

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

ETUDE D'UN PONT VOUSOIR A HAUTEUR  
VARIABLE EN UTILISANT LA PRECONTRAINTES  
EXTERIEURE (VIADUC N°01 DE PK8+181 AU  
PK8+391 SUR L'EVITEMENT DE LA VILLE DE  
BOUMERDES)

Présenté par :

GHAYOUT Ryma  
MOUDJEB Yasmine

Encadré par :

Mr CHIKH Benazouz  
Mr CHAMI Said

Promotion 2022 /2023



# Dédicace

*À mes chers parents, qui m'ont toujours soutenu de manière inconditionnelle tout au long de mon parcours académique, je dédie ce travail. Votre amour, vos encouragements et votre soutien indéfectible ont été ma plus grande source de motivation. Je vous suis infiniment reconnaissant pour tous les sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation.*

*À ma sœur **Sirine** bien-aimée, merci d'être toujours là pour moi.*

*À mes deux frères exceptionnels, **Aboubaker** et **Ahmed**, je souhaite exprimer ma gratitude pour votre soutien et votre amitié indéfectibles. Vos encouragements et votre présence lors des moments difficiles ont été d'une importance capitale pour moi. Je vous remercie du fond du cœur pour votre soutien constant.*

*Cette dédicace est une humble expression de mon amour et de ma reconnaissance envers mes parents, ma sœur et mes frères. Vous êtes ma source d'inspiration et ma force dans tous les défis que j'ai pu rencontrer. Que cette mémoire soit un témoignage de mon amour et de ma gratitude éternelle envers vous.*

*Je dédie également cette mémoire de soutenance à la femme de mon frère, **Khadidja**, et à leurs deux merveilleux enfants, **Kassai** et **Ouais**. Elle symbolise mon parcours, mes efforts et ma persévérance.*

*Je souhaite également adresser mes sincères remerciements à ma meilleure amie, **Yasmine**, qui a été présente à chaque étape de ma vie, m'encourageant et me soutenant sans relâche. À mes deux autres amies, **Ouarda** et **Amina**, dont la présence et l'amitié m'ont apporté tant de bonheur.*

*Que cette mémoire porte les fruits de mon travail acharné et apporte fierté et satisfaction à tous ceux qui m'entourent.*

***RUMA. GH***

## إهداء

إلى أمي.... لأنك تجيئين قبل البدء وقبل الكل وقبل القلب وقبل القبل  
ككتبت ومسحت... وككتبت ومسحت ولا زلت أكتب وأمسح... وإلى الآن.  
لم أصل لكلام يوصف ما بداخلي شعور الشعور أنك عظيمة

إلى أبي.... الشمس المحترقة حولي الواهبة لي ضوءها ليظهر قمري في صحن السماء كاملا

إلى أختي.... النور الذي في حياتي والذي أنبت في صدري شيء يشبه كثيرا... الورد

إلى أخي.... إلى الكتف الذي استندت عليه حيث عليه حين خذلت قدماي

إلى رفيقة أيامي وذكرايتي وشريكتي في المقعد الخشبي إليك أنت ريمه

إلى أولئك الذين رأوا جدار أرواحنا ينقض فأقاموه دون أن يطلبوا أجرا

إلى نفسي.....لأثبت حقها في البقاء

إلى تلك الطفلة الذي كنتنا يوما التي كانت تؤمن بأن كل شيء ممكن الحدوث ولا شيء بعيد المنال لعل هذا  
العمل يكون سببا في إحياءها

إلى كل فشل..... مشقة وشدة تحيط بنا

إلى شروق الشمس ويوم غد

# شكر و عرفان

لا يسعنا في هذا المقام إلا أن نشكر ونحمد الله سبحانه أن هدانا ووفقنا لهذا.  
ووفاء واعترافاً بالجميل لود أن نقدم شكرنا وانتاننا لمشرفنا الأستاذ شيخ بن عزوز بجمده وصبره علينا وتعاونه معنا في الإشراف على هذه المذكرة وعلى ما قدمه من نصح وتوجيهات وإرشاد ساهمت في نجاح هذه الدراسة.  
للمشرف شامي سعيد الذي كان لتوجيهاته الصادقة وملاحظاته العطرة الأثر لأن ترى هذه المذكرة النور.  
إلى السادة رئيس ولجنة المناقشة على تفضلهم بقبول مناقشة هذه المذكرة وتحملهم عناء قراءتها.  
للمدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية وكل العاملين فيها ونخص بالشكر الدكتور زورقي نجيب الذي جاء في عوننا لنا ولطلاب الجامعة.

وكذلك نتوجه للمهندس بن تونسي عبد العزيز لما قدمه لنا من دعم في إنجاز هذه الدراسة.  
ونتقدم بالشكر والعرفان للعالميين بكتبة الجامعة لما أدونا به من أبحاث ودراسات.  
أسمى آيات الشكر لكل من كان عوناً وسنداً لنا من أهل كرام، أصدقاء وأوفياء.  
كما لا يفوتنا أن نشكر السادة الحضور كل باسمه ولقبه من زلاء الدراسة لتفضلهم بحضور هذه المناقشة وبها هو البحث نضع بين أيديكم ممتنين أن ينