ml}$  ;
- ✓ **Surcharge d'exploitation** :  $\rightarrow Q = 10 \text{ KN/ml}$ .

#### ❖ Combinaison d'actions :

Tableau X.21. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	1.35G +1.6Q	172,70	125,60
ELS	G +1.2Q	131,29	95,48

### ❖ Ferrailage (Voir Figure X.4) :

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée Préjudiciable.

- ✓ **Section d'acier** :  $A_s = 16 \text{ cm}^2$  On prend **6HA20/ml**, ( $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$ ). Avec  $St=16,5\text{cm}$  ;
- ✓ **Armatures transversales** :  $A_{st} = A_s/4$  Soit : **6 HA12/ml** avec  $St = 16,5 \text{ cm}$  ;
- ✓ **Armature de construction** :  $A's = A_s/3$  ; Soit : **6 HA12/ml** avec  $St= 16,5 \text{ cm}$ .

### X.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

#### ❖ Evaluation des efforts :

##### ✓ Réaction due au poids des remblais

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Rem}} = \frac{q \times L}{2}$$

Avec :

- **L** : longueur de la dalle de transition ;
- **q** : charges des remblais ;  $q = q_{\text{remblais}} + q_{\text{revêtement}} + q_{p \text{ dalle}}$ .

#### Application Numérique :

$$R_{\text{Rem}} = \frac{22,72 \times 5,5}{2} = 62,48 \text{ KN/ml}.$$

### ✓ Réaction des surcharges sur remblais

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{\text{sur}} = \frac{q \times L}{2}$$

Avec :

- $q$  : charge due au poids de la dalle de transition.

### Application Numérique :

$$R_{\text{sur}} = \frac{10 \times 5,5}{2} = 27,5 \text{ KN/ml}$$

### ✓ Réaction due au poids du corbeau

$$R_{\text{Cor}} = V \times \gamma$$

Avec :

- $V$  : volume du corbeau ;
- $\gamma$  : densité du béton ;
- $R_{\text{Cor}} = 0,24 \times 25 = 6 \text{ KN/ml}$ .

### ❖ Combinaison d'actions :

$$R_{\text{ELU}} = 1,35 \times MG + 1,6 \times MQ = 134,6 \text{ kN/ml .}$$

$$R_{\text{ELS}} = MG + 1,2 \times MQ = 101,48 \text{ KN/ml .}$$

### ❖ Ferraillage (Voir Figure X.4) :

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- ✓ **Section d'acier** :  $A_s = 12,8 \text{ cm}^2$  On prend **7 HA16 /ml** avec  $St = 14 \text{ cm}$  ;
- ✓ **Armatures transversales** :  $A's = A_s/4$  ; Soit : **6 HA10/ml** avec  $St = 16,5 \text{ cm}$ .

### X.3.3.4. Le Mur en retour

#### ❖ Evaluation des efforts :

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- ✓ Poussée des terres :  $P_{\text{terres}} = 18 \times 0,333 \times 9,7 = 58,14 \text{ KN/ml}$  ;
- ✓ Poussée des surcharges de remblais :  $P_{\text{sr}} = 10 \times 0,333 = 3,33 \text{ KN/m}^2$  ;
- ✓ Poids de CCP (glissière de sécurité + corniches) :  $P_{\text{CCP}} = 3,6 \text{ KN/ml}$  ;
- ✓ Poids propre du mur (calcul automatiquement).

#### ❖ Combinaisons des efforts

$$\text{E.L.S : } M = (M_{\text{pp}} + M_{\text{CCP}} + M_{\text{pt}}) + 1,2 M_{\text{ps}}.$$

$$\text{E.L.U : } M = 1,35(M_{\text{pp}} + M_{\text{CCP}} + M_{\text{pt}}) + 1,6 M_{\text{ps}}.$$

Tableau X.22. Résultats du mur en retour.

	$M_{\text{ELU}}$ ( KN.m/ml)	$M_{\text{ELS}}$ ( KN.m/ml)	$N_{\text{ELU}}$ (KN/ml)	$N_{\text{ELS}}$ (KN/ml)
Sens verticale	442,63	332,08	500	350
Sens horizontale	720	520	/	/

### ❖ Ferraillage (Voir Figure X.4) :

Le mur en retour est sollicité verticalement par une flexion composée et horizontalement par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

#### ✓ Ferraillage verticale

**Coté remblais :** avec robot expert  $A_s = 12,5 \text{ cm}^2$ , On prend **5HA20/ml** ( $A_s = 15,71 \text{ cm}^2$ ), avec  $St = 20 \text{ cm}$ .

**Coté extérieure :**  $A_s' = A_s/3 = 4,17$  On prend **5HA12/ml** ( $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ) avec  $St = 20 \text{ cm}$ .

#### ✓ Ferraillage horizontale

**Coté remblais :** avec robot expert  $A_s = 38,9 \text{ cm}^2$ , On prend **8HA25/ml** ( $A_s = 39,27 \text{ cm}^2$ ) avec  $St = 12,5 \text{ cm}$ .

**Coté extérieure :**  $A_s' = A_s/3 = 12,97$  On prend **8HA16/ml** ( $A_s = 16,08 \text{ cm}^2$ ) avec  $St = 12,5 \text{ cm}$ .

### X.3.3.5. Le Mur frontal

Le mur frontal étant un élément encasté à sa base travaillant à la flexion composée et il est sollicité par :

- ✓ Charges permanentes (poids propre de la superstructure et la poussée des terres) ;
- ✓ Les surcharges sur remblais et les surcharges d'exploitations.

La combinaison la plus défavorable est comme suit : [Détail de calcul (Voir *L'ANNEXE C*)].

Tableaux X.23. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

CAS	combinaison	N (KN/ml)	H (KN/ml)	M( KN.m/ml)
ELS MAX	<b>G+0.6T+1.2Q</b>	937,91	344,61	-1228,35
ELU MAX	<b>1.35G+0.9T+1.6Q</b>	1266,18	470,44	-1413,77

### ❖ Ferraillage (Voir Figure X.4) :

✓ **Section d'acier :** Avec logiciel de calcul on trouve  $A_s = 24 \text{ cm}^2$  On prend **8 HA20/ml** avec  $St = 12,5 \text{ cm}$  ;

✓ **Armatures transversales :**  $A_{st} = A_s/4$  ; Soit : **6 HA12/ml** avec  $St = 16,5 \text{ cm}$  ;

✓ **Armature de construction :**  $A_s' = A_s/3$  ; Soit : **8 HA12/ml** avec  $St = 12,5 \text{ cm}$ .

## X.4. ETUDE DES FONDATIONS

### X.4.1. Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

#### X.4.1.1. Dimensionnement de la semelle

##### ❖ Pré dimensionnement 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,

L'entraxe entre pieux est pris égal à  $3\phi$  pour éviter toute influence que ça soit en termes mécanique ou d'exécution.

Puisque la descente de charge est importante, on a opté pour 3 rangés de 4 pieux dans les deux cas.

✓ **La Largeur :**

$$B = (N-1) \times L + 2\phi \rightarrow B = 9,6 \text{ m} .$$

✓ **La longueur :**

$$L_s = (N-1) \times L + 2\phi \rightarrow L_s = 13,2 \text{ m} \text{ pour les deux cas la pile et la culée .}$$

✓ **La hauteur :**

$$H_t \geq L / 2,5 \quad H_t \geq 1,44 \text{ m} \rightarrow H_t = 2 \text{ m pour les deux cas la pile et la culée .}$$

Avec:

- N : étant le nombre de rangés des pieux ;
- L : entraxe entre deux files ( $L = 3 \phi$ ) ;
- $\phi$ : diamètre des pieux (1,2 m).

### X.4.1.2. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment [Le détail de calcul (Voir *L'ANNEXE C*)]:

**Tableau X.24. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.**

Etat	Sous la pile			Sous la culée		
	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	36414,27	1400,32	13653,12	38935,78	7477,51	14246,07
ELS	26973,53	1185,67	11560,28	28862,34	5715,940	9147,70
ELA	27060,36	3221,68	43959,92	23312,38	5162,03	10986,77

### X.4.1.3. Nombre des pieux

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 ;
- $Q_p$  : capacité portante à la pointe d'un pieu a l'ELS.

**Tableau X.25. Nombre de pieux sous la semelle.**

Sous la pile		Sous la culée	
$N_{max}$ (KN)	26973,53	$N_{max}$ (KN)	28862,34
$Q_p$ (KN)	4599	$Q_p$ (KN)	4740
$N_p$	5,86	$N_p$	6,1
<b>on prend</b>	12 pieux de 20 m de profondeur	<b>on prend</b>	12 pieux de 27 m de profondeur

### X.4.1.4. Effort revenant à chaque pieu

Il est calculé par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y X}{\sum X^2}$$

Avec :

- n : nombres des pieux ;

- $N$  : effort normal ;
- $M_x, M_y$  : moments dans les sens  $x, y$  ;
- $X = y = 3,6 \text{ m}$  : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau X.26. Les valeurs de  $N_{\max}$  et de  $N_{\min}$  pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	Cas de la pile			Cas de la culée		
	$N_{\max}$ (KN)	$N_{\min}$ (KN)	$Q_p$ (KN)	$N_{\max}$ (KN)	$N_{\min}$ (KN)	$Q_p$ (KN)
ELU	3513,48	2406,32	8001	3750,11	2526,61	9225
ELS	2655,31	1732,22	6092	2729,39	1920,03	7109
ELA	3781,42	728,64	9335	2927,31	676,37	10763

❖ Cas de la pile :

$$\begin{aligned} N_{\max\text{-elu}} &= 3513,48 \text{ KN} < 8001 \text{ KN} \\ N_{\max\text{-els}} &= 2655,31 \text{ KN} < 6092 \text{ KN} \\ N_{\max\text{-ela}} &= 3781,42 \text{ KN} < 9335 \text{ KN} \end{aligned} \quad \begin{aligned} &\rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement ;} \\ &\rightarrow \text{pas de risque de soulèvement.} \end{aligned}$$

$$N_{\min} > 0.$$

❖ Cas de la culée:

$$\begin{aligned} N_{\max\text{-elu}} &= 3750,11 \text{ KN} < 9225 \text{ KN} \\ N_{\max\text{-els}} &= 2729,39 \text{ KN} < 7109 \text{ KN} \\ N_{\max\text{-ela}} &= 2927,31 \text{ KN} < 10763 \text{ KN} \end{aligned} \quad \begin{aligned} &\rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement ;} \\ &\rightarrow \text{pas de risque de soulèvement.} \end{aligned}$$

$$N_{\min} > 0.$$

### X.4.1.5. Ferrailage (Voir Figure X.4)

On utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

- $h = H - d'$  ;
- $L$  : entraxe entre les pieux ;
- $b$  : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau X.27. La vérification des conditions de la méthode des bielles.

Cas de la pile		Cas de la culée	
$L$ (m)	3,6	$L$ (m)	3,6
$b$ (m)	1,2	$b$ (m)	2,4
$H$ (m)	2	$H$ (m)	2
$d'$ (m)	0,1	$d'$ (m)	0,1
$h$ (m)	1,9	$h$ (m)	1,9
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1,5	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1,2
$\alpha_1 = \alpha_2 = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)	51,74	$\alpha_1 = \alpha_2 = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)	57,75
Conditions	vérifiées	Conditions	vérifiées

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{L}{2} - \frac{b}{4} h$$

**Application Numérique :**

**Cas de la pile**

$N_{\text{Max-ELS}} = 2,6 \text{ MN};$

$N_{\text{Max-ELA}} = 3,7 \text{ MN};$

$\bar{\sigma}_a(\text{ELS}) = \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{ MPa};$

$\bar{\sigma}_a(\text{ELA}) = f_e = 500 \text{ MPa};$

$A_{s\text{-ELS}} = 61,58 \text{ cm}^2;$

$A_{s\text{-ELA}} = 58,42 \text{ cm}^2.$

**Cas de la culée**

$N_{\text{Max-ELS}} = 2,73 \text{ MN};$

$N_{\text{Max-ELA}} = 2,92 \text{ MN};$

$\bar{\sigma}_a(\text{ELS}) = \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{ MPa};$

$\bar{\sigma}_a(\text{ELA}) = f_e = 500 \text{ MPa};$

$A_{s\text{-ELS}} = 51,73 \text{ cm}^2;$

$A_{s\text{-ELA}} = 36,88 \text{ cm}^2.$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}}$ .

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1,9 + 1,2 = 3,1 \text{ m}$$

❖ **Pour la semelle sous la pile :**

✓ **Armatures transversales inférieure :**

$A_s = A_{s\text{-ELA}} / 3,1 = 19,86 \text{ cm}^2/\text{ml};$  Soit : **5 HA25/ml**, avec un espacement de 20 cm ;

✓ **Armatures transversales supérieure :**

$A_{s2} = A_s / 4 = 4,97 \text{ cm}^2/\text{ml};$  Soit : **5 HA12/ml**, avec un espacement de 20 cm ;

✓ **Armatures longitudinales inférieure :**

$A_{s1} = A_s / 2 = 9,93 \text{ cm}^2/\text{ml};$  Soit : **5 HA16/ml**, avec un espacement de 20 cm ;

✓ **Armatures longitudinales supérieure :**

$A_{s3} = A_s / 10 = 1,99 \text{ cm}^2/\text{ml};$  Soit : **5 HA10/ml**, avec un espacement de 20 cm ;

✓ **Armatures latérales :**

$A_{s4} = A_s / 10 = 1,99 \text{ cm}^2/\text{ml};$  Soit : **5 HA10/ml**, avec un espacement de 20 cm.

❖ **Pour la semelle sous la culée:**

✓ **Armatures transversales inférieure :**

$A_s = A_{s\text{-ELS}} / 3,1 = 16,68 \text{ cm}^2/\text{ml};$  Soit : **5 HA25/ml**, avec un espacement de 20 cm ;

✓ **Armatures transversales supérieure :**

$A_{s2} = A_s / 4 = 4,17 \text{ cm}^2/\text{ml};$  Soit : **5 HA12/ml**, avec un espacement de 20 cm ;

✓ **Armatures longitudinales inférieure :**

$A_{s1} = A_s / 2 = 8,34 \text{ cm}^2/\text{ml};$  Soit : **5 HA16/ml**, avec un espacement de 20 cm ;

✓ **Armatures longitudinales supérieure :**

$A_{s3} = A_s / 10 = 1,67 \text{ cm}^2/\text{ml};$  Soit : **5 HA10/ml**, avec un espacement de 20 cm ;

✓ **Armatures latérales :**

$A_{s4} = A_s / 10 = 1,67 \text{ cm}^2/\text{ml};$  Soit : **5 HA10/ml**, avec un espacement de 20 cm.

## X.4.2. Etude des pieux

### X.4.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^2y}{d^2X} \times C_U b y = 0$$

Avec :

- **b** : diamètre du pieu ;
- **C<sub>U</sub>** : module de réaction du sol ;
- **y** : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

Avec :

- **α** : Longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode **WERNER**, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

❖ Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U b}{4EI}}$$

Application Numérique :

#### Cas de la pile

**C<sub>u</sub>** = 30 MN/m<sup>3</sup> ;  
**E** = 33 000 MPa ;  
**b** = 1,20 m ;  
**I** = 0,102 m<sup>4</sup> ;  
**λ** = 0,228 ;  
**L** = 20 m ;  
**λL** = 4,56.

#### Cas de la culée

**C<sub>u</sub>** = 30 MN/m<sup>3</sup> ;  
**E** = 33 000 MPa ;  
**b** = 1,20 m ;  
**I** = 0,102 m<sup>4</sup> ;  
**λ** = 0,228 ;  
**L** = 27 m ;  
**λL** = 6,155.

D'où, en tire les valeurs de ( **X<sub>0</sub><sup>M</sup>** ; **X<sub>0</sub><sup>P</sup>** ) à partir du tableau WERNER.

Tableau X.28. Les valeurs de **X<sub>0</sub><sup>M</sup>** ; **X<sub>0</sub><sup>P</sup>** (du tableau WERNER)

<b>λL</b>	<b>1</b>	<b>1,5</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>6</b>
<b>X<sub>0</sub><sup>P</sup></b>	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
<b>X<sub>0</sub><sup>M</sup></b>	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Par interpolation on aura

#### Cas de la pile

**X<sub>0</sub><sup>M</sup>** = 1,57 ;  
**X<sub>0</sub><sup>P</sup>** = 1,31.

#### Cas de la culée

**X<sub>0</sub><sup>M</sup>** = 1,66 ;  
**X<sub>0</sub><sup>P</sup>** = 1,46.

## ❖ 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 X.29. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

Etat	Cas de la pile				Cas de la culée			
	H <sub>max</sub> (KN)	$\bar{P}$ (KN/pieu)	$\bar{M}$ (KN.m)	N <sub>cor</sub> (KN)	H <sub>max</sub> (KN)	$\bar{P}$ (KN/pieu)	$\bar{M}$ (KN.m)	N <sub>cor</sub> (KN)
ELU	1234,38	122,11	447,79	2521,37	8149,58	679,13	2631,08	2698,63
ELS	1465,26	102,86	377,23	1819,53	6219,99	518,33	2008,11	2048,68
ELA	4628,46	385,70	1414,49	1497,60	14297,6	1191,47	4615,96	757,01

### X.4.2.2. Ferrailage des pieux (Voir Figure X.4) :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

#### ❖ Cas de la pile :

✓ **Section d'acier :**  $A_s = 113,1 \text{ cm}^2$  Donc : on prend **24 HA25** avec  $St = 13,5 \text{ cm}$ .

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

On prendra des cercles **HA12** avec un espacement de 30 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

#### ❖ Cas de la culée :

✓ **Section d'acier :**  $A_s = 201,2 \text{ cm}^2$  Donc : on prend deux nappe de **26 HA32** avec  $St = 25 \text{ cm}$ .

✓ **Armatures transversales :**

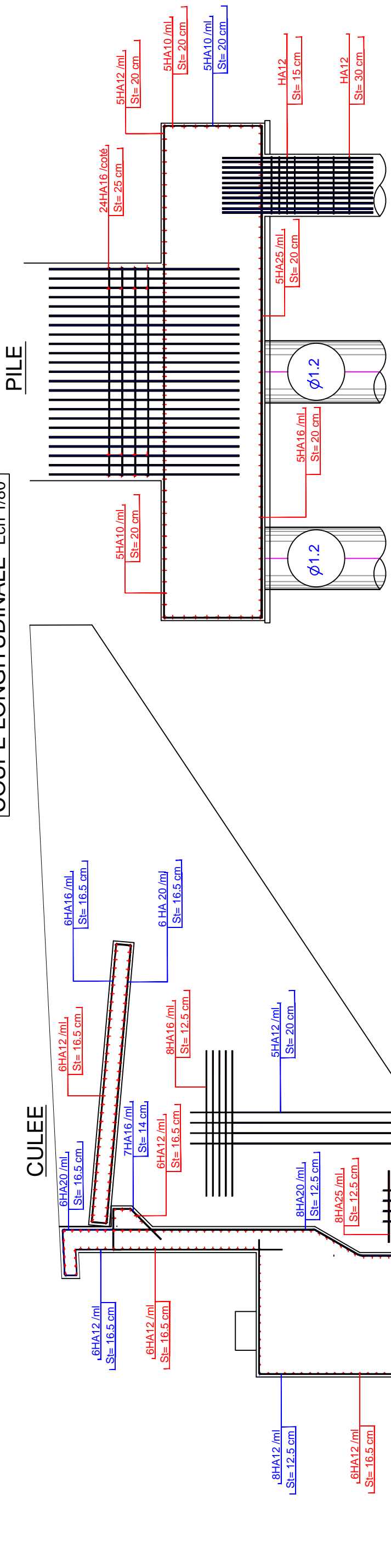
$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10,67 \text{ mm}$$

On prendra des cercles **HA16** avec un espacement de 30 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.

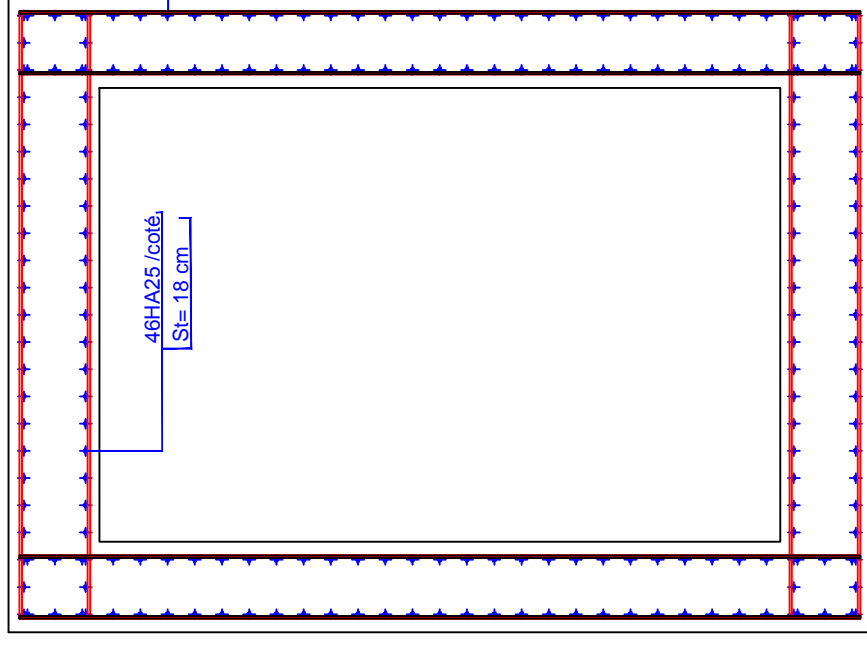
## X.5. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevé.

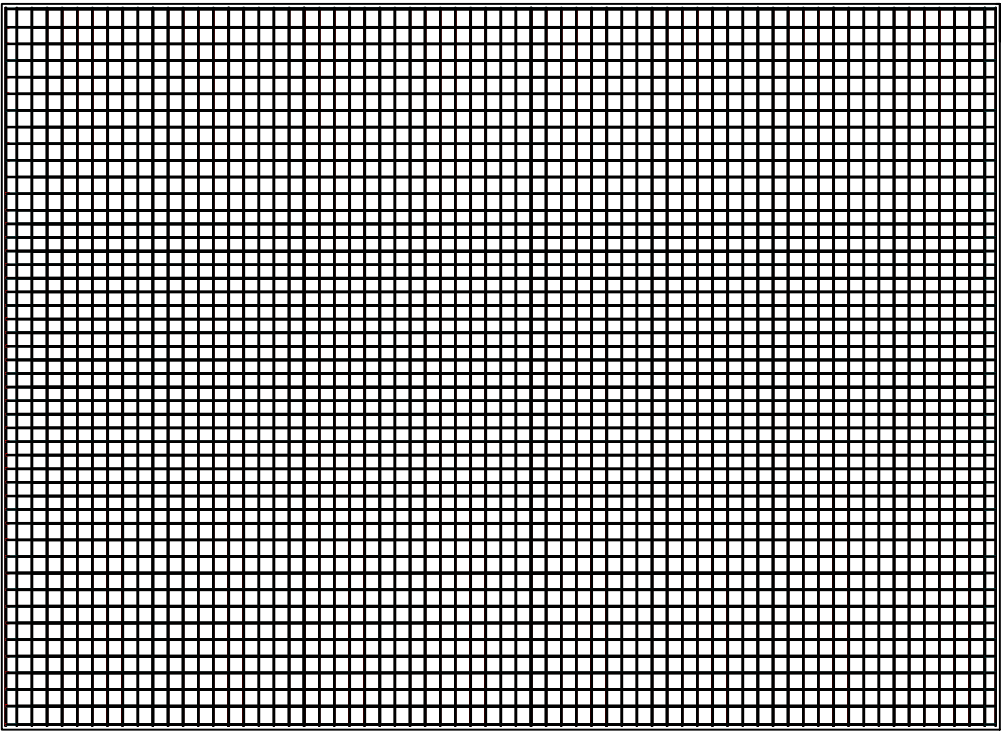
COUPE LONGITUDINALE Ech 1/80



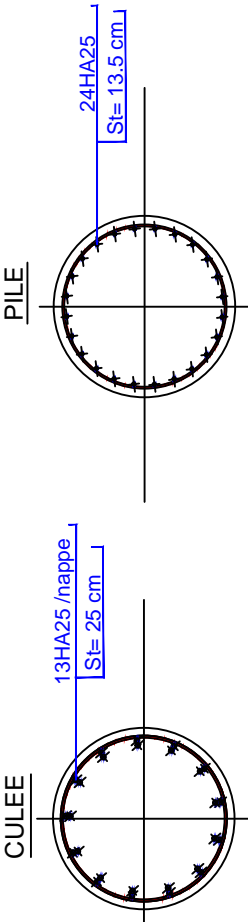
COUPE TRANSVERSALE DE LA PILE Ech 1/50



COUPE TRANSVERSALE DE LA SEMELLE Ech 1/100



COUPE TRANSVERSALE DU PIEU Ech 1/50



PILE

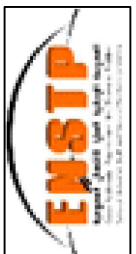
CULÉE

Thème : Conception et Etude d'un viaduc (V15.7) au niveau de PK 15+694 au PK 16+086 de la pénétrante Djen-Djen\_EL eulma

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure X.4:Ferrailage final de la pile et de la culée

Page : 107



# CONCLUSION GENERALE

## CONCLUSION GENERALE

**L**e projet de fin d'étude que nous avons établi est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les trois années du cursus universitaire passées à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), il constitue donc une meilleure occasion pour acquérir les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques et le passage vers des logiciels tridimensionnels en élément finis à partir de modélisations appropriées de génie civil.

**C**e travail est une meilleure opportunité pour acquérir une certaine sens de la responsabilité qui va nous propulser dans la vie professionnelle, puisqu'il nous a permis d'approfondir nos connaissances par les recherches bibliographiques et les nombreuses questions et problèmes aux quelles on a dû faire face durant ces derniers mois de préparation et de recherche vu la complexité de notre ouvrage.

**L'**étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux (RDM), la mécanique de milieux continus (MMC), la rhéologie des matériaux, les procédés de précontrainte ainsi que le calcul numérique.

**E**nfin, à travers ce travail, nous avons compris que la forme du voussoir n'était pas le fruit du hasard ni un désir esthétique mais qu'elle répond à des contraintes précises.

# BIBLIOGRAPHIE



### BIBLIOGRAPHIE

**Mongi Ben ouezdou**, les affouillements des ponts, Mars 2004.

**Gerard Desgagné**, le manuel de conception hydraulique des ponts, janvier 2005.

**Levillain, Jean-Pierre. 1987.** Les risques hydrauliques: inondations, érosions, affouillements. Bull. Liaison

**Nicollet, G. 1971.** *Déformation des lits alluvionnaires. Affouillemnt autour des piles de ponts cylindriques.*s.l. : Rapport LNH Chatou n° HC/043/689.

**Mieussens, C. 1987.** Mesure de l'affouillement maximum dû à une crue par diagraphie radio-activité naturelle après la crue. *Revue Français de Géotechnique*, N°38.

**Houari Zeggane**, problème d'affouillement au niveau des ouvrages hydrauliques (autour des piles de pont), novembre 2010.

**Durand Edouard**, phénomène d'affouillement : retour d'expérience et approche méthodologiques, novembre 2014.

**Hamlaoui Salim**, maintenance, entretien et réparation des ponts, décembre 2012.

**Denis Davis**, infrastructures de transport confrontées au risque hydraulique, novembre 2015.

### ❖ Sites web

- ✓ [www.google.com](http://www.google.com);
- ✓ <https://www.wikipedia.org>.

# BIBLIOGRAPHIE



### BIBLIOGRAPHIE

**BENREDHOUANE Mustapha**, *Cours de Béton Armé*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2017)

**Calgaro, J.A & Virlogeux, M.** *Projet et construction des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).

**Calgaro, J.A & Bernard-Gély, A.** *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1994).

**CHAUSSIN, R., & FUENTES, A., & LACROIX, R., & PERCHAT, J.** *La précontrainte*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1992)

**CHAUSSIN. R.** *Béton précontraint*. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France), (1992)

**Document SETRA**, *Ponts courants en zone sismique*. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (janvier 2000)

**Document SETRA**, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), (juin 2003)

**Document SETRA**, *Ponts mixtes acier-béton*. Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France), (septembre 2009)

**Document SETRA**, (Février 1996) « **Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension** » centre des techniques d'ouvrage d'arts.

**KIBBOUA.A**, *Cours des règles parasismiques applicables sur un pont*. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, (2018)

**THONIER. H.** *Le béton précontraint aux états limites*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème

#### ❖ LOGICIELS

- ✓ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 ;
- ✓ Autodesk Robot Expert 2010 ;
- ✓ Autodesk Autocad 2014 ;
- ✓ Microsoft office word 2016 ;
- ✓ Microsoft office Excel 2016.

#### ❖ WEBOGRAPHIE

- ✓ <https://www.wikipedia.org> ;
- ✓ <https://www.meteoblue.com>.

# ANNEXE A

## RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Labo B.S. INGENIERIE		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC N° au PK 15+600													
Projet : Liaison autoroutière reliant le port Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'EL EULME sur 110 km. Lots : Travaux de reconnaissance géotechnique.															
Date d'élab : Date de : Profondeur Forée (m) : 20 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Type de Forage : BENTONITE Type Forage : ROTATIF Remarque : SONDEUSE GEOTECHNIQUE			Etat des échantillons : Intact    Remanié    Perte    Carotte								
Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Type carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		18	20	22	25										
1.0														Argile brunâtre et cailloux.	
2.0					11									Argile brunâtre à peu sableuse avec des traces noirâtre (Charbon) et M.O.	
3.0															
4.0			90		30									Galets sableuse ; Argileux.	
5.0														Sable fin limoneux à passage argileux beige.	
6.0			85		19										
7.0															
8.0					23										
9.0															
10.0					21										
11.0															
12.0					22									Argile schisteuse grise.	
13.0															
14.0					23										
15.0															
16.0					24										
17.0															
18.0					24										
19.0															
20.0			85		27										
Fin du forage à une profondeur de 20 m.															
Préparé par : Mr I.HADDI							Vérifié par :					07/2014		Page : 1 de 1	

ANNEXE A.1. Résultats de sondage « SC N au PK 15+600 ».



ANNEXE A.2. Résultats de sondage n° S-OA04-1 à une profondeur de 20m.

**I. ESSAIS PHYSIQUES :**
**1. Humidité :**

W Teneur en eau.

$\gamma_h$  : Densité humide.

$\gamma_d$  : Densité sèche.

$S_r$  : Degré de saturation

Code Forage	Profondeur (m)	W %	$\gamma_h$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>	$S_r$ %	Interprétation des résultats suivant la Norme XP 94-011
S-OA 04-2	6.03 – 6.35	13.98	1.91	1.68	61.85	Sol peu dense, non saturé
	7.54 – 7.83	9.50	1.92	1.75	47.76	Sol peu dense, non saturé
	9.64 – 9.98	11.64	1.90	1.70	53.56	Sol dense, non saturé
	10.62 – 10.98	9.71	1.95	1.78	50.70	Sol dense, non saturé
	14.75 – 15.00	6.97	1.99	1.86	41.66	Sol très dense, non saturé
	18.34 – 18.46	18.51	1.98	1.67	81.01	Sol dense, non saturé
	19.00 – 19.26	14.39	2.01	1.76	72.71	Sol dense, non saturé

**2. Granulométrie par tamisage:**

% < 2 mm : Pourcentage des passants inférieure à 2 mm

% < 80  $\mu$  : Pourcentage des passants inférieure à 80  $\mu$

Code Forage	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 $\mu$	Interprétation des résultats suivant la Norme XP 94-011
S-OA 04-2	6.03 – 6.35	94	72.9	Sol à matrice fine
	7.54 – 7.83	41.80	24.36	Sol à matrice grossière
	9.64 – 9.98	52.33	34.07	Sol à matrice grossière
	10.62 – 10.98	71.43	56.50	Sol à matrice grossière
	14.75 – 15.00	46.10	28.63	Sol à matrice grossière
	18.34 – 18.46	90.63	65.23	Sol à matrice fine
	19.00 – 19.26	85.3	58.86	Sol à matrice fine

**3. Porosité et Indice des vides :**

Code Forage	Profondeur (m)	Porosité %	Indice des vides
S-OA 04-2	6.03 – 6.35	38	0.59
	7.54 – 7.83	33	0.53
	9.64 – 9.98	36	0.60
	10.62 – 10.98	33	0.54
	14.75 – 15.00	33	0.47
	18.34 – 18.46	39	0.63
	19.00 – 19.26	36	0.55

**4. Limites d'Atterberg :**

$L_L$  : Limite de liquidité .

$L_P$  : Limite de plasticité .

$I_P$  : Indice de plasticité.

Code Forage	Profondeur (m)	$L_L$ %	$L_P$ %	$I_P$ %	Interprétation des résultats suivant la Norme XP 94-011
S-OA 04-2	6.03 – 6.35	28.71	20.21	8.50	Sol non plastique
	7.54 – 7.83	26.69	20.41	6.29	Sol non plastique
	9.64 – 9.98	26.67	18.50	8.17	Sol non plastique
	10.62 – 10.98	52.69	34.58	18.01	Sol peu plastique
	14.75 – 15.00	45.86	28.59	17.27	Sol peu plastique
	18.34 – 18.46	47.79	32.71	15.08	Sol peu plastique
	19.00 – 19.26	46.54	29.45	17.09	Sol peu plastique

ANNEXE A.3. Résultats des essais physiques.

## II. Essais mécaniques :

### 1. Essais de Cisaillement uu :

C : Cohésion en bar

$\Phi$  : Angle de frottement en degré

Code Forage	Profondeur m	C Bar	$\Phi$ Degré
S-OA04-2	6.03 – 6.35	0.30	25.53
	14.75 – 15.00	1.36	22.9

### 2. Essai de Compressibilité à l'Oedomètre :

$P_C$  : Pression de consolidation

$C_C$  : Coefficient de compressibilité.

$C_G$  : Coefficient de gonflement.

Code Forage	Profondeur m	$P_c$ bars	$C_c$ %	$C_g$ %
S-OA04-2	9.64 – 9.98	1.16	14.96	3.67

### 3. Essais de cisaillement au Triaxial UU :

Par insuffisance de matériau, cet essai ne peut être réalisé sur :

- Echantillon n° 03, Argile schisteuse, 10.62 – 10.98 m

### 4. Résistance à la compression :

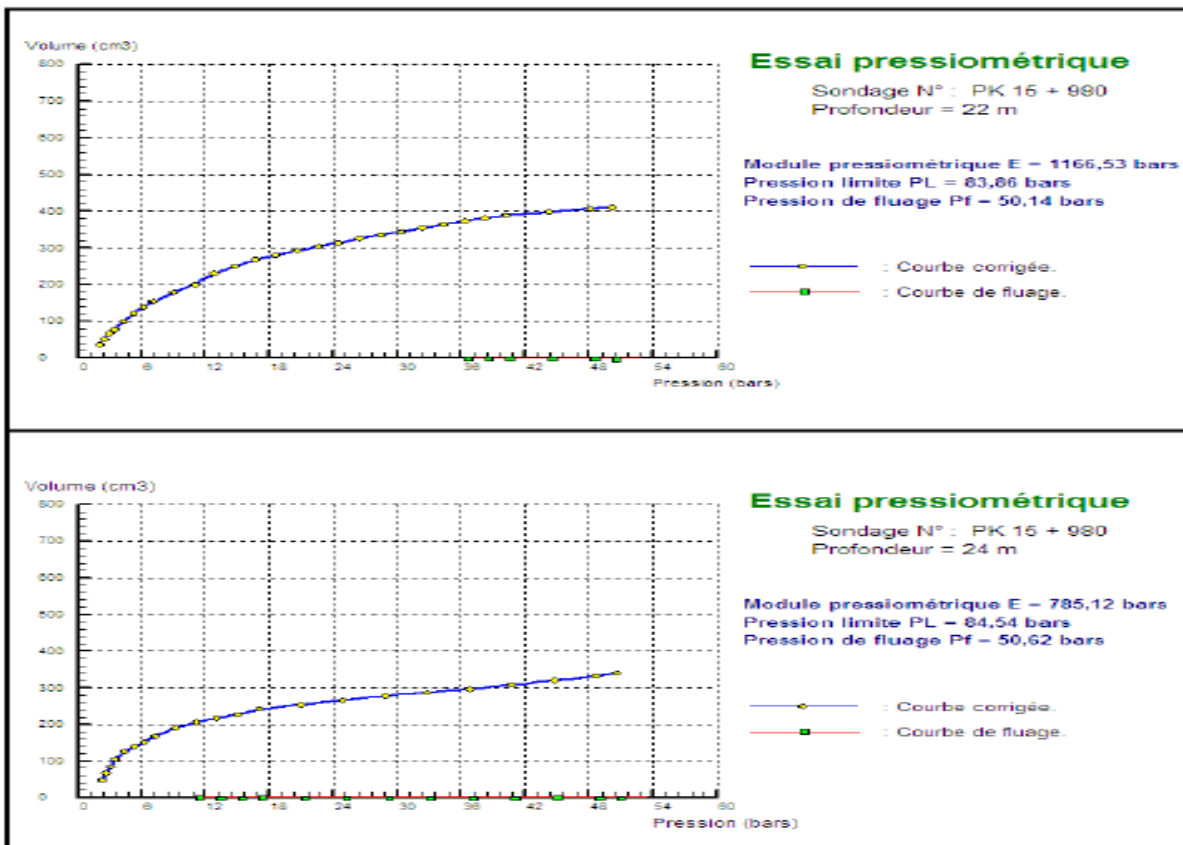
Code Forage	Profondeur m	$\Phi$ (cm)	H (cm)	Poids (g)	Charge (Kg)	R.C (kg/cm <sup>2</sup> )	R.C.C (kg/cm <sup>2</sup> )
S-OA04-2	19.00 – 19.26	9.30	7.9	645	192	3.05	2.34

La correction de la résistance est faite selon le rapport H/D

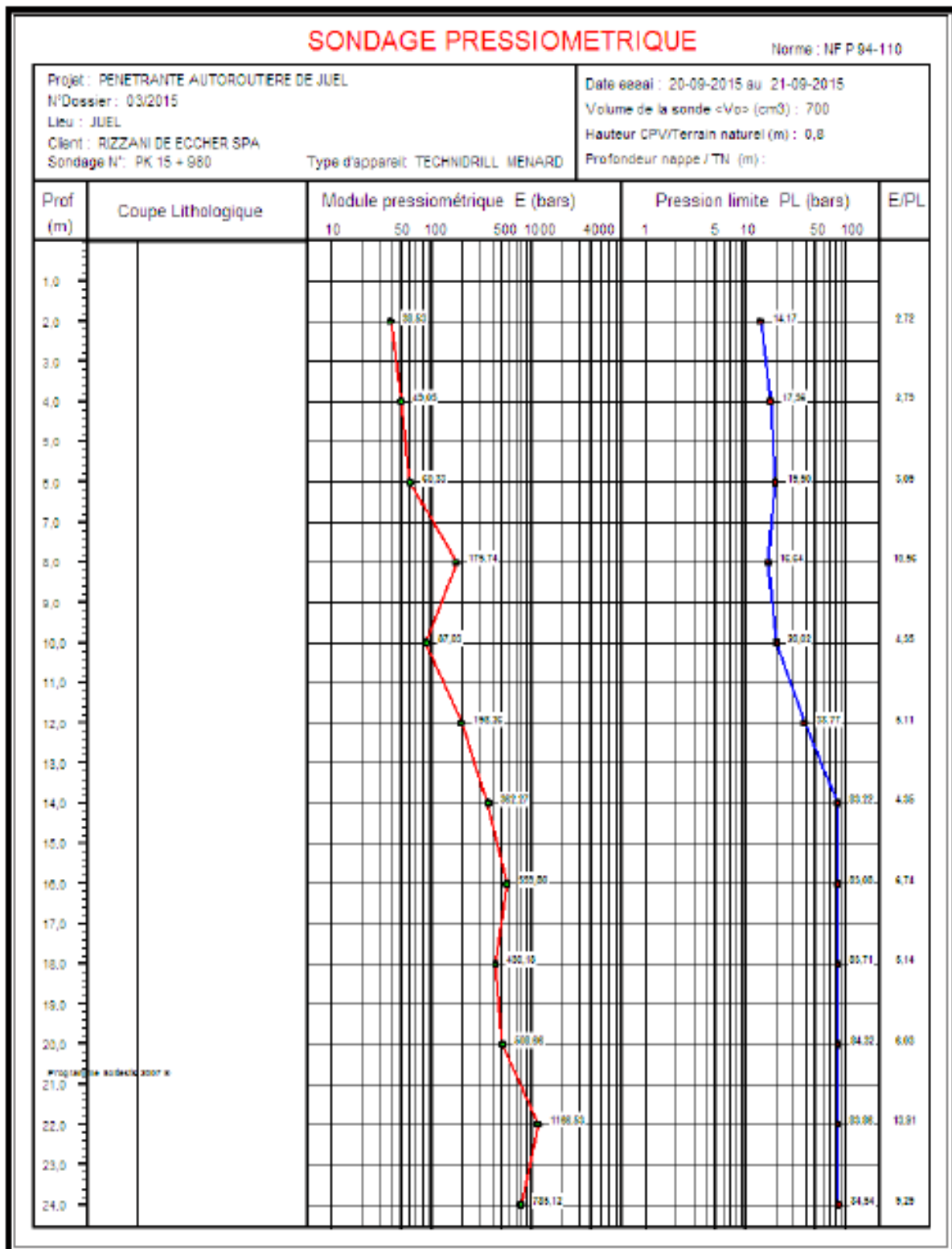
R.C = résistance à la compression

R.C.C = résistance à la compression corrigée

## ANNEXE A.4. Résultats des essais mécaniques.



## ANNEXE A 5. Résultats de l'essai pressiométrique.



ANNEXE A.6. Résultats de sondage pressiométrique .

# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

BS INGENIERIE

LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTRÔLE

BAdresse: îlot N°:106 Bois des cars II Dely Brahim - Alger, Tel: (213)021 364 149 FAX : (213)021 364 149

## Essai de pénétration au carottier effectué conformément à la norme NF P 94-116

<b>Client :</b> RIZZIANI DE ECCHER SPA					<b>Date de l'essai:</b> juil-14		<b>Dossier N°:</b> 053/06/ lab-sol/2014		
<b>Projet:</b> Liaison autoroutière reliant le port Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'EL EULMA sur 110 km.					<b>Localisation:</b>		<b>Sondage N°:</b> S-0A04-4		
<b>Lieu:</b> RN 77 - KAOUS - W: jijel					X:		PK 16+066		
<b>Maitre de l'ouvrage :</b> ANA					Y:				
<b>Méthode de forage:</b>					Z:		<b>Diamètre du tube (mm):</b>		
<b>Niveau de l'eau:</b> -6,80					101		<b>Diamètre du tube (mm):</b> 116		
<b>Profondeur:</b>		<b>Nombre de coups</b>				<b>Description du sol</b>		<b>Côte (m):</b>	
<b>Tubage</b>	<b>Essai</b>	<b>Amorçage</b>	<b>Essai</b>		<b>N</b>				
m	m	N0	N1	N2		Voire coupe lithologique			
	2,00	7	9	11	20				
	4,00	5	5	6	11				
	6,00	30	21	24	45				
	8,00	24	27	29	56				
	10,00	27	35	34	69				
	12,00	28	38	42	80				
	14,00	28	38	40	78				
	16,00			refus					
	18,00			refus					
	20,00			refus					
<b>Masse totale: Enclume et guidage du mouton :</b> 23 Kg					<b>Masse d'une tige :</b> 04 kg/ ml				

### ANNEXE A.7. Résultats de l'essai de pénétration au carottier.

<b>RAPPORT D'ESSAI DE COMPRESSION SUR CAROTTES</b>									
Selon NF EN 12504-1 Aout 2000									
<b>Dossier N°:</b> 005/CAROT/07/2014			<b>BC N°:</b>			<b>Du :</b>			
<b>Client :</b> RIZZIANI DE ECCHER SPA									
<b>Projet :</b> SC N° S-0A04-4 PK 16+066									
<b>Lieu :</b> RN77 KAOUS (w) JIJEL									
<b>Date de Coulage :</b> (Roches)			<b>Date de Prélèvement :</b>						
<b>Dimension Max. des Granulats ( mm ) :</b>			<b>Méthode de préparation des Carottes :</b> Avec surfacage						
<b>Dosage :</b>									
<b>Date d'Essai:</b> 20/07/2014			<b>Presse:</b> CONTROLAB			<b>Classe:</b> A			
<b>Les Carottes sont Prélevées et Ramenées par :</b> Le laboratoire					<b>Reçu le :</b>				
<b>Désignation</b>	<b>Dimensions ( mm )</b>		<b>HD</b>	<b>Poids</b>	<b>Densité</b>	<b>Compression ( carotte )</b>		<b>Profondeurs</b>	
	<b>H</b>	<b>D</b>				<b>Charge</b>	<b>R.C</b>		
				<b>( Kg )</b>	<b>( t/m<sup>3</sup> )</b>	<b>( KN )</b>	<b>Φ mm ( Mpa)</b>		
<b>ROCHE CALCAIRE</b>									
<b>Carotte</b>									
N° 01	192	96	2,00	2,791	2,622	40	7,22	17,20 - 17,40	
<b>Moyenne</b>									

### ANNEXE A.8. Résultats de l'essai de compression sur carottes.

# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Projet:	S140
Description:	RN77
Type d'ouvrage:	Verification geotechnique des fondations profondes
Modifié par:	Vladouf V16.7
Date:	06/10/2016

## Faevicule N°62 - Titre V: Calcul de la capacité portante à partir des résultats pressiométriques

>> INPUT <<< OUTPUT >>>

$$Q_p = A k_p P_{Lz}$$

$$Q_s = P \int_D^{D+L_0} q_s(z) dz$$

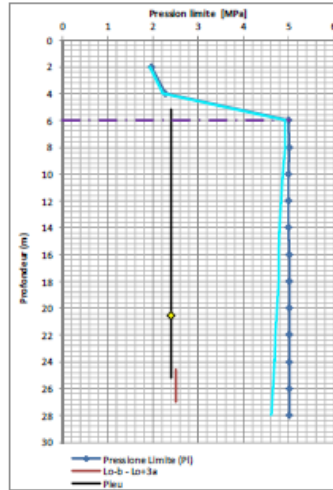
$$Q_t = Q_p + Q_s$$

$$Q_i = Q_s$$

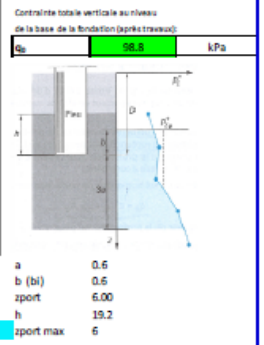
En compression  
En arrachement  
Charge limite

GEOMETRIA		m
D	Pressiom	5,2
Longueur (m) (L0)		30
Diametre (m) (Dia)		1,2
Nappe (Zw)		5,5
Type de pieu/Refoulement		Foré simple
Refoulement du sol		Non

z [m]	Ug	OCR	Typologie	Classe	p[MPa]	z pieu	Type de forage
0							
2	Ug2	3	Argiles, limons	B	1,96		foré simple
4	Ug2	2	Argiles, limons	B	2,27	5,2	foré simple
5	Ug3a	1,5	Argiles, limons	C	5,00	6	foré simple
8	Ug3a	1	Argiles, limons	C	5,01	8	foré simple
10	Ug3a	1	Argiles, limons	C	4,99	10	foré simple
12	Ug3a	1	Argiles, limons	C	5,00	12	foré simple
14	Ug3a	1	Argiles, limons	C	4,99	14	foré simple
16	Ug3a	1	Argiles, limons	C	5,01	16	foré simple
18	Ug3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	18	foré simple
20	Ug3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	20	foré simple
22	Ug3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	22	foré simple
24	Ug3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	24	foré simple
26	Ug3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	25,2	foré simple
28	Ug3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02		foré simple



Ug	φ' [°]	γ [kN/m³]
Ug2	28	19
Ug2a	29	19
Ug1	35	18
Ug4	35	22
Ug4a	40	24
Ug4b	36	20
Ug3	30	21
Ug3b	25	19
Ug3c	36	20



En orange les classes comprises entre la profondeur D+Lo-b et D+Lo+3a  
Profondeur essai 28 m  
Profondeur essai pressiométrique suffisante

Essai pressiométrique S-OA04.4  
Encastrement dans la couche rigide de 19,2 m

Definition de la catégorie conventionnelle du sol en objet au niveau de la base:

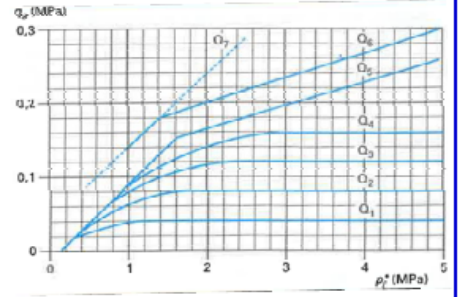
Marnes, marno-calcaires	Classe	C
$k_p$		1,80

Valeur automatique en fonction de "D+Lo"

Type de sol	Eléments mis en oeuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en oeuvre avec refoulement du sol
Argiles et limons A	1,1	1,4
Argiles et limons B	1,2	1,5
Argiles et limons C	1,3	1,6
Sables A	1,0	4,2
Sables et graviers B	1,1	3,7
Sables et graviers C	1,2	3,2
Crails A	1,1	1,6
Crails B	1,4	2,2
Crails C	1,8	2,6
Marnes, Marno-calcaires	1,8	2,6
Roches a	1,1	1,8
Roches B	1,4	2,5
Roches C	1,8	3,2

Type de sol	Foré simple	Foré à la boue	Foré tube (tube récupéré)	Foré tube (tube perdu)	Puits
Argiles et limons A	1	1	1	1	1
Argiles et limons B	1	1	1	1	2
Argiles et limons C	2	1	1	1	3
Sables A	0	1	1	1	0
Sables et graviers B	0	2	2	1	0
Sables et graviers C	0	3	3	2	0
Crails A	1	1	1	0	1
Crails B	3	3	2	0	2
Crails C	4	4	3	0	3
Marnes, Marno-calcaires A	3	3	3	2	4
Marnes, Marno-calcaires B	4	4	4	3	5
Roches	6	6	0	0	6

En gris les types de forages qui ne sont pas compatibles avec le type de sol



Charge limite

$$Q_t = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = A k_p P_{Lz}$$

$$Q_s = P \int_D^{D+L_0} q_s(z) dz$$

Charge de fluage

$$Q_c = Q_p / 1,5 + Q_s / 1,5$$

Pieux ne refusant le sol

$$Q_c = Q_p / 2 + Q_s / 1,5$$

Pieux ne refusant pas le sol

États limites ultimes	Pieux		Micropieux	
	$Q_{ult}$	$Q_{lim}$	$Q_{ult}$	$Q_{lim}$
Combinaisons fondamentales	1,40	1,40	1,40	1,40
Combinaisons accidentelles	1,30	1,30	1,20	1,20
États limites de service	$Q_{st}$	$Q_{st}$	$Q_{st}$	$Q_{st}$
Combinaisons rares	1,40	1,10	1,10	1,10
Combinaisons quasi permanentes	0	1,40	1,40	1,40

4,655	$p^*_{ult}$ [MPa]	
20,54	Dc [m]	
$Q_p$	9475 kN	
$Q_s$	8445 kN	
Charge limite	$Q_t$ ( $Q_{ult}$ )	17920 kN
Charge limite arrachement	$Q_s$ ( $Q_{ult}$ )	8445 kN
Charge de fluage	$Q_c$ ( $Q_{lim}$ )	10567 kN
Charge de fluage arrachement	$Q_{cr}$ ( $Q_{lim}$ )	5630 kN

FOND	ELU		ELS	
	ACC	RARES	Q, PERM	
12800	14933			
-6032	-6496	9425	7405	0

Charge Axiale	$F_z$ [kN]	ELU	ELA	ELS
		5190	3990	4015
Charge Axiale en traction	$F_{zt}$ [kN]			
Poids du pieu	$N_p$	340	kN	

FOND	ELU		ELS	
	OU1	OU8	RARES	OU1

Charge Axiale en compression  
Charge Axiale en traction

## ANNEXE A.9. Vérification de la portance verticale des fondations profondes à partir des essais au pressiomètre Ménard « P6 – ELU-ELA-ELS ».

# ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

Projet:	0140		
Description:	RM77		
Type d'ouvrage:	Verification geotechnique des fondations profondes	Viaduc V16.7	CULEE
Modifié par:	...		
Date:	06/10/2016		

**Fascicule N°62 - Titre V: Calcul de la capacité portante à partir des résultats pressiométriques**

>> INPUT
OUTPUT <<

$Q_p = A k_p P_{te}$

$Q_p$  Charge limite de pointe  
 $A$  Aire de base  
 $k_p$  Facteur de portance pressiométrique  
 $P_{te}$  Pression limite nette équivalente

$Q_s = P \int_0^{D+Lo} q_s(z) dz$

$Q_s$  Charge limite de frottement latéral  
 $q_s$  Frottement latéral unitaire à la cote z  
 $P$  Périmètre du pieu

$Q_t = Q_p + Q_s$   
 $Q_t = Q_s$   
 $Q_t$  Charge limite

En compression  
 En arrachement

**GEOMETRIE**

D	Pression	3,6 m
Longueur (m) (Lo)		27 m
Diamètre (m) (Dia)		1,2 m
Nappe (Zw)		7,6 m
Type de pieu/Refolement		Foré simple
Refolement du sol		Non

z [m]	Uq	OCR	Typologie	Classe	p [MPa]	z pieu	Type de forage
0							
2	Uq2	3	Argiles, Limons	B	1,96	3,4	Foré simple
4	Uq2	2	Argiles, Limons	B	2,77	4	Foré simple
6	Uq2	1,5	Argiles, Limons	C	5,00	6	Foré simple
8	Uq2	1	Argiles, Limons	C	5,01	8	Foré simple
10	Uq3a	1	Argiles, Limons	C	4,99	10	Foré simple
12	Uq3a	1	Argiles, Limons	C	5,00	12	Foré simple
14	Uq3a	1	Argiles, Limons	C	4,99	14	Foré simple
16	Uq3a	1	Argiles, Limons	C	5,01	16	Foré simple
18	Uq3a	1	Argiles, Limons	C	5,02	18	Foré simple
20	Uq3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	20	Foré simple
22	Uq3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	22	Foré simple
24	Uq3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	24	Foré simple
26	Uq3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	26	Foré simple
28	Uq3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	28	Foré simple
30	Uq3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	30	Foré simple
32	Uq3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02	30,4	Foré simple
34	Uq3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02		Foré simple
36	Uq3	1	Marnes, marno-calcaires	B	5,02		Foré simple

Essai pressiométrique **S-CAD4.4**

Uq	φ' (°)	γ (kN/m³)
Uq2	28	18
Uq2a	29	18
Uq4	35	18
Uq4a	35	18
Uq6a	45	18
Uq4b	36	20
Uq3	30	21
Uq3b	35	18
Uq3a	26	20

Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (niveau 0) : **64,6 kPa**

a: 0,6  
 b (bi): 0,6  
 zport: 6,00  
 h: 24,4  
 zport max: 6

En orange les classes comprises entre la profondeur D+Lo-b et D+Lo+3a  
 Profondeur essai: 36 m  
 Profondeur essai pressiométrique suffisante

Encasté dans la couche rigide de 24,4 m

Definition de la catégorie conventionnelle du sol en objet au niveau de la base:

Marnes, marno-calcaires	Classe	C
$k_p$		1,80

Valeur automatique en fonction de "D+Lo"

Facteur de portance pressiométrique $k_p$		
Type de sol	Éléments mis en oeuvre sans refolement du sol	Éléments mis en oeuvre avec refolement du sol
Argile et limons A	1,1	1,4
Argile et limons B	1,2	1,5
Argile et limons C	1,3	1,6
Sables A	1,0	4,2
Sables et graviers B	1,1	3,7
Sables et graviers C	1,2	3,2
Craie A	1,1	1,6
Craie B	1,4	2,2
Craie C	1,8	2,6
Marnes, Marno-calcaire	1,8	2,6
Roches A	1,1	1,8
Roches B	1,4	2,5
Roches C	1,8	3,2

Type de sol	Choix de courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire $q_s$				
	Foré simple	Foré à la boue	Foré tubé (tube récupéré)	Foré tubé (tube perdu)	Puits
Argiles et limons	A	1	1	1	1
Argiles et limons	B	1	1	1	1
Argiles et limons	C	2	1	1	1
Sables et graviers	A	0	1	1	1
Sables et graviers	B	0	2	2	1
Sables et graviers	C	0	3	3	2
Craie	A	1	1	1	0
Craie	B	3	3	3	0
Craie	C	4	4	4	0
Marnes, Marno-calcaires	A	3	3	3	2
Marnes, Marno-calcaires	B	4	4	4	3
Roches	6	6	6	6	6

Charge limite

$Q_t = Q_p + Q_s$   
 $Q_p = A k_p P_{te}$   
 $Q_s = P \int_0^{D+Lo} q_s(z) dz$

Charge de fluage

$Q_c = Q_p/1,5 + Q_s/1,5$  (Pieu ne reposant le sol)  
 $Q_c = Q_p/2 + Q_s/1,5$  (Pieu ne reposant pas le sol)

Tableau 18 - Détermination de $Q_{max}$ et $Q_{min}$ (1)				
États limites ultimes	Pieux		Micropieux	
	$Q_{min}$	$Q_{max}$	$Q_{min}$	$Q_{max}$
Combinaisons fondamentales	$Q_{p1}$ 1,40	$Q_{s1}$ 1,40	$Q_{p1}$ 1,40	$Q_{s1}$ 1,40
Combinaisons accidentelles	$Q_{p2}$ 1,30	$Q_{s2}$ 1,30	$Q_{p2}$ 1,30	$Q_{s2}$ 1,20
États limites de service	$Q_{p3}$ 1,40	$Q_{s3}$ 1,10	$Q_{p3}$ 1,10	$Q_{s3}$ 1,10
Combinaisons rares	0	$Q_{p4}$ 1,40	$Q_{p4}$ 1,40	$Q_{s4}$ 1,40
Combinaisons quasi permanentes	0	$Q_{p5}$ 1,40	$Q_{p5}$ 1,40	$Q_{s5}$ 1,40

4,567	$p_{te}$ (MPa)
27,23	De (m)

Charge limite de pointe	$Q_p$	9338 kN
Charge limite de frottement latéral	$Q_s$	11340 kN
Charge limite	$Q_t$ ( $Q_{max}$ )	20678 kN
Charge limite arrachement	$Q_b$ ( $Q_{min}$ )	11340 kN
Charge de fluage	$Q_c$ ( $Q_{max}$ )	12229 kN
Charge de fluage arrachement	$Q_{ct}$ ( $Q_{min}$ )	7560 kN

ELU		ELS	
FOND	ACC	RARES	Q.PERM
14770	17232		
-8100	-8723		
		11117	8735
		-5400	0

Charge Axiale	$F_d$ (kN)	5142	6471	3072
Charge Axiale en traction	$F_{dt}$ (kN)	-1282	-2205	
Poids du pieu	$N_p$	504		kN

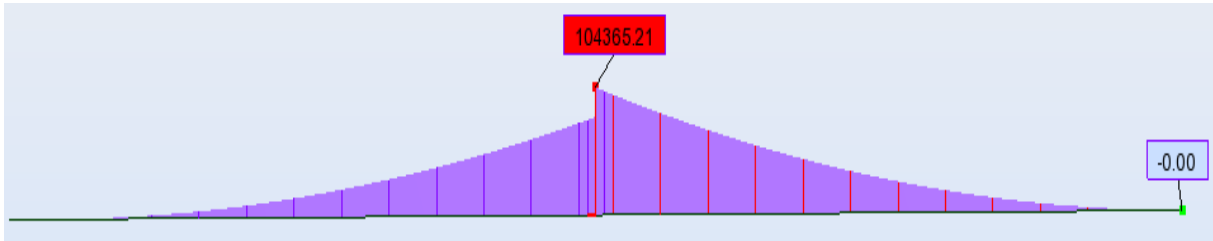
Vérifications de la mobilisation locale du sol		
ELU		ELS
FOND	ACC	RARES
OUI	OUI	OUI
OUI	OUI	OUI

Charge Axiale en compression  
 Charge Axiale en traction

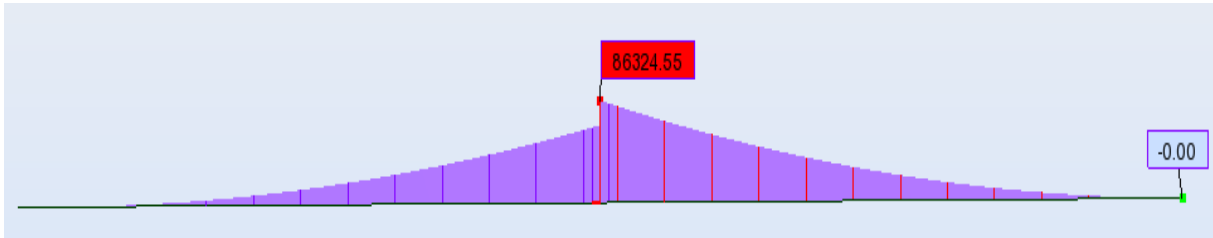
ANNEXE A.10. Vérification de la portance verticale des fondations profondes à partir des essais au pressiomètre Ménard Culée – ELU-ELA-ELS

# ANNEXE B

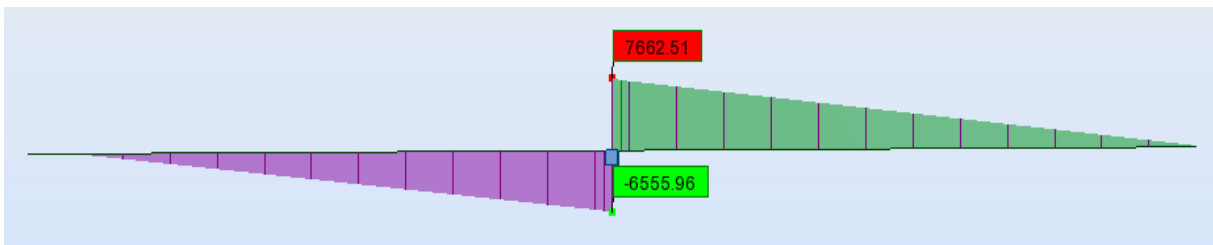
## RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



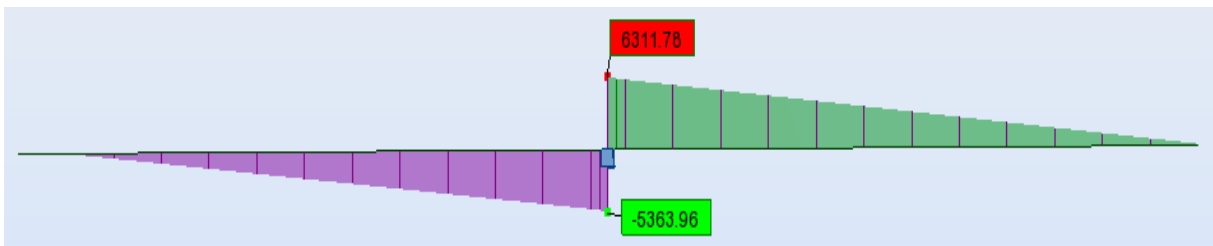
**Annexe B.1.** Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.



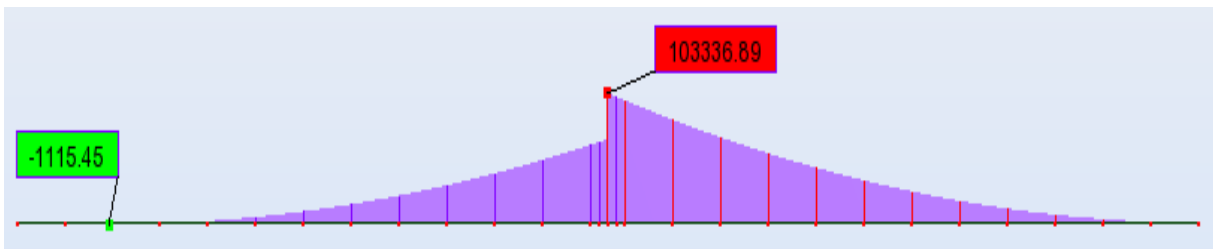
**Annexe B.2.** Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2.



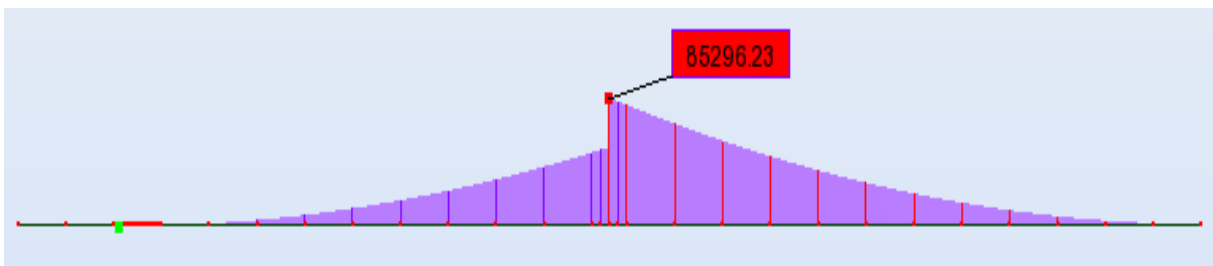
**Annexe B.3.** Effort tranchant d'un fléau sous la combinaison A1.



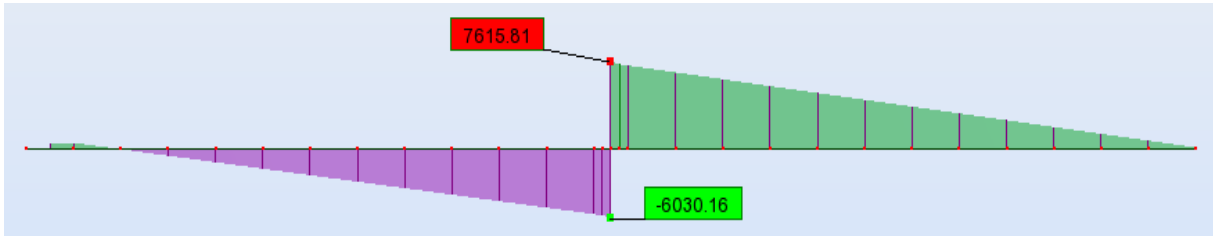
**Annexe B.4.** Effort tranchant d'un fléau sous la combinaison A2.



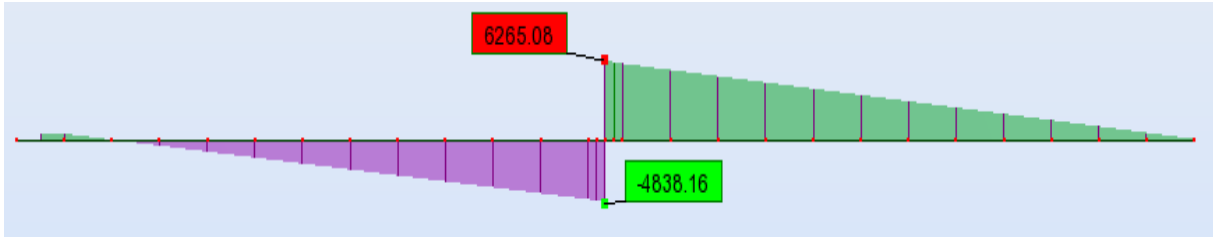
**Annexe B.5.** Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1.



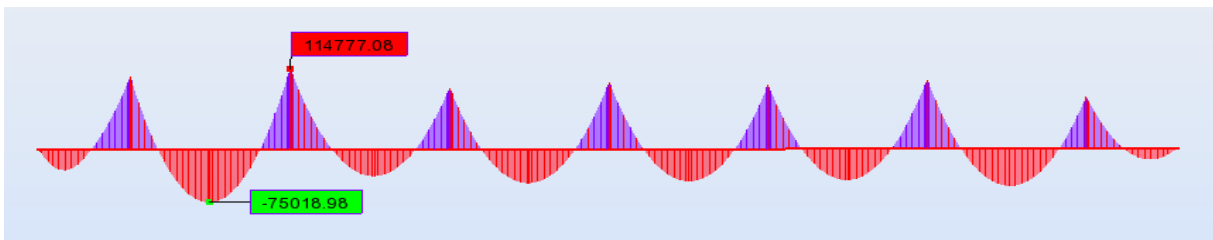
**Annexe B.6.** Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2.



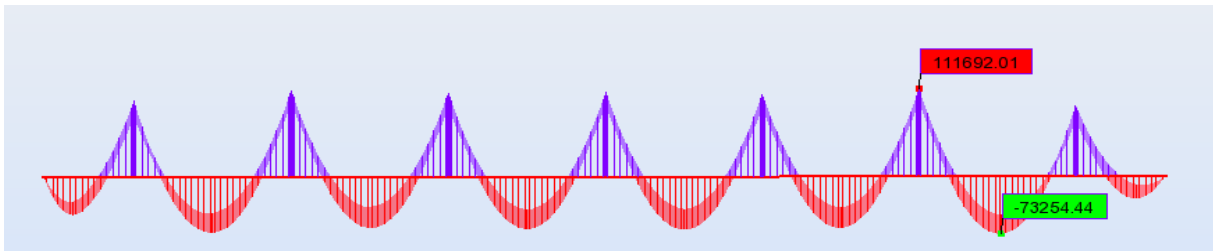
**Annexe B.7.** Effort tranchant d'un fléau sous la combinaison B1.



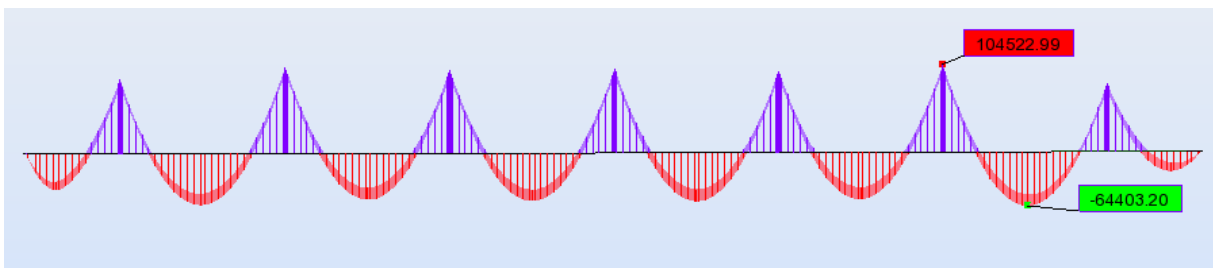
**Annexe B.8.** Effort tranchant d'un fléau sous la combinaison B2.



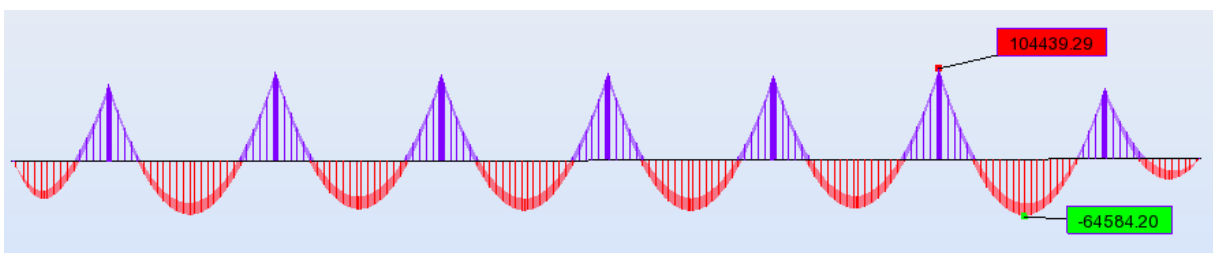
**Annexe B.9.** Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G + 1,6AL2.



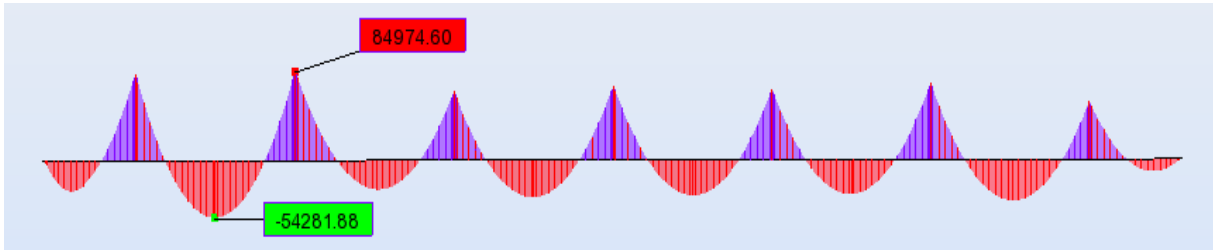
**Annexe B.10.** Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G + 1,6 BC+.



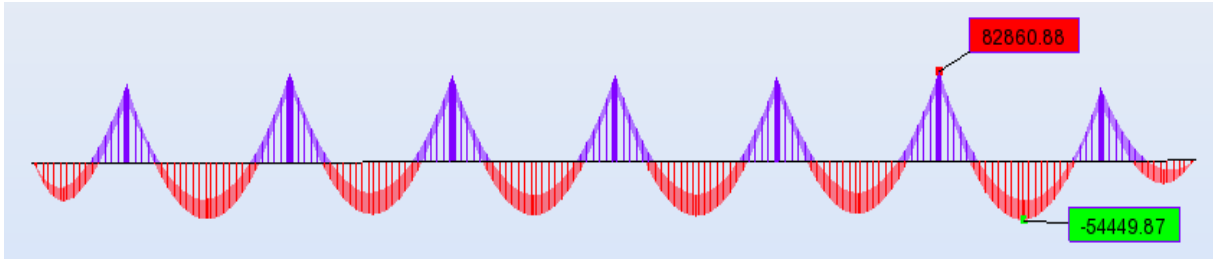
**Annexe B.11.** Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G + 1,35MC120+.



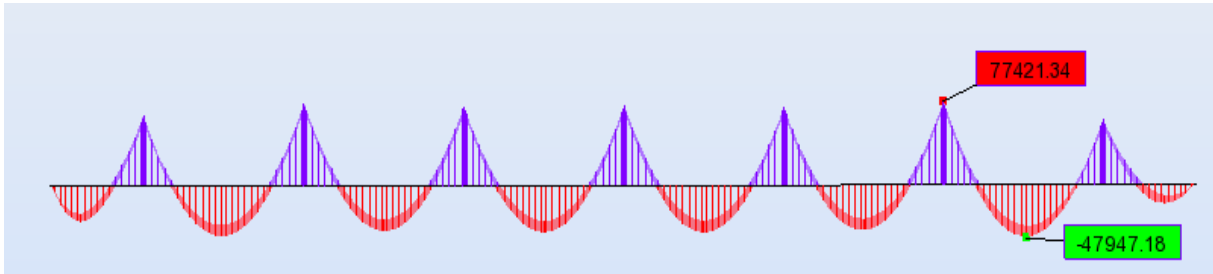
**Annexe B.12.** Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1,35G + 1,6BT+.



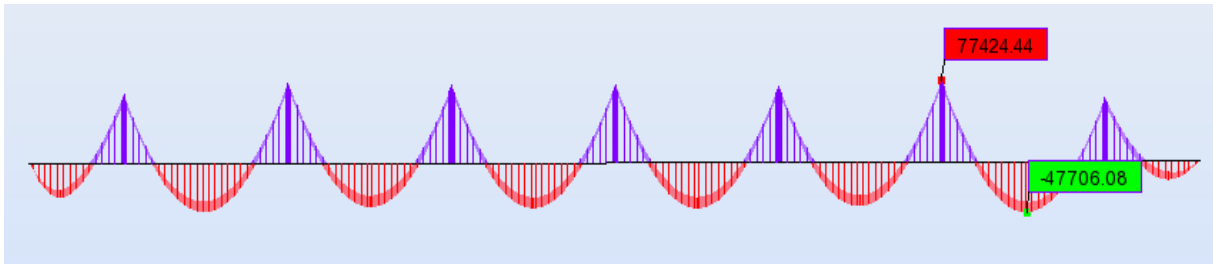
**Annexe B.13.** Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G + 1,2 AL3.



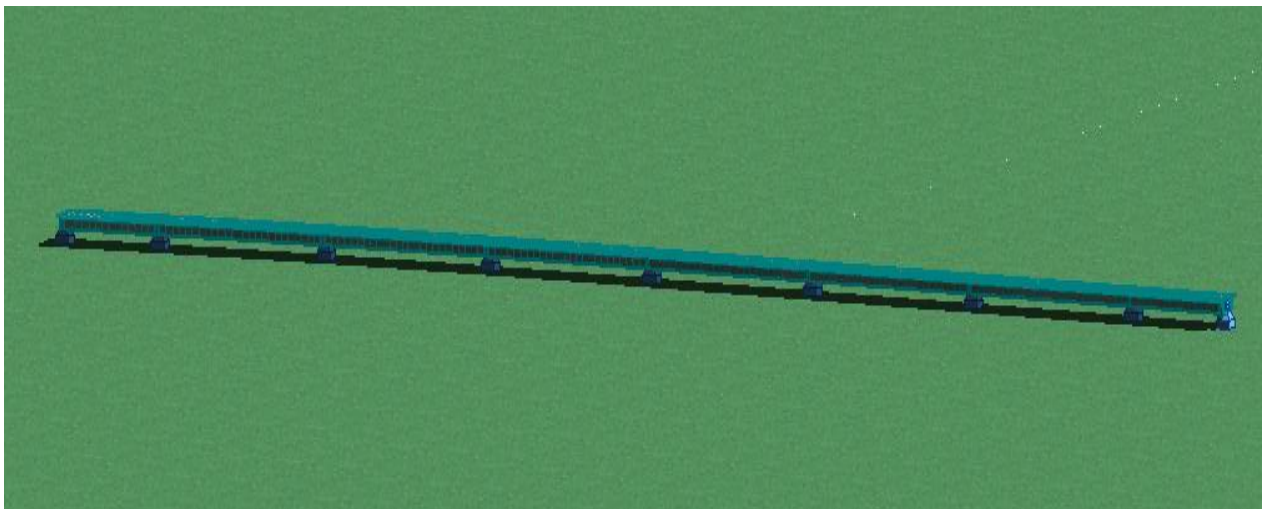
**Annexe B.14.** Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G + 1,2 BC +.



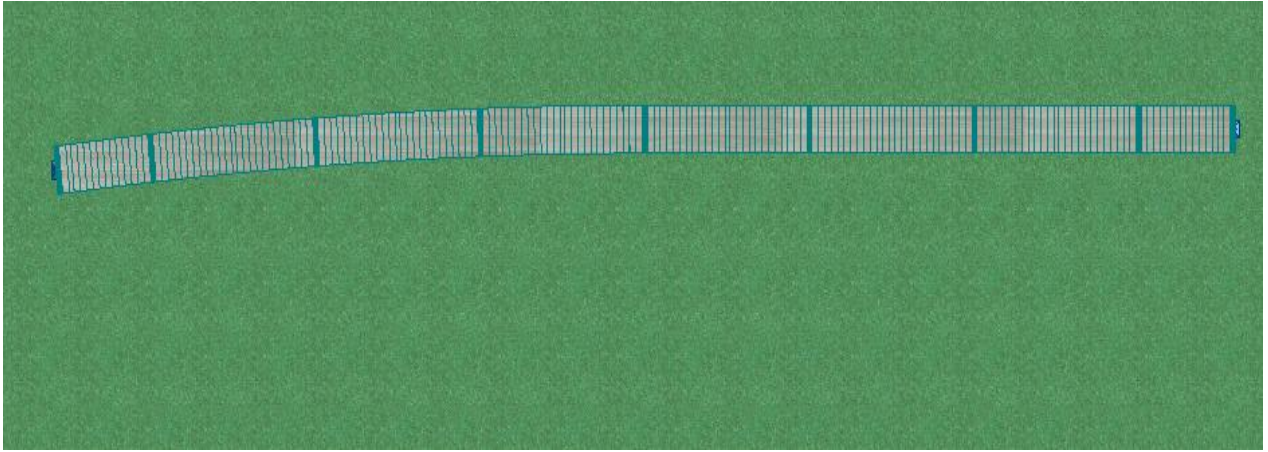
**Annexe B.15.** Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G + 1.2 BT+.



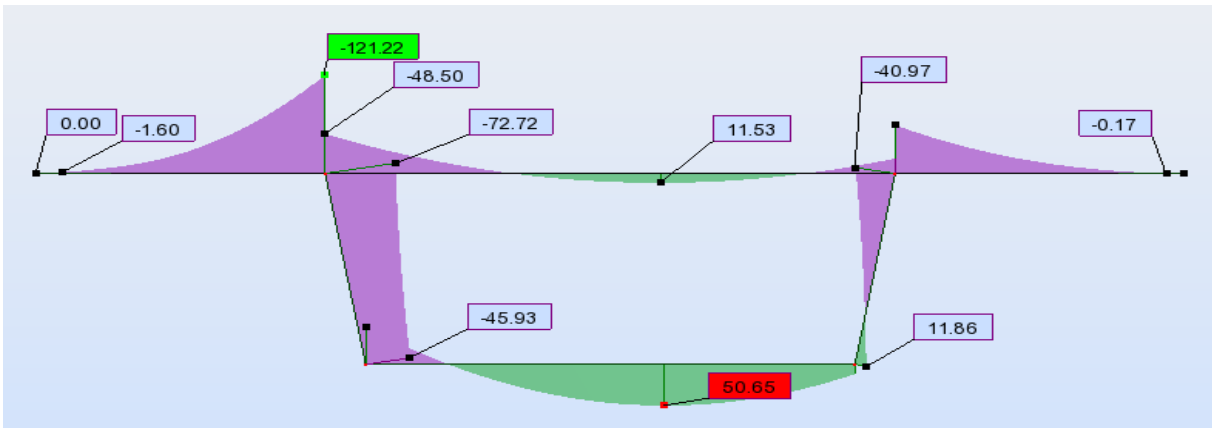
**Annexe B.16.** Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G + MC120+.



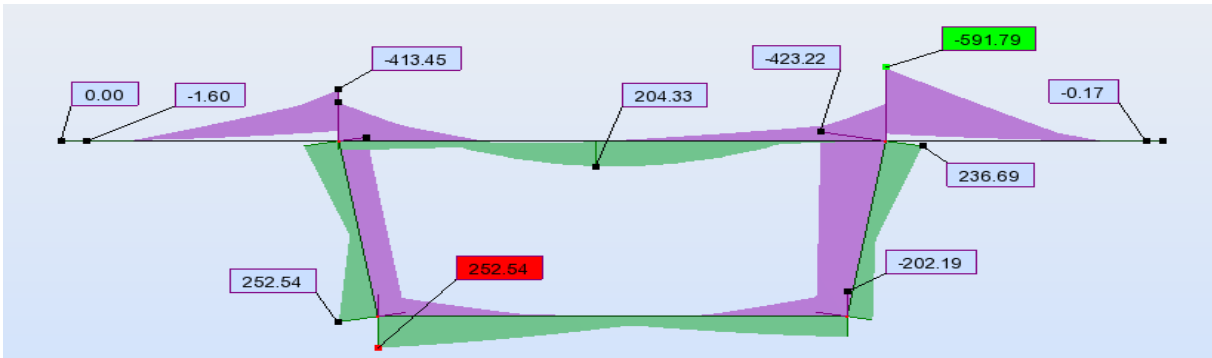
**Annexe B.17.** Vu en élévation « 3D ».



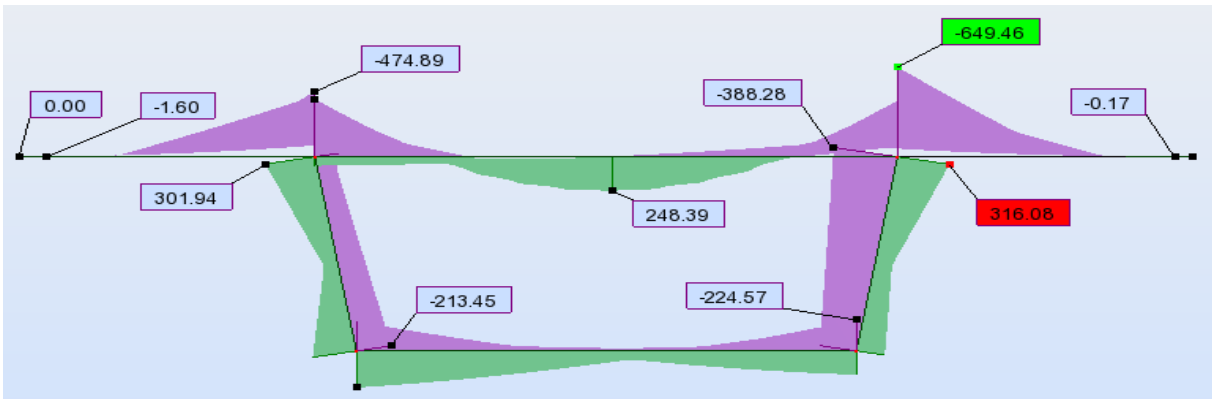
**Annexe B.18. Vu en plan.**



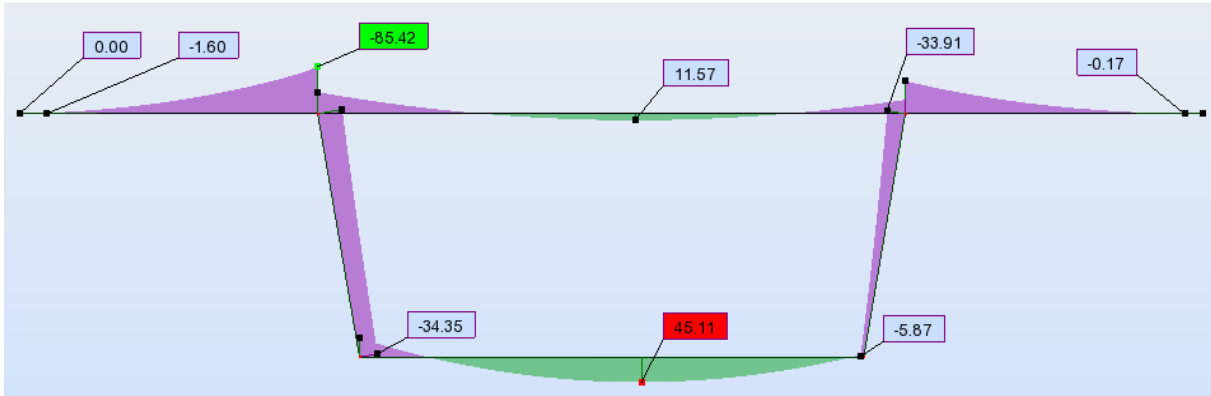
**Annexe B.19. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35 G + 1.6 AL1.**



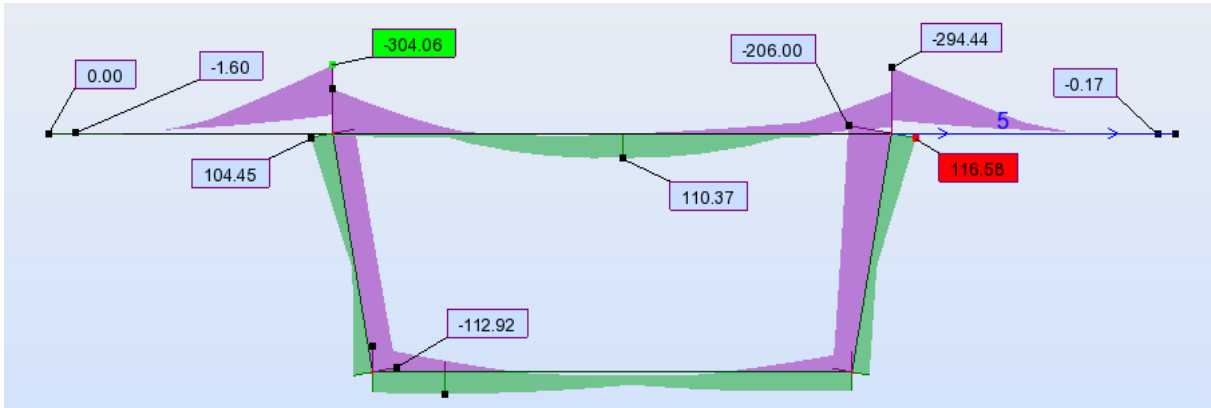
**Annexe B.20. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35 G + 1.6 BC2+.**



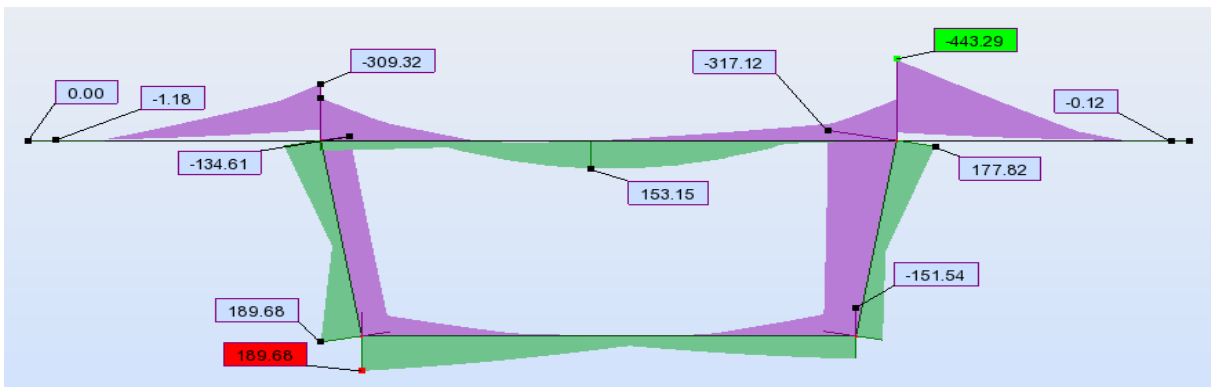
**Annexe B.21. Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35 G + 1.6 BT2+.**



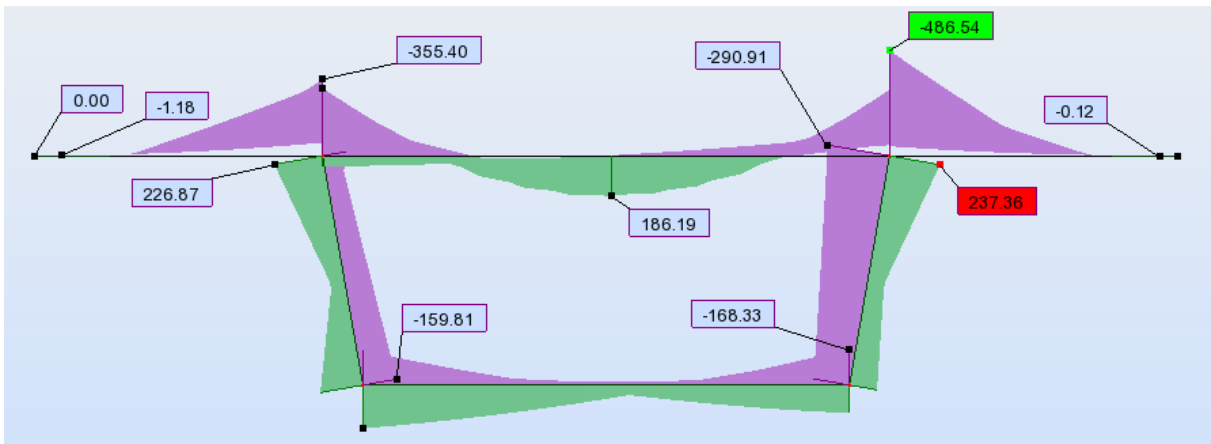
**Annexe B.22.** Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35 G + 1.35 D240.



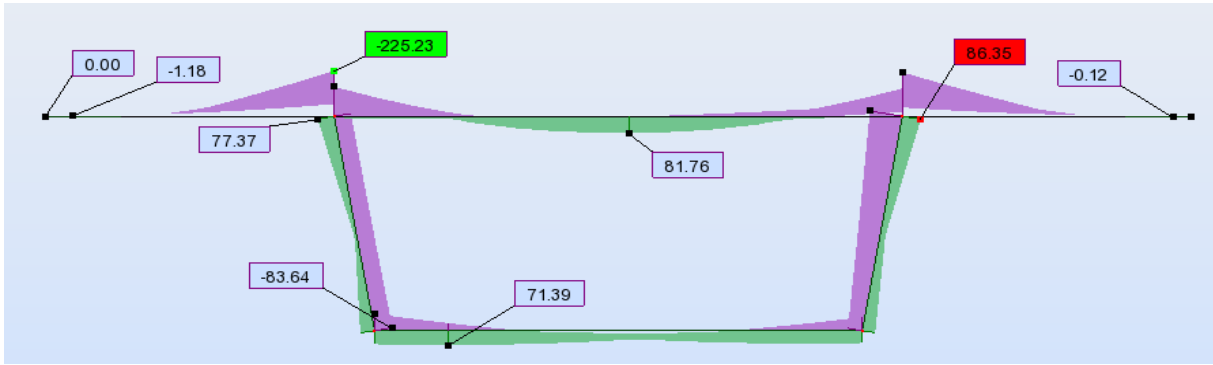
**Annexe B.23.** Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35 G + 1.35 MC120+.



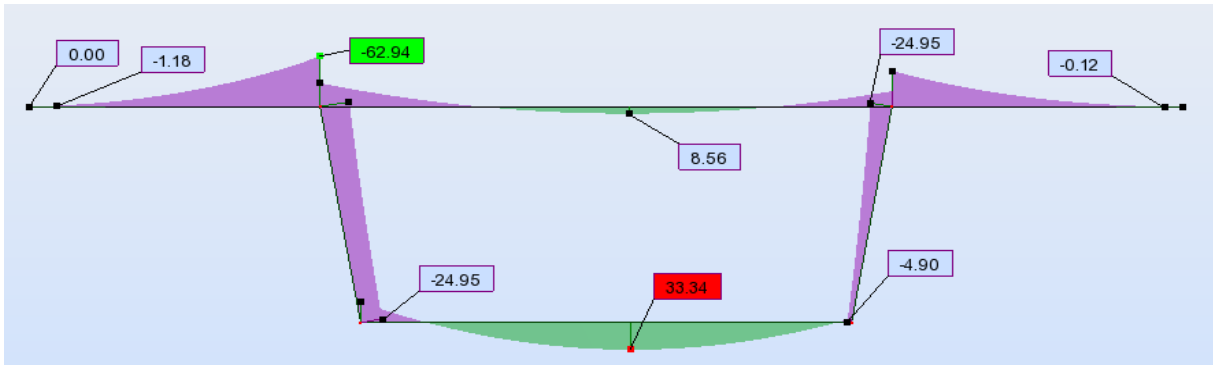
**Annexe B.24.** Moment fléchissant transversal sous la combinaison G + 1.2 BC2+.



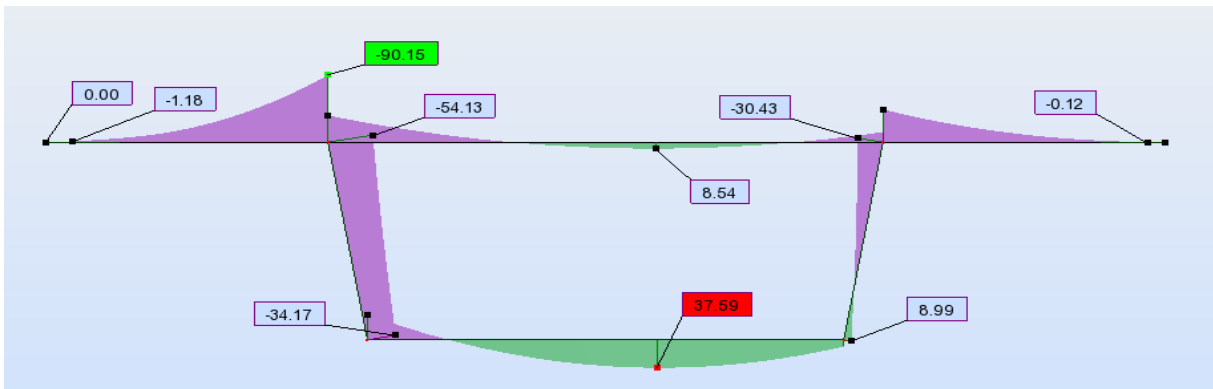
**Annexe B.25.** Moment fléchissant transversal sous la combinaison G + 1.2 BT2+.



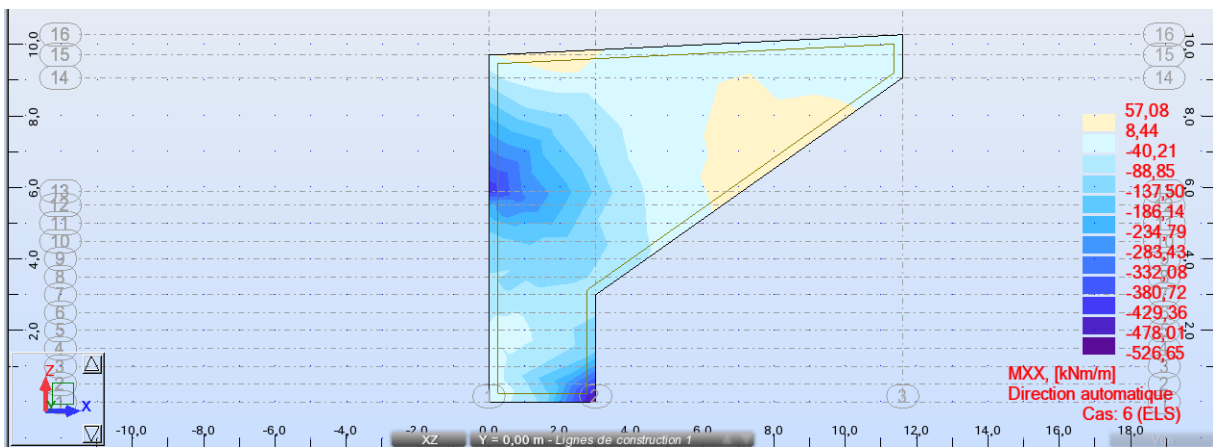
**Annexe B.26.** Moment fléchissant transversal sous la combinaison G + MC120+.



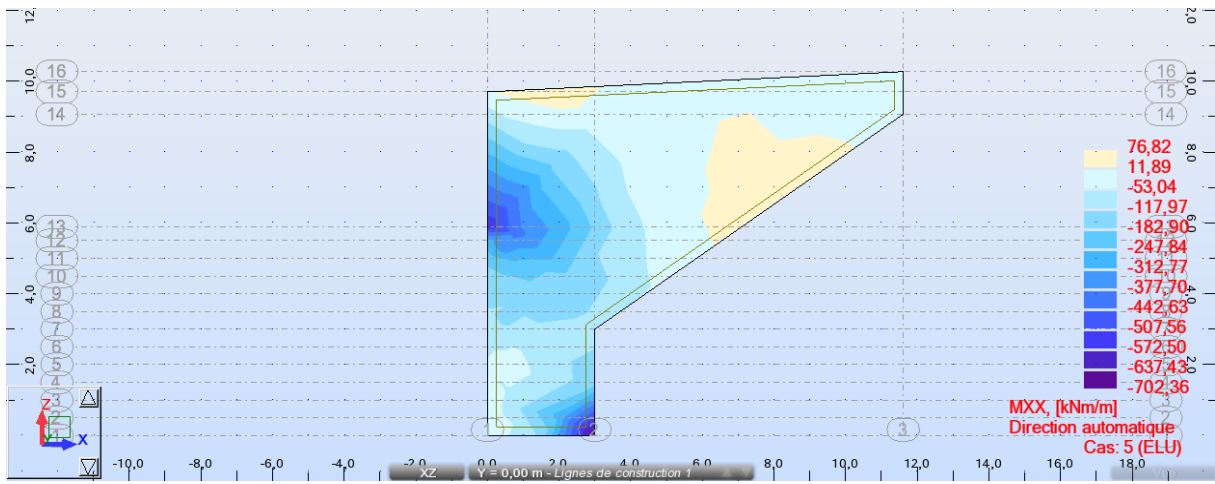
**Annexe B.27.** Moment fléchissant transversal sous la combinaison G + D240.



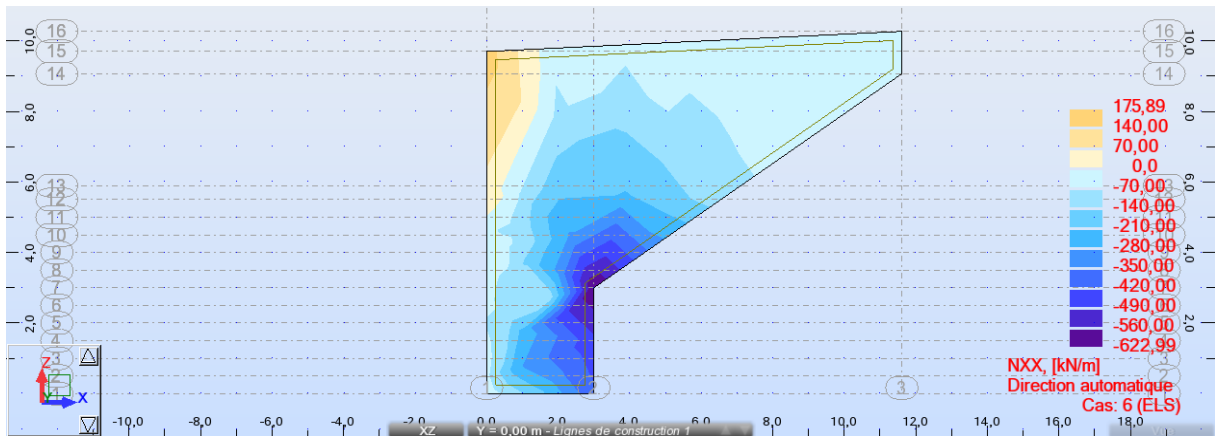
**Annexe B.28.** Moment fléchissant transversal sous la combinaison G + 1.2 AL1.



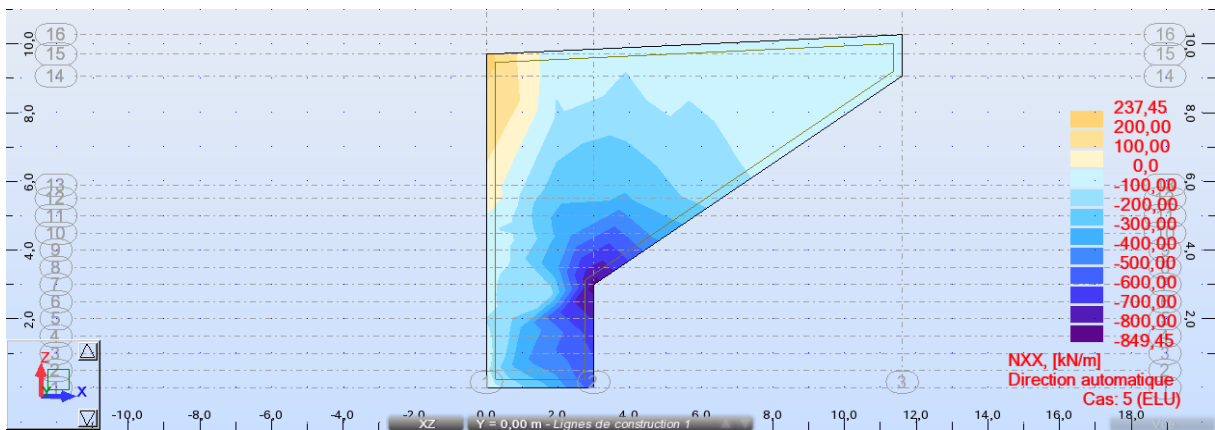
**Annexe B.29.** Moment fléchissant xx de mur en retour sous la combinaison ELS.



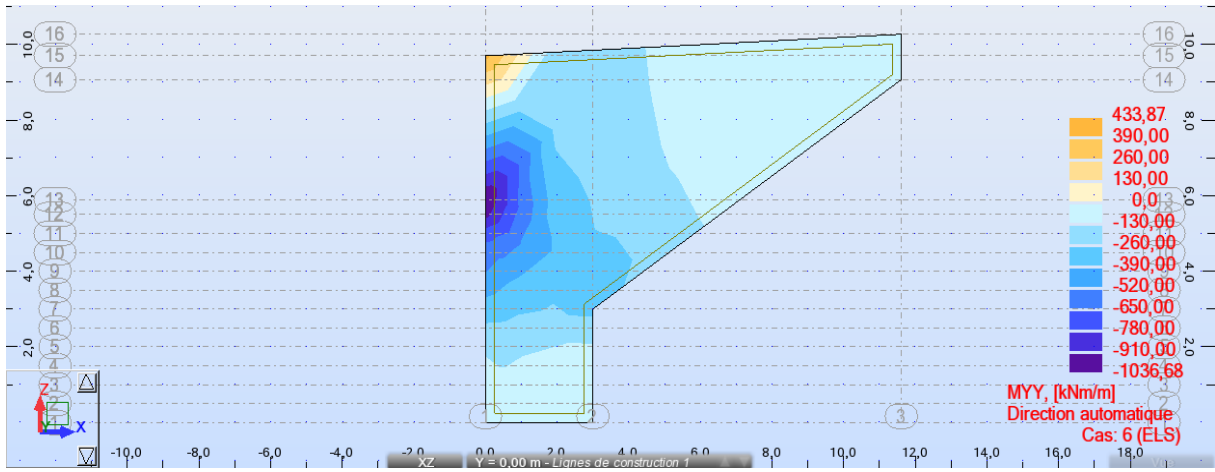
**Annexe B.30.** Moment fléchissant xx de mur en retour sous la combinaison ELU.



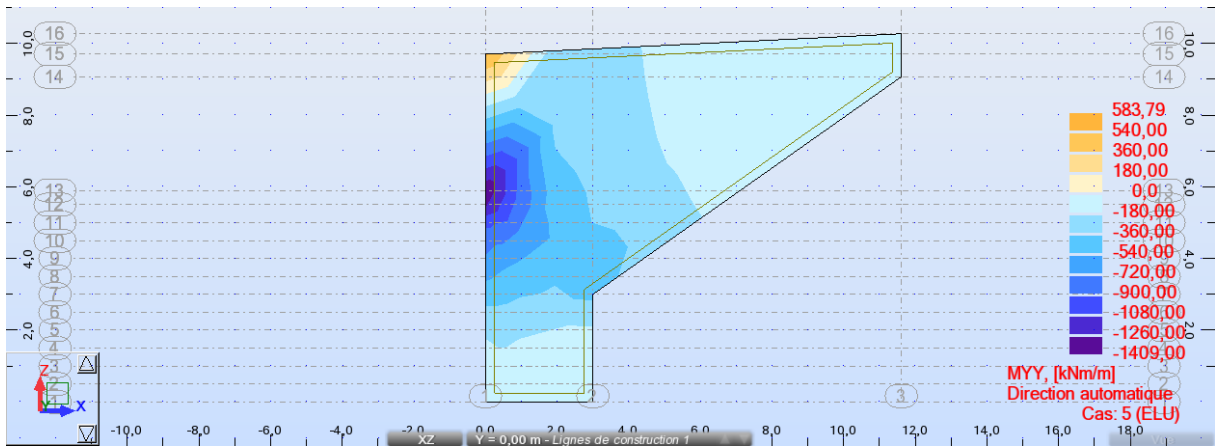
**Annexe B.31.** Effort normal xx de mur en retour sous la combinaison ELS.



**Annexe B.32.** Effort normal xx de mur en retour sous la combinaison ELU.



**Annexe B.33.** Moment fléchissant YY de mur en retour sous la combinaison ELS.



**Annexe B.34.** Moment fléchissant YY de mur en retour sous la combinaison ELU.

# ANNEXE C

## TABLEAUX DE CALCUL

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

**ANNEXE C.1. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc.**

Cas de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)			δ		
			1 voie	2 voies	3 voies	1 voie	2 voies	3 voies
Cas 1	32	8759,1	720	1320	1710	1,066	1,076	1,082
Cas 2	56	13623,4	720	1320	1710	1,041	1,047	1,051
Cas 3	88	22382,5	720	1320	1710	1,026	1,030	1,033
Cas4	64	17518,2	720	1320	1710	1,035	1,040	1,043
Cas 5	112	27246,8	720	1320	1710	1,021	1,024	1,026
Cas 6	144	36005,9	720	1320	1710	1,016	1,019	1,020
Cas 7	168	40870,2	720	1320	1710	1,014	1,016	1,018
Cas 8	120	31141,6	720	1320	1710	1,019	1,022	1,024
Cas 9	176	44765,0	720	1320	1710	1,013	1,015	1,017
Cas 10	224	54493,6	720	1320	1710	1,011	1,012	1,013
Cas 11	232	58388,4	720	1320	1710	1,010	1,012	1,013
Cas 12	280	68117,0	720	1320	1710	1,009	1,010	1,011
Cas 13	324	72011,8	720	1320	1710	1,008	1,009	1,010
Cas 14	336	81740,4	720	1320	1710	1,007	1,008	1,009
Cas 15	344	85635,2	720	1320	1710	1,007	1,008	1,009
Cas 16	368	90499,5	720	1320	1710	1,007	1,008	1,008
Cas 17	400	99258,6	720	1320	1710	1,006	1,007	1,008

**ANNEXE C.2. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.**

Cas de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)		δ	
			1 voie	2-3 voies	1 voie	2-3 voies
Cas 1	32	8759,1	384	768	1,061	1,067
Cas 2	56	13623,4	384	768	1,037	1,041
Cas 3	88	22382,5	384	768	1,024	1,027
Cas4	64	17518,2	384	768	1,032	1,035
Cas 5	112	27246,8	384	768	1,019	1,021
Cas 6	144	36005,9	384	768	1,015	1,017
Cas 7	168	40870,2	384	768	1,013	1,014
Cas 8	120	31141,6	384	768	1,018	1,020
Cas 9	176	44765,0	384	768	1,012	1,014
Cas 10	224	54493,6	384	768	1,010	1,011
Cas 11	232	58388,4	384	768	1,009	1,010
Cas 12	280	68117,0	384	768	1,008	1,009
Cas 13	324	72011,8	384	768	1,007	1,008
Cas 14	336	81740,4	384	768	1,007	1,007
Cas 15	344	85635,2	384	768	1,006	1,007
Cas 16	368	90499,5	384	768	1,006	1,007
Cas 17	400	99258,6	384	768	1,006	1,006

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

### ANNEXE C.3. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Mc 120

Cas de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	$\delta$
Cas 1	32	8759,1	1100	1,072
Cas 2	56	13623,4	1100	1,045
Cas 3	88	22382,5	1100	1,029
Cas4	64	17518,2	1100	1,038
Cas 5	112	27246,8	1100	1,023
Cas 6	144	36005,9	1100	1,018
Cas 7	168	40870,2	1100	1,016
Cas 8	120	31141,6	1100	1,021
Cas 9	176	44765,0	1100	1,015
Cas 10	224	54493,6	1100	1,012
Cas 11	232	58388,4	1100	1,011
Cas 12	280	68117,0	1100	1,009
Cas 13	324	72011,8	1100	1,008
Cas 14	336	81740,4	1100	1,008
Cas 15	344	85635,2	1100	1,008
Cas 16	368	90499,5	1100	1,007
Cas 17	400	99258,6	1100	1,007

### ANNEXE C.5. L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	L(m)	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi ; Xi +1 (m)	R (m)	$\beta_i ; \beta_{i+1}$ (rad)	Z(x)
C <sub>F</sub> 01 - C <sub>F</sub> 02 - C <sub>F</sub> 03	Rectiligne						
C <sub>F</sub> 04 - C <sub>F</sub> 05 - C <sub>F</sub> 08- C <sub>F</sub> 09	1,1	0,18	0,09	1,1	6,72	0,162	0,18-0,0744 x <sup>2</sup>
C <sub>F</sub> 06 - C <sub>F</sub> 07 - C <sub>F</sub> 10- C <sub>F</sub> 11	2,2	0,36	0,18	2,2	13,44	0,162	0,36-0,0372 x <sup>2</sup>
C <sub>F</sub> 12	3,3	0,54	0,27	3,3	20,17	0,162	0,54-0,0248 x <sup>2</sup>

### ANNEXE C.7. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées principales.

Câbles	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi ; Xi +1 (m)	R (m)	$\beta_i ; \beta_{i+1}$ (rad)	Z(x)
C <sub>F</sub> 01- C <sub>F</sub> 02	Rectiligne					
C <sub>F</sub> 03-C <sub>F</sub> 05	0,18	0,09	1,1	6,72	0,162	0,18-0,0744 x <sup>2</sup>
C <sub>F</sub> 04	0,36	0,18	2,2	13,44	0,162	0,36-0,0372 x <sup>2</sup>

### ANNEXE C.4. Effort de freinage A(l)

Cas de charge	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	F (kN)	F (kN/ml)
Cas 1	352,00	9,00	149,29	13,57
Cas 2	616,00	6,52	181,39	16,49
Cas 3	968,00	5,07	209,78	19,07
Cas4	704,00	6,05	189,45	17,22
Cas 5	1232,00	4,47	226,52	20,59
Cas 6	1584,00	3,96	245,46	22,31
Cas 7	1848,00	3,69	257,92	23,45
Cas 8	1320,00	4,32	231,56	21,05
Cas 9	1936,00	3,62	261,81	23,80
Cas 10	2464,00	3,29	282,90	25,72
Cas 11	2552,00	3,24	286,09	26,01
Cas 12	3080,00	3,04	303,70	27,61
Cas 13	3564,00	2,90	317,87	28,90
Cas 14	3696,00	2,86	321,46	29,22
Cas 15	3784,00	2,84	323,79	29,44
Cas 16	4048,00	2,79	330,52	30,05
Cas 17	4400,00	2,73	338,90	30,81

### ANNEXE C.6. L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Câbles	L(m)	d <sub>0</sub>	d <sub>1</sub>	Ri (m)	$\alpha$ (rad)	Z(x)
C <sub>F</sub> 01	Rectiligne					
C <sub>F</sub> 02 - C <sub>F</sub> 04 - C <sub>F</sub> 05 - C <sub>F</sub> 06 - C <sub>F</sub> 07	2,2	0,33	0,55	11	0,19	0,33+0,045 x <sup>2</sup>
C <sub>F</sub> 03 - C <sub>F</sub> 08 - C <sub>F</sub> 09 - C <sub>F</sub> 10- C <sub>F</sub> 11- C <sub>F</sub> 12	4,4	0,15	0,55	24,5	0,15	0,15+0,021 x <sup>2</sup>

### ANNEXE C.8. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées principales.

Câbles	L(m)	d <sub>0</sub>	d <sub>1</sub>	Ri (m)	$\alpha$ (rad)	Z(x)
C <sub>F</sub> 01 - C <sub>F</sub> 03 - C <sub>F</sub> 04	2,2	0,5	1,03	4,57	0,37	0,5+0,109 x <sup>2</sup>
C <sub>F</sub> 02 - C <sub>F</sub> 05	2,2	0,68	1,03	6,92	0,28	0,68+0,072 x <sup>2</sup>

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

### ANNEXE C.9. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour les travées de rive.

Câbles	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi ; Xi +1 (m)	R (m)	$\beta_i; \beta_{i+1}$ (rad)	Z(x)
C <sub>F02</sub>	0,18	0,09	1,1	6,72	0,162	0,18-0,0744 x <sup>2</sup>
C <sub>F02'</sub>	0,18	0,09	1,9	20,06	0,094	0,18-0,025 x <sup>2</sup>

### ANNEXE C.10. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées de rive.

Câbles	L(m)	d <sub>0</sub>	d <sub>1</sub>	Ri (m)	$\alpha$ (rad)	Z(x)
C <sub>F01</sub> - C <sub>F02</sub>	2,2	0,5	1,03	4,57	0,37	0,5+0,109 x <sup>2</sup>
C <sub>F03</sub>	2,2	0,68	1,03	6,92	0,28	0,68+0,072 x <sup>2</sup>
C <sub>F02'</sub>	2,4	0,5	1,03	5,43	0,34	0,5+0,092 x <sup>2</sup>
C <sub>F03'</sub>	4	0,68	1,03	22,86	0,15	0,68+0,022 x <sup>2</sup>

### ANNEXE C.11. Pertes de tension par frottement.

X	Ca	$\alpha$	$\beta$	$\theta$	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12
3	C1	0,00	0,00	0,00	13,33	9,79	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,2	C2	0,19	0,00	0,19	77,21	73,82	64,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7,4	C3	0,15	0,00	0,15	76,63	73,24	63,87	54,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9,6	C4	0,19	0,32	0,37	145,07	141,84	132,92	123,95	64,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11,8	C5	0,19	0,32	0,37	153,90	150,69	141,84	132,92	123,95	64,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14	C6	0,19	0,32	0,37	162,68	159,49	150,69	141,84	132,92	123,95	64,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
16,2	C7	0,19	0,32	0,37	171,39	168,23	159,49	150,69	141,84	132,92	123,95	64,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18,4	C8	0,15	0,32	0,35	176,28	173,13	164,42	155,66	146,83	137,95	129,01	63,87	54,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,6	C9	0,15	0,32	0,35	184,91	181,78	173,13	164,42	155,66	146,83	137,95	129,01	63,87	54,44	0,00	0,00	0,00	0,00
22,8	C10	0,15	0,32	0,35	193,48	190,37	181,78	173,13	164,42	155,66	146,83	137,95	129,01	63,87	54,44	0,00	0,00	0,00
25	C11	0,15	0,32	0,35	202,00	198,91	190,37	181,78	173,13	164,42	155,66	146,83	137,95	129,01	63,87	54,44	0,00	0,00
27,2	C12	0,15	0,32	0,35	210,46	207,39	198,91	190,37	181,78	173,13	164,42	155,66	146,83	137,95	129,01	63,87	54,44	0,00
<b>Moyenne</b>					<b>147,28</b>	<b>144,06</b>	<b>135,16</b>	<b>133,56</b>	<b>128,50</b>	<b>122,15</b>	<b>115,29</b>	<b>99,68</b>	<b>88,68</b>	<b>77,05</b>	<b>61,83</b>	<b>39,43</b>	<b>27,22</b>	<b>0,00</b>
<b>En (%)</b>					<b>9,90</b>	<b>9,68</b>	<b>9,08</b>	<b>8,98</b>	<b>8,64</b>	<b>8,21</b>	<b>7,75</b>	<b>6,70</b>	<b>5,96</b>	<b>5,18</b>	<b>4,16</b>	<b>2,65</b>	<b>1,83</b>	<b>0,00</b>

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

### ANNEXE C.12. Pertes de tension par recul de l'ancrage.

X	Ca	L	$\theta$	k	d	AXE VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11	FIN V12
3	C1	3,00	0,00	0,00	9,23	55,59	62,73	82,37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,2	C2	5,20	0,19	0,01	4,99	-	18,06	85,15	152,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,4	C3	7,40	0,15	0,01	5,98	-	-	-	80,34	127,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,6	C4	4,40	0,37	0,02	3,59	-	-	-	-	82,02	211,44	-	-	-	-	-	-	-	-
11,8	C5	4,40	0,37	0,02	3,59	-	-	-	-	-	82,02	211,44	-	-	-	-	-	-	-
14	C6	4,40	0,37	0,02	3,59	-	-	-	-	-	-	82,02	211,44	-	-	-	-	-	-
16,2	C7	4,40	0,37	0,02	3,59	-	-	-	-	-	-	-	82,02	211,44	-	-	-	-	-
18,4	C8	4,40	0,35	0,02	3,66	-	-	-	-	-	-	-	-	82,78	207,91	-	-	-	-
20,6	C9	4,40	0,35	0,02	3,66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	82,78	207,91	-	-	-
22,8	C1 0	4,40	0,35	0,02	3,66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	82,78	207,91	-	-
25	C1 1	4,40	0,35	0,02	3,66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	82,78	207,91	-
27,2	C1 2	4,40	0,35	0,02	3,66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	82,78	207,91
<b>Moyenne</b>						<b>4,63</b>	<b>6,73</b>	<b>13,96</b>	<b>21,14</b>	<b>20,91</b>	<b>32,61</b>	<b>36,68</b>	<b>41,92</b>	<b>49,04</b>	<b>58,14</b>	<b>72,67</b>	<b>96,90</b>	<b>145,35</b>	<b>207,91</b>
<b>En (%)</b>						<b>0,31</b>	<b>0,45</b>	<b>0,94</b>	<b>1,42</b>	<b>1,41</b>	<b>2,19</b>	<b>2,47</b>	<b>2,82</b>	<b>3,30</b>	<b>3,91</b>	<b>4,88</b>	<b>6,51</b>	<b>9,77</b>	<b>13,97</b>

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

**ANNEXE C.13. Pertes de tension dues aux non-simultanités de la mise en tension**

	N° câbles	v (m)	d <sub>moy</sub> (m)	e <sub>moy</sub> (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσ <sub>e</sub> (MPa)	Δσ <sub>e</sub> (%)
Axe VSP	24	1,32	0,258	1,06	17,58	21,53	104,37	3,01	4,42	0,30
FIN VSP	24	1,28	0,258	1,02	12,90	9,56	98,31	3,01	14,81	1,00
FIN V1	24	1,28	0,258	1,02	12,90	9,56	82,90	3,01	18,08	1,21
FIN V2	22	1,28	0,268	1,01	12,90	9,56	68,80	3,00	17,81	1,20
FIN V3	20	1,28	0,262	1,02	12,90	9,56	56,01	3,01	17,74	1,19
FIN V4	18	1,28	0,254	1,03	12,90	9,56	44,54	3,00	17,19	1,15
FIN V5	16	1,28	0,245	1,04	12,90	9,56	34,38	3,01	16,54	1,11
FIN V6	14	1,28	0,233	1,05	12,90	9,56	25,53	3,03	15,76	1,06
FIN V7	12	1,28	0,247	1,03	12,90	9,56	17,99	3,04	14,23	0,96
FIN V8	10	1,28	0,266	1,01	12,90	9,56	11,77	3,04	12,37	0,83
FIN V9	8	1,28	0,295	0,99	12,90	9,56	6,96	3,05	10,16	0,68
FIN V10	6	1,28	0,343	0,94	12,90	9,56	3,26	3,04	7,69	0,52
FIN V11	4	1,28	0,605	0,68	12,90	9,56	0,97	2,96	4,24	0,28
FIN V12	2	1,28	0,550	0,73	12,90	9,56	0,00	2,88	2,22	0,15

**ANNEXE C.14. Pertes par fluage**

	N° câbles	v (m)	d (m)	e <sub>moy</sub> (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσ <sub>f</sub> (MPa)	Δσ <sub>f</sub> (%)
Axe VSP	24	1,32	0,258	1,06	17,58	21,53	104,37	3,00	21,75	1,46
FIN VSP	24	1,28	0,258	1,02	12,90	9,56	98,31	2,98	72,10	4,85
FIN V1	24	1,28	0,258	1,02	12,90	9,56	82,90	2,98	88,00	5,91
FIN V2	22	1,28	0,268	1,01	12,90	9,56	68,80	3,07	86,90	5,84
FIN V3	20	1,28	0,262	1,02	12,90	9,56	56,01	2,98	86,76	5,83
FIN V4	18	1,28	0,254	1,03	12,90	9,56	44,54	2,97	84,23	5,66
FIN V5	16	1,28	0,245	1,04	12,90	9,56	34,38	2,97	81,25	5,46
FIN V6	14	1,28	0,233	1,05	12,90	9,56	25,53	3,00	77,56	5,21
FIN V7	12	1,28	0,247	1,03	12,90	9,56	17,99	3,01	70,20	4,72
FIN V8	10	1,28	0,266	1,01	12,90	9,56	11,77	3,02	61,17	4,11
FIN V9	8	1,28	0,295	0,99	12,90	9,56	6,96	3,03	50,38	3,39
FIN V10	6	1,28	0,343	0,94	12,90	9,56	3,26	3,03	38,22	2,57
FIN V11	4	1,28	0,605	0,68	12,90	9,56	0,97	2,95	21,12	1,42
FIN V12	2	1,28	0,550	0,73	12,90	9,56	0,00	2,88	11,08	0,74

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

### ANNEXE C.15. Pertes par relaxation

	N° cables	$\sigma_p$	$\mu$	$\mu_0$	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	en (%)
Axe VSP	24	1331,67	0,716	0,43	57,12	3,84
FIN VSP	24	1322,40	0,711	0,43	55,73	3,75
FIN V1	24	1320,81	0,710	0,43	55,50	3,73
FIN V2	22	1315,49	0,733	0,43	54,71	3,68
FIN V3	20	1320,85	0,711	0,43	55,50	3,73
FIN V4	18	1316,06	0,707	0,43	54,79	3,68
FIN V5	16	1319,49	0,709	0,43	55,30	3,72
FIN V6	14	1330,64	0,715	0,43	56,96	3,83
FIN V7	12	1336,05	0,718	0,43	57,78	3,88
FIN V8	10	1340,44	0,720	0,43	58,44	3,93
FIN V9	8	1343,34	0,722	0,43	58,88	3,96
FIN V10	6	1343,98	0,722	0,43	58,98	3,96
FIN V11	4	1311,20	0,704	0,43	54,08	3,63
FIN V12	2	1277,87	0,687	0,43	49,27	3,31

### ANNEXE C.16. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Voussoirs	X(m)	M (MN.m)	N : C F	N : C C	P F (MN)	P C (MN)	S (m2)	I (m4)	v (m)	v' (m)	e <sub>r</sub> (m)	e <sub>c</sub> (m)	$\sigma_{Sup}$ (MPa)	$\sigma_{Inf}$ (MPa)	Obs
début VC 01	0,00	0,00	0	2	0,00	5152,57	21,53	17,58	1,32	1,68	0,00	0,69	-0,03	0,58	OK
début VC 02	1,60	-3930,97	0	4	0,00	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	0,00	0,96	0,49	1,87	OK
début VSC C01-P01	4,00	-14374,15	0	4	0,00	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	0,00	1,13	1,35	0,71	OK
début V 01	5,60	-19472,91	2	6	5152,57	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	0,98	2,96	1,08	OK
début V 02	7,80	-24284,43	4	6	10305,14	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,10	4,11	0,79	OK
début V 03	10,00	-26442,38	6	6	15457,72	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,10	5,61	0,04	OK
début V 04	12,20	-25902,23	8	6	20610,29	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,10	6,68	-0,13	OK
début V 05	14,40	-22674,00	10	6	25762,86	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,10	7,46	0,09	OK
début V 06	16,60	-17464,93	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,98	8,24	0,30	OK
début V 07	18,80	-10978,36	14	4	36068,00	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	1,13	8,54	-0,11	OK
début V 08	21,00	-3236,08	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	8,98	0,56	OK

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

début V 09	23,20	5783,72	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	9,20	0,27	OK
début V 10	25,40	16073,29	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	9,01	0,53	OK
début V 11	27,60	27633,10	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,87	1,98	OK
début V 12	29,80	40462,62	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,71	3,45	OK
début VSP P 01	32,00	54562,75	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,31	5,33	OK
AXE VSP P 01	32,80	60257,81	24	0	61830,86	0,00	21,53	17,58	1,32	1,68	1,06	0,00	3,27	2,37	OK
début V 13	33,60	54372,51	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,33	5,31	OK
début V 14	35,80	39769,68	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,78	3,36	OK
début V 15	38,00	26436,85	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,99	1,82	OK
début V 16	40,20	14374,20	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	9,18	0,30	OK
début V 17	42,40	3581,64	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	9,28	0,16	OK
début V 18	44,60	-5940,91	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	9,23	0,23	OK
début V 19	46,80	-14193,11	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	8,87	0,71	OK
début V 20	49,00	-21175,45	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	8,58	-0,16	OK
début V 21	51,20	-26887,37	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	7,87	0,79	OK
début V 22	53,40	-31329,32	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	7,32	0,27	OK
début V 23	55,60	-34501,01	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,04	6,34	1,59	OK
début V 24	57,80	-36402,07	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	5,24	1,80	OK
début VSC P01-P02	60,00	-37033,90	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	4,44	1,61	OK
début V 25	61,60	-36707,29	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	4,41	1,65	OK
début V 26	63,80	-35155,19	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	5,12	1,96	OK
début V 27	66,00	-32335,74	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,11	6,18	1,81	OK
début V 28	68,20	-28245,83	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	7,09	0,57	OK
début V 29	70,40	-22885,94	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	7,45	1,35	OK
début V 30	72,60	-16255,94	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	8,12	0,46	OK
début V 31	74,80	-8355,55	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	8,50	1,20	OK
début V 32	77,00	814,51	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	8,86	0,73	OK
début V 33	79,20	11255,40	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	9,01	0,52	OK
début V 34	81,40	22965,58	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,33	1,44	OK
début V 35	83,60	35946,52	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,04	3,09	OK
début V 36	85,80	50176,24	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,75	4,75	OK
début VSP P 02	88,00	66088,50	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,17	6,87	OK
AXE VSP P 02	88,80	72081,99	24,00	0,00	61830,86	0,00	21,53	17,58	1,32	1,68	1,06	0,00	2,38	3,50	OK
début V 37	89,60	60976,00	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,68	6,19	OK
début V 38	91,80	51051,07	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,66	4,87	OK
début V 39	94,00	37147,22	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	7,92	3,25	OK
début V 40	96,20	24513,46	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,17	1,65	OK
début V 41	98,40	13149,65	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	8,47	1,25	OK

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

début V 42	100,60	3055,96	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	8,36	1,40	OK
début V 43	102,80	-5797,62	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	8,22	1,59	OK
début V 44	105,00	-13321,19	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	7,64	1,10	OK
début V 45	107,20	-19604,45	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	7,33	1,52	OK
début V 46	109,40	-24617,76	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	6,55	1,30	OK
début V 47	111,60	-28360,74	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,04	5,91	2,17	OK
début V 48	113,80	-30832,92	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	4,69	2,54	OK
début VSC P02-P03	116,00	-32036,31	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	3,95	2,27	OK
début V 49	117,60	-32117,54	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	3,96	2,26	OK
début V 50	119,80	-31142,82	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	4,72	2,50	OK
début V 51	122,00	-28890,20	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,11	5,78	2,34	OK
début V 52	124,20	-25371,40	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	6,62	1,20	OK
début V 53	126,40	-20582,74	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	7,43	1,39	OK
début V 54	128,60	-14523,62	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	7,76	0,94	OK
début V 55	130,80	-7194,40	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	8,36	1,40	OK
début V 56	133,00	1405,03	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	8,52	1,18	OK
début V 57	135,20	11274,87	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	8,66	1,00	OK
début V 58	137,40	22414,50	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,38	1,37	OK
début V 59	139,60	34824,90	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,15	2,94	OK
début V 60	141,80	48498,98	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,91	4,53	OK
début VSP P 03	144,00	63467,36	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,43	6,52	OK
AXE VSP P 03	144,80	68942,53	24	0	61830,86	0,00	21,53	17,58	1,32	1,68	1,06	0,00	2,62	3,20	OK
début V 61	145,60	62832,13	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,49	6,44	OK
début V 62	147,80	47795,21	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,98	4,43	OK
début V 63	150,00	34028,22	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,23	2,83	OK
début V 64	152,20	21531,52	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,47	1,25	OK
début V 65	154,40	10304,57	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	8,75	0,87	OK
début V 66	156,60	347,97	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	8,63	1,04	OK
début V 67	158,80	-8338,82	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	8,47	1,25	OK
début V 68	161,00	-15755,34	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	7,89	0,77	OK
début V 69	163,20	-21902,00	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	7,56	1,21	OK
début V 70	165,40	-26778,21	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	6,76	1,02	OK
début V 71	167,60	-30384,38	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,04	6,11	1,90	OK
début V 72	169,80	-32719,97	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	4,88	2,29	OK
début VSC P03-P04	172,00	-33786,55	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	4,12	2,04	OK
début V 73	173,60	-33770,26	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	4,12	2,04	OK
début V 74	175,80	-32658,98	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	4,87	2,30	OK
début V 75	178,00	-30269,53	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,11	5,92	2,15	OK
début V 76	180,20	-26614,40	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	6,75	1,04	OK
début V 77	182,40	-21689,55	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	7,54	1,24	OK
début V 78	184,60	-15494,15	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	7,86	0,81	OK
début V 79	186,80	-8029,07	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	8,44	1,29	OK
début V 80	189,00	706,67	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	8,59	1,09	OK
début V 81	191,20	10711,80	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	8,71	0,92	OK
début V 82	193,40	21986,25	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,42	1,31	OK

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

début V 83	195,60	34531,76	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,18	2,90	OK
début V 84	197,80	48514,95	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,91	4,53	OK
début VSP P 04	200,00	64059,90	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,37	6,60	OK
AXE VSP P 04	200,80	69903,27	24	0	61830,86	0,00	21,53	17,58	1,32	1,68	1,06	0,00	2,54	3,29	OK
début V 85	201,60	64054,71	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,37	6,60	OK
début V 86	203,80	48890,87	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,87	4,58	OK
début V 87	206,00	35000,34	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,14	2,96	OK
début V 88	208,20	22380,38	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,38	1,37	OK
début V 89	210,40	11030,87	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	8,68	0,97	OK
début V 90	212,60	951,82	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	8,57	1,12	OK
début V 91	214,80	-7856,77	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	8,42	1,31	OK
début V 92	217,00	-15394,95	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	7,85	0,82	OK
début V 93	219,20	-21662,62	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	7,54	1,24	OK
début V 94	221,40	-26659,83	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	6,75	1,03	OK
début V 95	223,60	-30386,58	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,04	6,11	1,90	OK
début V 96	225,80	-32842,88	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	4,89	2,27	OK
début VSC P04-P05	228,00	-34028,72	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	4,15	2,01	OK
début V 97	229,60	-34148,02	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	4,16	1,99	OK
début V 98	231,80	-33084,57	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	4,91	2,24	OK
début V 99	234,00	-30805,50	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,11	5,97	2,08	OK
début V 100	236,20	-27255,98	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	6,81	0,95	OK
début V 101	238,40	-25431,00	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	7,91	0,74	OK
début V 102	240,60	-16345,57	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	7,95	0,69	OK
début V 103	242,80	-8984,67	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	8,54	1,16	OK
début V 104	245,00	-353,26	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	8,70	0,95	OK
début V 105	247,20	9548,56	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	8,83	0,77	OK
début V 106	249,40	20720,83	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,55	1,14	OK
début V 107	251,60	33163,56	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,32	2,72	OK
début V 108	253,80	46876,75	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,07	4,31	OK
début VSP P 05	256,00	61900,98	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,58	6,31	OK
AXE VSP P 05	256,80	67647,52	24	0	61830,86	0,00	21,53	17,58	1,32	1,68	1,06	0,00	2,71	3,07	OK
début V 109	257,60	61900,98	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,58	6,31	OK
début V 110	259,80	47029,32	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,06	4,33	OK
début V 111	262,00	33427,91	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,29	2,75	OK
début V 112	264,20	21097,15	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,51	1,20	OK
début V 113	266,40	10036,68	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	8,78	0,83	OK
début V 114	268,60	246,69	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	8,64	1,03	OK
début V 115	270,80	-8272,72	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	8,47	1,26	OK
début V 116	273,00	-15521,78	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	7,86	0,80	OK
début V 117	275,20	-21500,29	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	7,52	1,26	OK
début V 118	277,40	-26208,42	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	7,05	0,63	OK
début V 119	279,60	-29646,07	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,04	6,25	1,71	OK

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

début V 120	281,80	-31813,23	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	4,88	2,29	OK
début VSC P05-P06	284,00	-32709,00	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	4,00	2,20	OK
début V 121	285,60	-32564,12	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	3,87	2,38	OK
début V 122	287,80	-31266,41	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	4,48	2,82	OK
début V 123	290,00	-28698,22	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,11	5,38	2,87	OK
début V 124	292,20	-24859,61	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	6,07	1,95	OK
début V 125	294,40	-19750,48	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	6,71	2,35	OK
début V 126	296,60	-13370,88	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	6,89	2,11	OK
début V 127	298,80	-5720,92	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	7,33	2,79	OK
début V 128	301,00	3199,62	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	7,33	2,78	OK
début V 129	303,20	13390,48	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	9,53	-0,17	OK
début V 130	305,40	2485,95	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,88	3,39	OK
début V 131	307,60	37583,90	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	6,49	5,17	OK
début V 132	309,80	51586,11	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,09	6,97	OK
début VSP P 06	312,00	66858,99	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,09	6,97	OK
AXE VSP P 06	312,80	72650,38	24	0	61830,86	0,00	21,53	17,58	1,32	1,68	1,06	0,00	2,34	3,55	OK
début V 133	313,60	66477,95	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	6,13	6,92	OK
début V 134	315,80	50720,53	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,69	4,82	OK
début V 135	318,00	36233,36	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,01	3,13	OK
début V 136	320,20	23016,83	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,32	1,45	OK
début V 137	322,40	11070,60	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	8,68	0,97	OK
début V 138	324,60	394,83	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	8,62	1,05	OK
début V 139	326,80	-9010,33	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	8,54	1,16	OK
début V 140	329,00	-17145,16	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	8,02	0,59	OK
début V 141	331,20	-24009,43	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	7,77	0,93	OK
début V 142	333,40	-29603,33	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	7,04	0,64	OK
début V 143	335,60	-33936,75	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,04	6,46	1,42	OK
début V 144	337,80	-36979,66	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	5,30	1,72	OK
début VSC P06-P07	340,00	-38762,15	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	4,62	1,38	OK
début V 145	341,60	-39260,52	2	10	5152,57	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	1,11	4,67	1,31	OK
début V 146	343,80	-38848,57	4	10	10305,14	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,11	5,49	1,47	OK
début V 147	346,00	-37166,15	6	10	15457,72	25762,86	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,11	6,60	1,23	OK
Début V 148	348,20	-34213,29	8	8	20610,29	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,09	7,50	0,02	OK
début V 149	350,40	-29989,94	10	8	25762,86	20610,29	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,00	8,36	0,13	OK
Début V150	352,60	-24496,10	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	1,10	8,75	-0,39	OK
début V 151	354,80	-17731,90	14	6	36068,00	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	0,98	9,40	0,00	OK
Début V 152	357,00	-9697,13	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	9,62	-0,30	OK
Début V 153	359,20	6392,03	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	8,77	0,85	OK

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

début V 154	361,40	10183,67	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,42	1,32	OK
début V 155	363,60	22029,85	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,12	2,98	OK
début V 156	365,80	35146,31	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,81	4,66	OK
début VSP P 07	368,00	49533,42	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,27	5,39	OK
AXE VSP P 07	368,80	55008,09	24	0	61830,86	0,00	21,53	17,58	1,32	1,68	1,06	0,00	3,66	1,87	OK
début V 157	369,60	50255,80	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	7,74	4,76	OK
début V 158	371,80	38339,62	24	0	61830,86	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,92	3,17	OK
début V 159	374,00	27693,75	22	0	56678,29	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	0,00	8,86	1,99	OK
début V 160	376,20	18318,48	20	0	51525,72	0,00	9,56	12,90	1,28	1,72	1,02	0,00	8,79	0,82	OK
début V 161	378,40	10213,54	18	2	46373,15	5152,57	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,69	8,76	0,86	OK
début V 162	380,60	3379,07	16	4	41220,58	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,04	0,96	8,33	1,44	OK
début V 163	382,80	-2184,85	14	4	36068,00	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	1,05	1,13	7,67	1,06	OK
début V 164	385,00	-6478,38	12	6	30915,43	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,03	0,98	7,15	1,76	OK
début V 165	387,20	-9501,40	10	6	25762,86	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	1,01	1,10	6,15	1,84	OK
début V 166	389,40	-11254,00	8	6	20610,29	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	0,99	1,10	5,23	1,82	OK
début V 167	391,60	-11745,23	6	6	15457,72	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	0,94	1,10	4,15	2,00	OK
début V 168	393,80	-10947,79	4	6	10305,14	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	0,68	1,10	2,79	2,57	OK
début VSC P07-C02	396,00	-8888,90	2	6	5152,57	15457,72	9,56	12,90	1,28	1,72	0,73	0,98	1,91	2,49	OK
début VC 03	397,60	-6594,68	0	4	0,00	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	0,00	1,13	0,58	1,75	OK
début VC 04	400,00	-1890,80	0	4	0,00	10305,14	9,56	12,90	1,28	1,72	0,00	0,96	0,28	2,14	OK
FIN VC 04	401,60	0,00	0	2	0,00	5152,57	21,53	17,58	1,32	1,68	0,00	0,69	-0,03	0,58	OK

### ANNEXE C.17. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Voussoirs	X(m)	M <sub>min</sub> (MN.m)	M <sub>max</sub> (MN.m)	N : P f	N : P C	P F (MN)	P C (MN)	e <sub>f</sub>	e <sub>c</sub>	σ <sub>Sup-1</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-1</sub> (MPa)	σ <sub>Sup-2</sub> (MPa)	σ <sub>Inf-2</sub> (MPa)	Obs
début VC 01	0,00	0,00	0,00	0	2	0,00	5152,57	0,00	0,69	-0,03	0,58	-0,03	0,58	OK
début VC 02	1,60	-5119,59	-5119,69	0	4	0,00	10305,14	0,00	0,96	0,60	1,71	1,96	-0,11	OK
début VSC C01-P01	4,00	-18806,28	-13092,16	0	4	0,00	10305,14	0	1	1,79	0,12	2,47	-0,79	OK
début V 01	5,60	-25657,75	-17558,8	2	6	5152,57	15457,72	0,73	0,98	3,57	0,25	4,25	-0,65	OK
début V 02	7,80	-32455,03	-21490,4	4	6	10305,14	15457,72	0,68	1,10	4,92	-0,30	5,28	-0,78	OK
début V 03	10,00	-36080,73	-21400,89	6	6	15457,72	15457,72	0,94	1,10	6,57	-1,25	6,61	-1,30	OK
début V 04	12,20	-36450,31	-21338,63	8	6	20610,29	15457,72	0,99	1,10	7,73	-1,54	7,45	-1,16	OK
début V 05	14,40	-33614,66	-17225,32	10	6	25762,86	15457,72	1,01	1,10	8,54	-1,37	8,01	-0,66	OK
début V 06	16,60	-28290,40	-1131,35	12	6	30915,43	15457,72	1,03	0,98	9,31	-1,15	8,61	-0,20	OK
début V 07	18,80	-21192,93	-3759,08	14	4	36068,00	10305,14	1,05	1,13	9,56	-1,47	8,68	-0,29	OK
début V 08	21,00	-12355,89	4867,23	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	9,89	-0,65	8,18	1,64	OK
début V 09	23,20	-1749,96	14771,38	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	9,95	-0,74	8,31	1,46	OK
début V 10	25,40	10571,47	25946,28	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	9,56	-0,21	8,03	1,84	OK
début V 11	27,60	24535,39	38390,89	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	9,17	1,57	7,80	3,41	OK
début V 12	29,80	37110,41	52105,54	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	9,04	3,01	7,56	5,01	OK

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

début VSP P 01	32,00	50955,30	67090,17	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	7,67	4,85	6,07	7,00	OK
AXE VSP P 01	32,80	55967,32	73119,72	24	0	61830,86	0,00	1,06	0,00	3,59	1,96	2,30	3,60	OK
début V 13	33,60	50886,74	65962,65	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	7,68	4,84	6,18	6,85	OK
début V 14	35,80	36860,10	48201,97	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	9,07	2,97	7,94	4,49	OK
début V 15	38,00	24103,52	32056,36	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	-0,03	0,58	-0,03	0,58	OK
début V 16	40,20	10954,35	19183,29	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	9,52	-0,16	8,70	0,94	OK
début V 17	42,40	62230,86	8137,30	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	3,60	7,79	8,97	0,58	OK
début V 18	44,60	-14047,11	-1638,50	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	10,06	-0,88	8,82	0,77	OK
début V 19	46,80	-24407,37	-10144,28	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	10,07	-0,89	8,65	1,01	OK
début V 20	49,00	-33276,65	-17379,79	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	9,63	-1,56	8,05	0,55	OK
début V 21	51,20	-40600,07	-23345,21	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	9,42	-1,28	7,70	1,02	OK
début V 22	53,40	-46377,67	-28040,45	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	8,71	-1,60	6,89	0,85	OK
début V 23	55,60	-50589,90	-31465,51	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,04	8,11	-0,80	6,22	1,75	OK
début V 24	57,80	-53215,13	-33532,05	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	6,91	-0,44	4,96	2,18	OK
début VSC P01-P02	60,00	-54249,04	-34987,00	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	6,15	-0,69	4,24	1,88	OK
début V 25	61,60	-53999,36	-32849,38	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	6,13	-0,65	4,03	2,17	OK
début V 26	63,80	-52284,86	-30719,48	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	6,82	-0,32	4,68	2,56	OK
début V 27	66,00	-48986,25	-27323,85	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,11	7,78	-0,34	5,63	2,54	OK
début V 28	68,20	-44063,49	-22656,82	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	8,48	-1,29	6,36	1,57	OK
début V 29	70,40	-37545,98	-16719,75	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	9,11	-0,88	7,05	1,90	OK
début V 30	72,60	-29458,30	-9512,57	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	9,25	-1,06	7,27	1,60	OK
début V 31	74,80	-19816,49	-1035,02	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	9,61	-0,28	7,75	2,22	OK
début V 32	77,00	-8624,84	8712,20	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	9,52	-0,16	7,80	2,15	OK
début V 33	79,20	4112,87	19370,21	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	9,37	0,04	7,85	2,08	OK
début V 34	81,40	18331,17	32017,55	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	8,79	0,83	7,43	2,65	OK
début V 35	83,60	33907,30	45575,57	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	8,24	2,82	7,09	4,37	OK
début V 36	85,80	47978,00	60381,76	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	7,96	4,46	6,73	6,11	OK
début VSP P 02	88,00	63724,25	76884,77	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	6,40	6,56	5,10	8,31	OK
AXE VSP P 02	88,80	73655,50	83088,34	24,00	0,00	61830,86	0,00	1,06	0,00	2,26	3,65	1,55	4,55	OK
début V 37	89,60	64001,44	76243,11	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	6,37	6,59	5,16	8,22	OK
début V 38	91,80	49374,90	60544,90	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	7,83	4,64	6,72	6,13	OK
début V 39	94,00	35450,09	46116,56	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	8,09	3,02	7,03	4,44	OK
début V 40	96,20	20186,69	32958,27	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	8,60	1,07	7,33	2,78	OK
début V 41	98,40	6329,89	21070,07	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	9,15	0,34	7,69	2,30	OK
début V 42	100,60	-6081,22	10451,91	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	9,27	0,18	7,62	2,39	OK
début V 43	102,80	-17002,88	1103,80	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	9,33	0,09	7,53	2,51	OK
début V 44	105,00	-26392,05	-6974,04	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	8,94	-0,65	7,02	1,94	OK
début V 45	107,20	-34212,63	-13781,98	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	8,78	-0,43	6,76	2,29	OK
début V 46	109,40	-40482,17	-19319,54	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	8,12	-0,81	6,02	2,01	OK
début V 47	111,60	-45172,83	-23587,09	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,04	7,58	-0,08	5,44	2,80	OK
début V 48	113,80	-48271,64	-26583,35	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	6,42	0,22	4,27	3,11	OK
début VSC P02-P03	116,00	-49772,65	-27567,00	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	5,71	-0,09	3,50	2,87	OK
début V 49	117,60	-49863,99	-27206,71	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	5,72	-0,10	3,47	2,92	OK
début V 50	119,80	-48629,03	-25678,62	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	6,46	0,17	4,18	3,23	OK
début V 51	122,00	-45804,19	-22870,31	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,11	7,46	0,08	5,19	3,14	OK
début V 52	124,20	-41368,14	-18795,73	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	8,21	-0,93	5,97	2,08	OK

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

début V 53	126,40	-35346,25	-13451,21	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	8,89	-0,58	6,72	2,34	OK
début V 54	128,60	-27758,51	-6836,30	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	9,08	-0,83	7,00	1,96	OK
début V 55	130,80	-18625,94	1048,72	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	9,49	-0,12	7,54	2,50	OK
début V 56	133,00	-7955,10	10203,00	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	9,45	-0,07	7,65	2,35	OK
début V 57	135,20	4238,17	20629,52	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	9,36	0,06	7,73	2,25	OK
début V 58	137,40	17897,46	32325,01	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	8,83	0,77	7,40	2,69	OK
début V 59	139,60	31096,44	45291,02	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	8,52	2,44	7,11	4,33	OK
début V 60	141,80	44613,68	59520,75	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	9,64	2,20	8,23	4,10	OK
début VSP P 03	144,00	59424,31	75045,39	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	8,30	4,01	6,82	5,99	OK
AXE VSP P 03	144,80	60452,56	80712,35	24	0	61830,86	0,00	1,06	0,00	3,33	2,29	2,16	3,78	OK
début V 61	145,60	58952,01	73390,44	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	6,73	6,12	4,72	8,82	OK
début V 62	147,80	44483,82	57739,17	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	6,88	5,92	5,44	7,84	OK
début V 63	150,00	31232,42	43434,62	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	7,19	4,23	5,88	5,99	OK
début V 64	152,20	17419,32	30400,13	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	7,51	2,55	6,29	4,17	OK
début V 65	154,40	3762,93	18635,80	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	8,05	1,82	6,76	3,55	OK
début V 66	156,60	-8434,87	8141,41	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	8,29	1,49	6,81	3,48	OK
début V 67	158,80	-19145,23	-1082,89	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	8,48	1,24	6,84	3,45	OK
début V 68	161,00	-28340,62	-9037,00	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	8,22	0,32	6,43	2,73	OK
début V 69	163,20	-35971,27	-15721,14	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	8,20	0,35	6,28	2,92	OK
début V 70	165,40	-42047,59	-21135,03	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	7,68	-0,21	5,67	2,49	OK
début V 71	167,60	-46550,75	-25278,93	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,04	7,71	-0,26	5,19	3,13	OK
début V 72	169,80	-49472,63	-28151,87	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	6,54	0,06	4,14	3,28	OK
début VSC P03-P04	172,00	-50831,75	-29756,25	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	5,68	-0,05	3,56	2,79	OK
début V 73	173,60	-50791,86	-29126,30	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	5,81	-0,23	3,72	2,58	OK
début V 74	175,80	-49420,60	-28738,37	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	6,67	-0,12	4,52	2,77	OK
début V 75	178,00	-46453,89	-25778,70	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,11	7,53	-0,01	5,47	2,75	OK
début V 76	180,20	-41888,14	-21554,67	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	8,26	-1,00	6,25	1,71	OK
début V 77	182,40	-35749,61	-16061,17	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	8,93	-0,64	6,98	1,99	OK
début V 78	184,60	-28058,35	-9296,91	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	9,11	-0,87	7,25	1,63	OK
début V 79	186,80	-18827,93	-1263,14	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	9,51	-0,15	7,77	2,19	OK
début V 80	189,00	-8075,34	8041,10	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	9,46	-0,08	7,86	2,07	OK
début V 81	191,20	4178,73	18615,25	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	9,36	0,05	7,93	1,98	OK
début V 82	193,40	17882,19	30459,29	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	8,83	0,77	7,58	2,44	OK
début V 83	195,60	32102,46	43572,36	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	8,42	2,58	7,29	4,11	OK
début V 84	197,80	45929,63	58131,10	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	8,17	4,18	6,96	5,81	OK
début VSP P 04	200,00	61231,38	74304,47	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	6,65	6,22	5,35	7,97	OK
AXE VSP P 04	200,80	62398,00	81321,16	24	0	61830,86	0,00	1,06	0,00	3,11	2,57	1,69	4,38	OK
début V 85	201,60	61082,44	75262,49	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	6,66	6,20	5,26	8,09	OK
début V 86	203,80	46072,43	59531,93	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	8,15	4,20	6,82	6,00	OK
début V 87	206,00	32332,79	45071,73	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	8,40	2,61	7,14	4,31	OK
début V 88	208,20	17661,17	31882,10	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	8,85	0,74	7,44	2,63	OK
début V 89	210,40	3791,55	19962,92	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	9,40	0,00	7,80	2,16	OK
début V 90	212,60	-8606,91	9314,20	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	9,52	-0,15	7,74	2,23	OK
début V 91	214,80	-19492,09	-64,07	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	9,58	-0,24	7,65	2,35	OK

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

début V 92	217,00	-28830,23	-8171,92	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	9,18	-0,97	7,13	1,78	OK
début V 93	219,20	-36597,50	-15009,26	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	9,02	-0,75	6,88	2,13	OK
début V 94	221,40	-42806,91	-20576,15	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	8,35	-1,12	6,15	1,84	OK
début V 95	223,60	-47433,10	-24872,57	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,04	7,80	-0,38	5,56	2,63	OK
début V 96	225,80	-50466,32	-27898,53	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	6,64	-0,08	4,40	2,93	OK
début VSC P04-P05	228,00	-51900,44	-29654,05	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	5,92	-0,37	3,71	2,59	OK
début V 97	229,60	-51934,42	-29000,00	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	5,92	-0,38	3,65	2,68	OK
début V 98	231,80	-50618,41	-28319,56	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	6,65	-0,10	4,44	2,88	OK
début V 99	234,00	-47712,98	-25503,76	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,11	7,65	-0,17	5,45	2,79	OK
début V 100	236,20	-43201,89	-21417,51	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	8,39	-1,17	6,23	1,73	OK
début V 101	238,40	-37113,52	-16060,81	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	9,07	-0,82	6,98	1,99	OK
début V 102	240,60	-29463,67	-9433,64	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	9,25	-1,06	7,26	1,61	OK
début V 103	242,80	-20272,30	-1536,03	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	9,66	-0,34	7,80	2,16	OK
début V 104	245,00	-9554,32	7632,12	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	9,61	-0,28	7,90	2,01	OK
début V 105	247,20	2669,54	18070,66	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	9,51	-0,15	7,98	1,90	OK
début V 106	249,40	16350,28	29779,67	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	8,98	0,56	7,65	2,35	OK
début V 107	251,60	30680,36	42759,13	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	8,56	2,39	7,37	4,00	OK
début V 108	253,80	44254,60	57009,04	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	8,33	3,96	7,07	5,66	OK
début VSP P 05	256,00	58984,80	72529,53	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	6,87	5,92	5,53	7,73	OK
AXE VSP P 05	256,80	61741,98	78715,53	24	0	61830,86	0,00	1,06	0,00	3,16	2,51	1,88	4,13	OK
début V 109	257,60	58874,22	72767,59	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	6,88	5,91	5,51	7,76	OK
début V 110	259,80	44156,83	57342,09	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	8,34	3,95	7,04	5,70	OK
début V 111	262,00	30709,71	43186,85	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	8,56	2,39	7,32	4,05	OK
début V 112	264,20	16661,88	30302,25	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	8,95	0,60	7,60	2,42	OK
début V 113	266,40	311,83	18687,94	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	7,92	1,99	7,92	1,99	OK
début V 114	268,60	-8985,51	8344,11	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	9,55	-0,21	7,83	2,11	OK
début V 115	270,80	-19583,00	-729,13	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	9,59	-0,25	7,72	2,26	OK
début V 116	273,00	-28639,90	-8532,03	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	9,16	-0,95	7,17	1,73	OK
début V 117	275,20	-36133,07	-15064,38	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	8,97	-0,69	6,88	2,12	OK
début V 118	277,40	-42067,91	-20326,34	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	8,28	-1,02	6,12	1,88	OK
début V 119	279,60	-46422,30	-24317,84	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,04	7,70	-0,24	5,51	2,70	OK
début V 120	281,80	-49185,38	-27038,82	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	6,51	0,09	4,31	3,05	OK
début VSC P05-P06	284,00	-50348,21	-28489,38	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	5,77	-0,17	3,60	2,75	OK
début V 121	285,60	-50187,22	-27536,80	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	5,75	-0,15	3,50	2,87	OK
début V 122	287,80	-48598,89	-26729,81	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	6,45	0,17	4,28	3,09	OK
début V 123	290,00	-45422,64	-23640,90	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,11	7,42	0,13	5,26	3,04	OK
début V 124	292,20	-40639,74	-19280,03	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	8,14	-0,83	6,02	2,02	OK
début V 125	294,40	-34278,20	-13649,41	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	8,79	-0,44	6,74	2,31	OK
début V 126	296,60	-26353,83	-6748,32	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	8,94	-0,64	6,99	1,97	OK

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

début V 127	298,80	-16886,79	1423,13	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	9,32	0,11	7,50	2,55	OK
début V 128	301,00	-5892,07	10865,15	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	9,25	0,21	7,58	2,44	OK
début V 129	303,20	6609,05	21577,50	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	9,12	0,38	7,64	2,37	OK
début V 130	305,40	20567,25	33560,46	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	8,56	1,12	7,27	2,86	OK
début V 131	307,60	35863,30	46813,89	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	8,05	3,08	6,96	4,54	OK
début V 132	309,80	49311,68	61337,59	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	7,83	4,63	6,64	6,24	OK
début VSP P 06	312,00	64030,72	77131,96	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	6,37	6,60	5,07	8,34	OK
AXE VSP P 06	312,80	66482,83	83759,09	24	0	61830,86	0,00	1,06	0,00	2,80	2,96	1,50	4,61	OK
début V 133	313,60	63509,69	77373,62	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	6,42	6,53	5,05	8,38	OK
début V 134	315,80	47909,29	61039,99	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	7,97	4,45	6,67	6,20	OK
début V 135	318,00	33579,14	45976,59	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	8,28	2,77	7,05	4,43	OK
début V 136	320,20	18511,74	32183,86	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	8,77	0,85	7,41	2,67	OK
début V 137	322,40	4107,77	19661,40	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	9,37	0,04	7,83	2,12	OK
début V 138	324,60	-8827,70	8409,41	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	9,54	-0,18	7,83	2,11	OK
début V 139	326,80	-20245,49	-1571,97	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	9,65	-0,34	7,80	2,15	OK
début V 140	329,00	-30109,22	-10283,02	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	9,31	-1,14	7,34	1,50	OK
début V 141	331,20	-38405,27	-17723,50	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	9,20	-0,99	7,15	1,77	OK
début V 142	333,40	-45124,32	-23893,62	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	8,58	-1,43	6,48	1,40	OK
début V 143	335,60	-50253,22	-28793,26	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,04	8,08	-0,75	5,95	2,11	OK
début V 144	337,80	-53783,75	-32422,39	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	6,97	-0,52	4,85	2,33	OK
début VSC P06-P07	340,00	-55724,08	-34781,10	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	6,30	-0,88	4,22	1,91	OK
début V 145	341,60	-56109,50	-35698,54	2	10	5152,57	25762,86	0,73	1,11	6,34	-0,94	4,31	1,79	OK
début V 146	343,80	-55295,53	-35002,78	4	10	10305,14	25762,86	0,68	1,11	7,12	-0,72	5,10	1,98	OK
début V 147	346,00	-52885,10	-34653,78	6	10	15457,72	25762,86	0,94	1,11	8,16	-0,86	6,35	1,57	OK
Début V 148	348,20	-48877,65	-31441,66	8	8	20610,29	20610,29	0,99	1,09	8,96	-1,93	7,23	0,39	OK
début V 149	350,40	-43306,59	-26959,03	10	8	25762,86	20610,29	1,01	1,00	9,68	-1,64	8,06	0,53	OK
Début V150	352,60	-36193,55	-21205,92	12	6	30915,43	15457,72	1,03	1,10	9,91	-1,95	8,43	0,04	OK
début V 151	354,80	-27565,09	-14182,44	14	6	36068,00	15457,72	1,05	0,98	10,38	-1,32	9,05	0,47	OK
Début V 152	357,00	-17443,12	-5888,40	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	10,39	-1,33	9,25	0,21	OK
Début V 153	359,20	-5869,52	3675,97	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	10,36	-1,29	9,41	-0,01	OK
début V 154	361,40	7066,93	14510,95	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	9,90	-0,68	9,16	0,32	OK
début V 155	363,60	19829,65	27996,75	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	9,64	0,94	8,83	2,03	OK
début V 156	365,80	32369,90	43952,70	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	9,51	2,37	8,36	3,92	OK
début VSP P 07	368,00	46180,78	61517,54	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	8,14	4,22	6,62	6,26	OK
AXE VSP P 07	368,80	49046,27	68197,21	24	0	61830,86	0,00	1,06	0,00	4,11	1,30	2,67	3,13	OK
début V 157	369,60	46787,47	63110,10	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	8,08	4,30	6,46	6,47	OK
début V 158	371,80	35115,65	50288,31	24	0	61830,86	0,00	1,02	0,00	9,24	2,74	7,74	4,76	OK
début V 159	374,00	24322,95	38736,81	22	0	56678,29	0,00	1,01	0,00	9,20	1,54	7,77	3,46	OK
début V 160	376,20	12510,76	28455,91	20	0	51525,72	0,00	1,02	0,00	9,36	0,05	7,78	2,18	OK
début V 161	378,40	2372,61	19445,34	18	2	46373,15	5152,57	1,03	0,69	9,54	-0,19	7,85	2,09	OK

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

début V 162	380,60	-6031,38	11705,24	16	4	41220,58	10305,14	1,04	0,96	9,26	0,19	7,50	2,55	OK
début V 163	382,80	-12691,49	5235,70	14	4	36068,00	10305,14	1,05	1,13	8,71	-0,34	6,93	2,05	OK
début V 164	385,00	-17588,56	36,54	12	6	30915,43	15457,72	1,03	0,98	8,25	0,28	6,50	2,63	OK
début V 165	387,20	-20696,81	-3892,10	10	6	25762,86	15457,72	1,01	1,10	7,26	0,35	5,59	2,59	OK
début V 166	389,40	-22019,17	-6550,33	8	6	20610,29	15457,72	0,99	1,10	6,30	0,38	4,76	2,45	OK
début V 167	391,60	-21557,91	-7938,08	6	6	15457,72	15457,72	0,94	1,10	5,13	0,69	3,78	2,51	OK
début V 168	393,80	-19299,69	-7456,98	4	6	10305,14	15457,72	0,68	1,10	3,62	1,45	2,44	3,03	OK
début VSC P07-C02	396,00	-15226,89	-6902,19	2	6	5152,57	15457,72	0,73	0,98	2,54	1,64	1,71	2,75	OK
début VC 03	397,60	-11104,48	-5265,53	0	4	0,00	10305,14	0,00	1,13	1,02	1,15	0,44	1,93	OK
début VC 04	400,00	-3147,22	-1550,61	0	4	0,00	10305,14	0,00	0,96	0,41	1,98	0,25	2,19	OK
FIN VC 04	401,60	0,00	0,00	0	2	0,00	5152,57	0,00	0,69	-0,03	0,58	-0,03	0,58	OK

### ANNEXE C.18. Les réactions de tablier.

	Culée	Pile 1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
R <sub>g</sub> (KN)	5907,52	14316,95	15199,95	14865,07	15004,78	14803,13	15337,2	13189
R <sub>(Al)</sub> (KN)	1409,24	3001,94	3090,88	2400,64	2170,87	1993,98	1858,65	1480,1
R <sub>Bc</sub> (KN)	1419,09	1843,98	1811,07	1812,30	1812,01	1812,09	1811,19	1847,1
R <sub>Mc120</sub> (KN)	900,33	1007,57	984,58	984,59	984,49	984,47	984,7	1009,5
R <sub>D240</sub> (KN)	1684,77	2398,63	2354,82	2356,30	2355,99	2356,20	2354,83	2403,1
R <sub>Bt</sub> (KN)	822,89	837,52	818,35	818,18	818,19	818,22	818,29	839,34

### ANNEXE C.19. Effort sismique combiné selon le RPOA pour chaque appui.

Appui	EX (KN)	EY (KN)	EZ (KN)	E1 (KN)	E2 (KN)	E3 (KN)
C1	1269,87	915,92	0	1 544,64	1 296,88	655,74
P1	1910,23	1 837,66	0	2 461,53	2 410,73	1 124,37
P2	1910,06	2 054,25	0	2 526,34	2 627,27	1 189,29
P3	1910,01	2 054,24	0	2 526,28	2 627,24	1 189,27
P4	1907,09	2 053,63	0	2 523,18	2 625,76	1 188,22
P5	1907,48	2 053,72	0	2 523,60	2 625,97	1 188,36
P6	1903,13	2 052,64	0	2 518,92	2 623,58	1 186,73
P7	1904,53	1 836,64	0	2 455,52	2 407,99	1 122,35
C2	1269,87	915,92	0	1 544,64	1 296,88	655,74

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

### ANNEXE C.20. Combinaison d'actions normales au pied de la pile (ELU et ELS).

	N (KN)	H (KN)	MN (KN.m)	MH (KN.m)	$\Delta M$ (KN.m)
<b>G + 1.2 A(l) + 0.6H<sub>T</sub> + H<sub>fl+r</sub></b>	20513,08	1234,38	0,00	12035,19	12035,19
<b>G + 1.2 Bc + 0.6 H<sub>T</sub> + H<sub>fl+r</sub></b>	20456,13	1228,79	0,00	11980,66	11980,66
<b>G + Mc 120+ 0.6 H<sub>T</sub> + H<sub>fl+r</sub></b>	19267,40	1185,67	0,00	11560,28	11560,28
<b>G + D240+ 0.6 H<sub>T</sub> + H<sub>fl+r</sub></b>	20637,53	1185,67	0,00	11560,28	11560,28
<b>1.35G + 1.6A(l) +0.9 H<sub>T</sub> + H<sub>fl+r</sub></b>	27655,49	1465,26	0,00	14286,32	14286,32
<b>1.35 G + 1.6 Bc + 0.9 H<sub>T</sub> + H<sub>fl+v</sub></b>	27579,55	1457,81	0,00	14213,63	14213,63
<b>1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H<sub>T</sub> + H<sub>fl+r</sub></b>	26010,99	1400,32	0,00	13653,12	13653,12
<b>1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H<sub>T</sub> + H<sub>fl+r</sub></b>	27860,67	1400,32	0,00	13653,12	13653,12

### ANNEXE C.21. Combinaison des directions au pied de la pile.

	E <sub>L</sub>	E <sub>T</sub>	E <sub>v</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>
<b>V<sub>L</sub> (KN)</b>	3208,02	0,00	0,00	3208,02	962,40	962,40
<b>V<sub>T</sub>(KN)</b>	0,00	2805,38	0,00	841,61	2805,38	841,61
<b>M<sub>L</sub>(KN.m)</b>	26399,93	0,00	0,00	26399,93	7919,98	7919,98
<b>M<sub>T</sub>(KN.m)</b>	0,00	26034,34	0,00	7810,30	26034,34	7810,30
<b>N (KN)</b>	0,00	0,00	1733,91	520,17	520,17	1733,91

### ANNEXE C.22. Efforts provenant du tablier.

	Rmax	Rmin
<b>N (KN)</b>	15 808,17	15 534,14
<b>V(KN)</b>	1 050,69	1 049,76
<b>M<sub>L</sub>(KN.m)</b>	10 560,81	10 235,12

### ANNEXE C.23. Efforts provenant de la pile.

	N (KN)
<b>PILE</b>	2920,50
<b>Dé D'APPUI</b>	25
<b>PPp</b>	2 945,50

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

### ANNEXE C.24. Combinaison d'actions au pied de la pile (ELA).

	E1+Pperm+Rmax	E2+Pperm+Rmax	E3+Pperm+Rmax	-E1+Pperm+Rmin	-E2+Pperm+Rmin	-E3+Pperm+Rmin
<b>V<sub>L</sub> (KN)</b>	4258,70	2013,09	2013,09	2158,26	-87,35	-87,35
<b>V<sub>T</sub>(KN)</b>	841,61	2805,38	841,61	841,61	2805,38	841,61
<b>M<sub>L</sub>(KN.m)</b>	18371,11	36595,15	18371,11	-2424,82	15799,22	-2424,82
<b>M<sub>T</sub>(KN.m)</b>	7810,30	26034,34	7810,30	7810,30	26034,34	7810,30
<b>N (KN)</b>	19273,84	19273,84	20487,58	18233,49	18233,49	17019,75

<b>N (KN)</b>	19273,84	19273,84	20487,58	18233,49	18233,49	17019,75
<b>V<sub>MAX</sub> (KN)</b>	4258,70	2805,38	2013,09	2158,26	2805,38	841,61
<b>M<sub>MAX</sub>(KN.m)</b>	18371,11	36595,15	20914,64	7810,30	26034,34	7810,30

### ANNEXE C.25. Combinaison d'actions normales à la base de la semelle (ELU et ELS).

	N (KN)	M(KN)	MN (KN.m)	MH (KN.m)	Δ M ( KN.m)	R1(KN)	R2(KN)	R1(KN)	R1(KN)
G + 1.2 A(l) + 0.6H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>	26849,08	1234,38	0,00	12035,19	12035,19	1819,53	2655,31	2237,42	26849,08
G + 1.2 Bc + 0.6 H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>	26792,13	1228,79	0,00	11980,66	11980,66	1816,68	2648,67	2232,68	26792,13
G + Mc 120+ 0.6 HT + H <sub>fl+r</sub>	25603,40	1185,67	0,00	11560,28	11560,28	1732,22	2535,02	2133,62	25603,40
G + D240+ 0.6 H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>	26973,53	1185,67	0,00	11560,28	11560,28	1846,40	2649,19	2247,79	26973,53
1.35G + 1.6A(l) +0.9HT + H <sub>fl+r</sub>	36209,09	1465,26	0,00	14286,32	14286,32	2521,37	3513,48	3017,42	36209,09
1.35 G + 1.6 Bc + 0.9 HT + H <sub>fl+r</sub>	36133,15	1457,81	0,00	14213,63	14213,63	2517,57	3504,62	3011,10	36133,15
1.35 G + 1.35 Mc 120 + 0.9 H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>	34564,59	1400,32	0,00	13653,12	13653,12	2406,32	3354,45	2880,38	34564,59
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H <sub>T</sub> + H <sub>fl+r</sub>	36414,27	1400,32	0,00	13653,12	13653,12	2560,46	3508,59	3034,52	36414,27

### ANNEXE C.26. Effort sismique de la semelle (cas de la pile).

<b>N (MN)</b>	<b>V<sub>L</sub> (MN)</b>	<b>V<sub>T</sub>(MN)</b>	<b>M<sub>L</sub>(KN.m)</b>	<b>M<sub>T</sub>(KN.m)</b>
6 336,00	1 584,00	1 584,00	1 584,00	1 584,00

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

### ANNEXE C.27. Evaluation des actions sismiques (cas de la pile)..

	N (KN)	V <sub>L</sub> (KN)	V <sub>T</sub> (KN)	H (m)	M <sub>L</sub> (KN.m)	M <sub>T</sub> (KN.m)
Pile	1264,17	1986,56	993,49	6,88	13657,6	6830,21
Tablier	1186,73	2518,92	2623,58	11,75	29597,31	30827,03

### ANNEXE C.28. Combinaison des directions a la base de la semelle (cas de la pile)..

	E <sub>L</sub>	E <sub>T</sub>	E <sub>v</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>
V <sub>L</sub> (KN)	3577,77	0,00	0,00	3577,77	1073,33	1073,33
V <sub>T</sub> (KN)	0,00	3221,68	0,00	966,50	3221,68	966,50
M <sub>L</sub> (KN.m)	32634,94	0,00	0,00	32634,94	9790,48	9790,48
M <sub>T</sub> (KN.m)	0,00	31614,34	0,00	9484,30	31614,34	9484,30
N (KN)	0,00	0,00	6568,97	1970,69	1970,69	6568,97

### ANNEXE C.29. Efforts provenant du tablier.

	R <sub>max</sub>	R <sub>min</sub>
N (KN)	15 808,17	15 534,14
V(KN)	1 050,69	1 049,76
M <sub>L</sub> (KN.m)	12 345,58	12 334,63

### ANNEXE C.30. Efforts provenant de la pile.

	N (KN)
PILE	2920,50
Dé D'APPUI	25
PPp	2 945,50

### ANNEXE C.31. Combinaison d'actions a la base de la semelle (cas de la pile) (ELA).

	E <sub>1</sub> +P <sub>s</sub> +R <sub>max</sub>	E <sub>2</sub> +P <sub>ps</sub> +R <sub>max</sub>	E <sub>3</sub> +P <sub>ps</sub> +R <sub>max</sub>	-E <sub>1</sub> +P <sub>ps</sub> +R <sub>min</sub>	-E <sub>2</sub> +P <sub>ps</sub> +R <sub>min</sub>	-E <sub>3</sub> +P <sub>ps</sub> +R <sub>min</sub>
V <sub>L</sub> (KN)	4628,46	2124,02	2124,02	2528,01	23,57	23,57
V <sub>T</sub> (KN)	966,50	3221,68	966,50	966,50	3221,68	966,50
M <sub>L</sub> (KN.m)	21829,89	43959,92	21829,89	-2861,28	19268,75	-2861,28
M <sub>T</sub> (KN.m)	9484,30	31614,34	9484,30	9484,30	31614,34	9484,30
N (KN)	27060,36	27060,36	31658,64	23118,98	23118,98	18520,70
R <sub>1</sub> (KN)	3013,01	3781,42	3396,2	1827,23	2595,64	1444,04
R <sub>2</sub> (KN)	2255,03	2255,03	2638,22	1926,58	1926,58	1543,39
R <sub>3</sub> (KN)	1497,05	728,97	1880,24	2025,93	1257,53	1642,74

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

<b>N (KN)</b>	27060,36	27060,36	31658,64	23118,98	23118,98	18520,70
<b>V<sub>MAX</sub> (KN)</b>	4628,46	3221,68	2124,02	2528,01	3221,68	966,50
<b>M<sub>MAX</sub>(KN.m)</b>	21829,89	43959,92	21829,89	9484,30	31614,34	9484,30

### ANNEXE C.32. Combinaison d'actions normales au pied de la culée (ELU et ELS).

	<b>N (KN)</b>	<b>H (KN)</b>	<b>MH( KN.m)</b>	<b>MV( KN.m)</b>	<b>Δ M(KN.m)</b>	<b>R1(KN)</b>	<b>R2(KN)</b>	<b>R3(KN)</b>
<b>G+0.6T</b>	27159,44	5687,18	-25489,32	35375,12	9885,80	2606,54	2263,29	1920,03
<b>G+0.6T+1.2Q</b>	27573,44	6219,99	-28606,30	36617,12	8010,82	2575,94	2297,79	2019,63
<b>G+0.6T+1.2A(I)</b>	28850,52	5719,67	-25746,03	34867,79	9121,76	2720,94	2404,21	2087,48
<b>G+0.6T+1.2Bc</b>	28862,34	5715,940	-25716,55	34864,25	9147,70	2722,82	2405,20	2087,57
<b>G+0.6T+Mc120</b>	28059,77	5687,18	-25489,32	35105,02	9615,70	2672,19	2338,31	2004,44
<b>G+0.6T+D240</b>	28844,21	5687,18	-25489,32	34869,69	9380,37	2729,39	2403,68	2077,98
<b>1.35G+0.9T</b>	36665,24	7439,16	-32526,20	47756,41	15230,21	3584,26	3055,44	2526,61
<b>1.35G+0.9T+1.6Q</b>	37217,24	8149,58	-36682,18	49412,41	12730,23	3543,46	3101,44	2659,41
<b>1.35G+0.9T+1.6A(I)</b>	38920,02	7482,49	-32868,48	47079,98	14211,49	3736,79	3243,34	2749,88
<b>1.35G+0.9T+1.6Bc</b>	38935,78	7477,51	-32829,18	47075,25	14246,07	3739,30	3244,65	2749,99
<b>1.35G+0.9T+1.35Mc120</b>	37880,68	7439,16	-32526,20	47391,78	14865,58	3672,89	3156,72	2640,56
<b>1.35G+0.9T+1.35D240</b>	38939,68	7439,16	-32526,20	47074,08	14547,88	3750,11	3244,97	2739,84

### ANNEXE C.33. Evaluation des charges sismiques (éléments culée + et surcharge).

<b>Sollicitation Désignation</b>	<b>Efforts verticaux F<sub>v</sub> (KN)</b>	<b>Efforts horizontaux F<sub>H</sub> (KN)</b>	<b>Levier &lt;v&gt; (m)</b>	<b>Levier &lt;h&gt; (m)</b>	<b>M<sub>v</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>H</sub> (KN.m)</b>
<b>Semelle</b>	475,20	1584,00	0,00	1,00	0,00	1584,00
<b>Mur Frontal</b>	364,62	1215,41	0,07	5,06	25,52	6149,99
<b>DDT</b>	26,74	89,13	3,26	10,80	87,16	962,55
<b>Mur en Retour</b>	197,49	658,30	5,47	8,42	1080,27	5542,89
<b>Corbeau</b>	5,18	17,25	1,88	10,39	9,73	179,23
<b>Mur Garde Grève</b>	44,63	148,78	1,41	9,94	62,93	1478,89
<b>Poids des Terres Amot</b>	442,77	1475,91	3,12	6,10	1381,45	9003,05
<b>Poids des Terres sur DDT</b>	37,26	124,20	3,73	12,35	138,98	1533,87
<b>Somme</b>	1593,89	5312,98	/	/	2786,05	26434,46

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

### ANNEXE C.34. Evaluation des charges sismiques due à la poussée des terres.

Sollicitation Désignation	Efforts horizontaux $F_H$ (KN)	Levier <h> (m)	$M_H$ (KN.m)
$P_{ad}$ (1+kv)	7646,10	3,900	29819,81
$P_{ad}$ (1-kv)	7053,73	3,900	27509,54

### ANNEXE C.35. Efforts agissants sur le mur frontal

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux $F_v$ (KN)	Efforts horizontaux $F_H$ (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	$M_v$ (KN.m)	$M_H$ (KN.m)
Mur F	4861,65	/	0,07	3,06	340,32	/
DDT	356,5	/	3,26	8,80	1162,19	/
Corbeau	69	/	1,88	8,39	129,72	/
MGG	595,125	/	1,41	7,94	839,13	/
Poids des T sur DDT	496,8	/	3,73	10,35	1853,06	/
Poussée Mur Frontal	/	2585,19	/	-2,90	/	-7497,06
Poussée DDT	/	12,3	/	-8,90	/	-109,43
Poussée Sur 10 KN/m <sup>2</sup>	/	420,97	/	-5,36	/	-2256,42

## ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL

**ANNEXE C.36. Efforts dues au tablier**

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux F <sub>v</sub> (KN)	Efforts horizontaux F <sub>H</sub> (KN)	Levier <v> (m)	Levier <h> (m)	M <sub>v</sub> (KN.m)	M <sub>H</sub> (KN.m)
<b>R<sub>g</sub></b>	5907,52	/	-0,30	/	-1772,26	/
<b>R<sub>(Al)</sub></b>	1409,24	/	-0,30	/	-422,77	/
<b>R<sub>bc</sub></b>	1419,09	/	-0,30	/	-425,73	/
<b>R<sub>Mc120</sub></b>	900,33	/	-0,30	/	-270,10	/
<b>R<sub>D240</sub></b>	1684,77	/	-0,30	/	-505,43	/
<b>H<sub>f+r</sub></b>	/	900,59	/	-5,90	/	-5313,45
<b>H<sub>T°</sub></b>	/	851,95	/	-5,90	/	-5026,53
<b>Freinage A(l)</b>	/	27,08	/	-5,90	/	-159,77
<b>Freinage Bc</b>	/	23,97	/	-5,90	/	-141,42

**ANNEXE C.37. Combinaison d'actions normales au pied du mur frontal (ELU et ELS).**

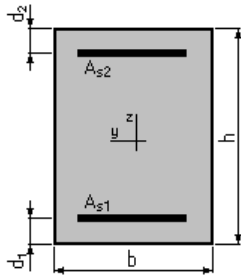
	N (KN)	H (KN)	MH( KN.m)	MV( KN.m)	Δ M( KN.m)
<b>G+0.6T</b>	12286,60	4009,24	-15935,86	2552,16	-13383,70
<b>G+0.6T+1.2Q</b>	12286,60	4514,41	-18643,56	2552,16	-16091,40
<b>G+0.6T+1.2A(l)</b>	13977,68	4041,74	-16127,58	2044,83	-14082,75
<b>G+0.6T+1.2Bc</b>	13989,50	4038,009	-16105,56	2041,29	-14064,28
<b>G+0.6T+Mc120</b>	13186,93	4009,24	-15935,86	2282,06	-13653,80
<b>G+0.6T+D240</b>	13971,37	4009,24	-15935,86	2046,73	-13889,13
<b>1.35G+0.9T</b>	16586,90	5489,16	-21965,79	3445,42	-18520,38
<b>1.35G+0.9T+1.6Q</b>	16586,90	6162,72	-25576,07	3445,42	-22130,65
<b>1.35G+0.9T+1.6A(l)</b>	18841,69	5532,48	-22221,42	2768,98	-19452,44
<b>1.35G+0.9T+1.6Bc</b>	18857,45	5527,51	-22192,07	2764,25	-19427,82
<b>1.35G+0.9T+1.35Mc120</b>	17802,35	5489,16	-21965,79	3080,78	-18885,01
<b>1.35G+0.9T+1.35D240</b>	18861,34	5489,16	-21965,79	2763,08	-19202,71

# ANNEXE D

## FERRAILLAGE

**FERRAILLAGE DE VOUSOIR****Hourdi supérieure nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)****1. Hypothèses:****Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (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)

$d_1 = 4,0$  (cm)

$d_2 = 4,0$  (cm)

**3. Moments appliqués:**

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	-486,54
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**4. Résultats:**❖ **Sections d'Acier:**

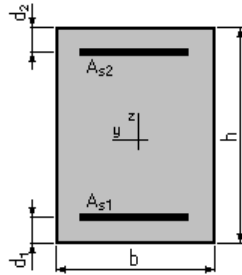
Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 56,2$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 1,37$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)		

❖ **Analyse par Cas:****Cas ELS     $M_{max} = 0,00$  (kN\*m)     $M_{min} = -486,54$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 19,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 34,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 14,7$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

**Hourdi supérieure nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)****1. Hypothèses:****Béton:**  $f_{c28} = 40,0$  (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)

$h = 25,0$  (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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	186,19	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**4. Résultats:**❖ **Sections d'Acier:**

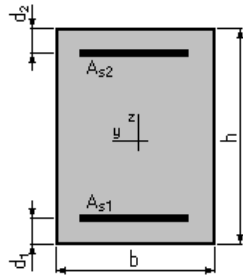
Section théorique	$A_{s1} = 43,2$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 3,3$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 2,06$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,16$ (%)		

❖ **Analyse par Cas:****Cas ELS**  $M_{max} = 186,19$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 11,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 17,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 19,2$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)

**Hourdi inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)****1. Hypothèses:****Béton:**  $f_{c28} = 40,0$  (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:**

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	200,21	-168,33
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

**4. Résultats:**❖ **Sections d'Acier:**Section théorique  $A_{s1} = 19,1$  (cm<sup>2</sup>)Section théorique  $A_{s2} = 16,0$  (cm<sup>2</sup>)Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 6,0$  (cm<sup>2</sup>)Théorique  $\rho = 0,76$  (%)Minimum  $\rho_{\min} = 0,13$  (%)❖ **Analyse par Cas:****Cas ELS**  $M_{\max} = 200,21$  (kN\*m)  $M_{\min} = -168,33$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 12,4$  (cm)Bras de levier:  $Z = 41,9$  (cm)Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 5,4$  (MPa)Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

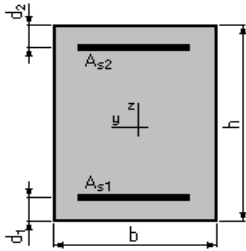
Tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)Comprimée:  $\sigma_s' = 51,7$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa).

**Ferrailage De L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)**❖ Nappe externe :**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:**

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

**3. Efforts appliqués:**

Cas NO1 :	Type	N (kN)	M (kN*m)
	ELS	543,58	290,91

**4. Résultats:**❖ Sections d'Acier:

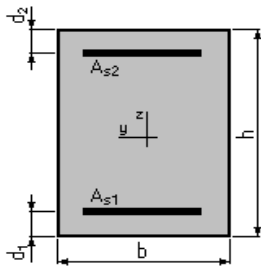
Section théorique	$A_{s1} = 26,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 11,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 200,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 1,33 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$	Maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

❖ Analyse par Cas:**Cas NO 1: Type ELS      N = 543,58 (kN)      M = 290,91 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 14,8 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 31,1 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 11,7 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
Tendue:	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
Comprimée:	$\sigma'_s = 128,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

❖ Nappe interne :**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:**

$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 40,0 \quad (\text{cm})$$

$$d1 = 4,0 \quad (\text{cm})$$

$$d2 = 4,0 \quad (\text{cm})$$

**3. Efforts appliqués:**

Cas NO1 :	Type	N (kN)	M (kN*m)
	ELS	<b>543,58</b>	<b>237,36</b>

**4. Résultats:**❖ Sections d'Acier:

Section théorique	As1 = 19,6 (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	As2 = 19,6 (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	As min = 11,2 (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	As max = 200,0 (cm <sup>2</sup> )
Théorique	$\rho = 0,98$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,28$ (%)	Maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

❖ Analyse par Cas:

**Cas NO 1: Type ELS**      **N = 543,58 (kN)**    **M = 237,36 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:                    1,00  
 Position de l'axe neutre:                     $y = 14,4$  (cm)  
 Bras de levier:                                  $Z = 31,2$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:                  $\sigma_b = 11,1$  (MPa)  
 Contrainte limite:                              $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
     Tendue:                                      $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
     Comprimée:                                 $\sigma_s' = 120,1$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:                $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## FERRAILLAGE DE LA CULEE

### Mur garde grève (Calcul de Section en Flexion Simple)

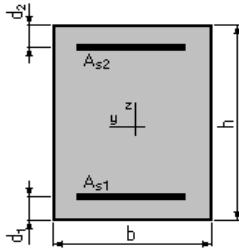
#### 1. Hypothèses:

**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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués:

	<b>Mmax</b> (kN*m)	<b>Mmin</b> (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	243,48	0,00
Etat Limite de Service	181,93	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

##### ❖ Sections d'Acier:

Section théorique	$As1 = 17,9$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$As2 = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$As_{min} = 4,6$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,40$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

##### ❖ Analyse par Cas:

**Cas ELU**    **Mmax = 243,48**    (kN\*m)    **Mmin = 0,00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 6,4$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 42,5$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,65$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

**Cas ELS**    **Mmax = 181,93**    (kN\*m)    **Mmin = 0,00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 13,1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 40,6$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,8$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:		
$\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)		

## La dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

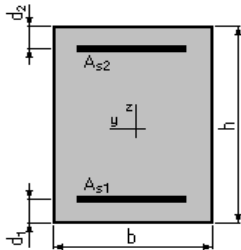
### 1. Hypothèses:

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:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

	<b>Mmax</b> (kN*m)	<b>Mmin</b> (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	172,70	0,00
Etat Limite de Service	125,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### ❖ Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 16,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,8$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,46$ (%)		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11$ (%)		

#### ❖ Analyse par Cas:

**Cas ELU**    **Mmax = 172,70**    (kN\*m)    **Mmin = 0,00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,32	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 32,7$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,94$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

**Cas ELS**    **Mmax = 125,60**    (kN\*m)    **Mmin = 0,00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 10,8$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 31,4$ (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:	
	$\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

## Corbeau d'appui de la dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

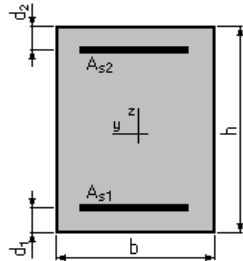
### 1. Hypothèses:

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)

$h = 40,0$  (cm)

$d1 = 5,0$  (cm)

$d2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	<b>Mmax</b> (kN*m)	<b>Mmin</b> (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	134,60	0,00
Etat Limite de Service	101,48	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### ❖ Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,8$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 3,8$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,37$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

#### ❖ Analyse par Cas:

**Cas ELU**    **Mmax = 134,60**    (kN\*m)    **Mmin = 0,00** (kN\*m)

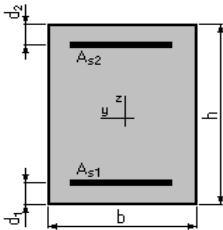
Coefficient de sécurité:	1,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 33,2$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,49$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

**Cas ELS**    **Mmax = 101,48**    (kN\*m)    **Mmin = 0,00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 9,8$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 31,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,5$ (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)

**Le Mur en retour**❖ **Ferrailage verticale :** (Calcul de Section en Flexion Composée)**1. Hypothèses:****Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- ✓ Fissuration préjudiciable ;
- ✓ Pas de prise en compte des dispositions sismiques ;
- ✓ Calcul en poteau;
- ✓ Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

**2. Section:**

$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 80,0 \quad (\text{cm})$$

$$d1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

**3. Efforts appliqués:**

Cas NO	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	500,00	442,63
2.	ELS	350,00	332,08

**4. Résultats:**❖ **Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 12,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 12,5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 16,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 400,0$ (cm <sup>2</sup> )
Théorique	$\rho = 0,31$ (%)		
Minimum	$\rho \text{ min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho \text{ max} = 5,00$ (%)

❖ **Analyse par Cas:****Cas NO 1: Type ELU**      **N = 500,00 (kN)**      **M = 442,63 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,48	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 9,2$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 71,3$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,39$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	Comprimée: $\sigma_s' = 126,9$ (MPa)

**Cas NO 2: Type ELS**      **N = 350,00 (kN)**      **M = 332,08 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 19,6$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 68,5$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,9$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)	Comprimée: $\sigma_s' = 66,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)	

## ❖ Ferrailage Horizontale : (Calcul de Section en Flexion simple)

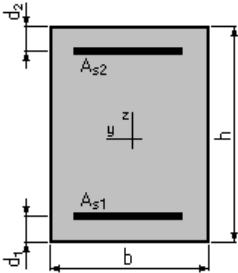
### 1. Hypothèses:

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)

$h = 80,0$  (cm)

$d1 = 5,0$  (cm)

$d2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	<b>Mmax</b> (kN*m)	<b>Mmin</b> (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	720,00	0,00
Etat Limite de Service	520,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats:

#### ❖ Sections d'Acier:

Section théorique  $As1 = 30,8$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $As2 = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $As_{min} = 7,5$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 0,41$  (%)

Minimum  $\rho_{min} = 0,10$  (%)

#### ❖ Analyse par Cas:

**Cas ELU**      **Mmax = 720,00**      (kN\*m)      **Mmin = 0,00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité:      1,31      Pivot: A

Position de l'axe neutre:       $y = 10,9$       (cm)

Bras de levier:       $Z = 70,6$       (cm)

Déformation du béton:       $\epsilon_b = 1,70$       (‰)

Déformation de l'acier:       $\epsilon_s = 10,00$       (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue:       $\sigma_s = 434,8$       (MPa)

**Cas ELS**      **Mmax = 520,00**      (kN\*m)      **Mmin = 0,00** (kN\*m)

Coefficient de sécurité:      1,00

Position de l'axe neutre:       $y = 22,1$  (cm)

Bras de levier:       $Z = 67,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:       $\sigma_b = 7,0$  (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:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## Le Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

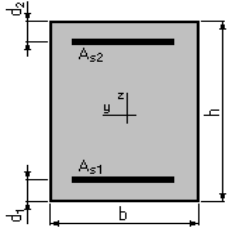
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- ✓ Fissuration préjudiciable ;
- ✓ Pas de prise en compte des dispositions sismiques ;
- ✓ Calcul en poteau;
- ✓ Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 240,0$  (cm)

$d1 = 5,0$  (cm)

$d2 = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	937,91	1228,35
2.	ELU	1266,18	1413,77

### 4. Résultats:

#### ❖ Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 24,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 48,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 1200,0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$\rho = 0,20$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

#### ❖ Analyse par Cas:

**Cas NO 1: Type ELS**      **N = 937,91 (kN)**      **M = 1228,35 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 3,64  
 Position de l'axe neutre:  $y = 82,5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 207,5$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,6$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue:  $\sigma_s = 11,3$  (MPa)  
 Comprimée:  $\sigma_s' = 22,7$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas NO 2: Type ELU**      **N = 1266,18 (kN)**      **M = 1413,77 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 7,85      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 81,2$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 202,5$  (cm)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 6,63$  (‰)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)  
 Comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

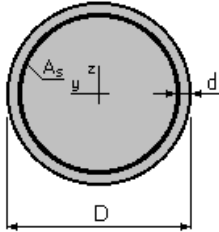
## Ferrailage pieux de la pile (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- ✓ Fissuration non préjudiciable ;
- ✓ Prise en compte des dispositions sismiques ;
- ✓ Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

### 2. Section:



$D = 120,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELU	2521,37	447,98	0,00
2.	ELS	1819,35	377,23	0,00
3.	ELA	1497,05	1414,79	0,00

### 4. Résultats:

#### ❖ Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 113,1$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_s \text{ max} = 565,5$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_s \text{ min} = 113,1$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 1,00$ (%)		
Minimum	$\rho \text{ min} = 0,50$ (%)	Maximum	$\rho \text{ max} = 5,00$ (%)

#### ❖ Analyse par Cas:

**Cas N 01: Type ELU**    $N = 2521,37$  (kN)       $M_y = 447,98$  (kN\*m)    $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	5,68	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 101,8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 69,0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,45$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 89,1$ (MPa)	
Comprimée:	$\sigma_s' = 434,8$ (MPa)	

**Cas N 02: Type ELS**    $N = 1819,35$  (kN)       $M_y = 377,23$  (kN\*m)    $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:	5,03	
Position de l'axe neutre:	$y = 105,9$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 73,6$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 3,2$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 3,3$ (MPa)	Comprimée: $\sigma_s' = 45,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_s \text{ lim} = 500,0$ (MPa)	

**Cas N 03: Type ELA N = 1500,18 (kN)  $M_y = 1414,79$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,67 Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 44,1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 93,9$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 5,61$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
 Tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa) Comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

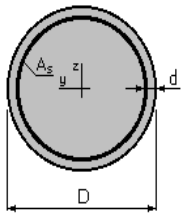
### Ferrailage Cadre Pile Courant (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

#### 1. Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa) Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- ✓ Calcul suivant BAEL 91 mod. 99 ;
- ✓ Prise en compte des dispositions sismiques ;
- ✓ Fissuration non préjudiciable ;
- ✓ Calcul en poteau dans la zone courante.

#### 2. Section :



$D = 120,0$  (cm)  
 $d = 5,0$  (cm)

#### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	122,11	2521,37

#### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0,1$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 3,6$  (MPa)

#### ❖ Armatures transversales :

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 1,1$  (cm<sup>2</sup>)

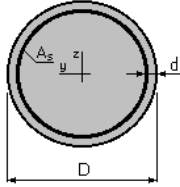
Cadres: 1  $\varnothing$  12

Espacement :  $S_t = 30,0$  (cm)

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 30,0$  (cm)

**Ferrailage Cadre Pile Critique (Calcul de Section à l'effort Tranchant)****1. Hypothèses :****Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)****Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- ✓ Calcul suivant BAEL 91 mod. 99 ;
- ✓ Prise en compte des dispositions sismiques ;
- ✓ Fissuration non préjudiciable ;
- ✓ Calcul en poteau dans la zone critique.

**2. Section :****D = 120,0 (cm)****d = 5,0 (cm)****3. Efforts tranchants appliqués :**

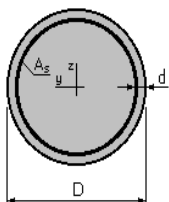
V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	<b>122,11</b>	<b>2521,37</b>

**4. Résultats :**Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0,1$  (MPa)Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 3,6$  (MPa)❖ **Armatures transversales :**Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 1,1$  (cm<sup>2</sup>)Cadres: 1  $\varnothing$  12Espacement :  $S_t = 15,0$  (cm)Espacement maximum :  $S_{t,max} = 15,0$  (cm)**Ferrailage pieux de la culée (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 dispositions sismiques ;
- ✓ Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

**2. Section:****D = 120,0 (cm)****d = 5,0 (cm)**

**3. Efforts appliqués:**

Cas N	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELU	2698,63	2631,08	0,00
2.	ELS	2048,68	2008,11	0,00
3.	ELA	757,01	4615,96	0,00

**4. Résultats:**❖ **Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_s = 201,2$ (cm <sup>2</sup> )		
Section minimum	$A_s \text{ min} = 113,1$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_s \text{ max} = 565,5$ (cm <sup>2</sup> )
Théorique	$\rho = 1,78$ (%)		
Minimum	$\rho \text{ min} = 0,50$ (%)	Maximum	$\rho \text{ max} = 5,00$ (%)

❖ **Analyse par Cas:**

**Cas N 01: Type ELU N = 2698,63 (kN)  $M_y = 2631,08$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,77	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 54,9$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 89,0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 3,82$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	
Comprimée:	$\sigma_s' = 434,8$ (MPa)	

**Cas N 02: Type ELS N = 2048,68 (kN)  $M_y = 2008,11$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,17	
Position de l'axe neutre:	$y = 53,4$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 92,5$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 12,4$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 213,5$ (MPa)	
Comprimée:	$\sigma_s' = 167,6$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)	

**Cas N 03: Type ELA N = 757,01 (kN)  $M_y = 4615,96$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 35,8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 97,7$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 7,72$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 500,0$ (MPa)	
Comprimée:	$\sigma_s' = 500,0$ (MPa)	

## Ferrailage Cadre cule Courant (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

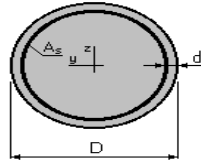
### 1. Hypothèses :

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- ✓ Calcul suivant BAEL 91 mod. 99 ;
- ✓ Prise en compte des dispositions sismiques ;
- ✓ Fissuration préjudiciable ;
- ✓ Calcul en poteau dans la zone courante.

### 2. Section :

$D = 120,0$  (cm)  
 $d = 5,0$  (cm)



### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N	Type	V (kN)	N (kN)
1	ELU	679,13	2698,63

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0,7$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 2,7$  (MPa)

#### ❖ Armatures transversales :

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 2,0$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres: 1 Ø 16

Espacement :  $S_t = 30,0$  (cm)

Espacement maximum :  $S_{t, max} = 30,0$  (cm)

## Ferrailage Cadre cule Critique (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

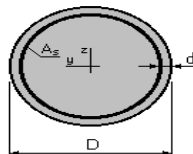
### 1. Hypothèses :

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- ✓ Calcul suivant BAEL 91 mod. 99 ;
- ✓ Prise en compte des dispositions sismiques ;
- ✓ Fissuration préjudiciable ;
- ✓ Calcul en poteau dans la zone critique.

### 2. Section :

$D = 120,0$  (cm)  
 $d = 5,0$  (cm)



### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	679,13	2698,63

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 0,7$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 2,7$  (MPa)

#### ❖ Armatures transversales :

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 2,0$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres: 1 Ø 16

Espacement :  $S_t = 7,8$  (cm)

Espacement maximum :  $S_{t, max} = 15,0$  (cm)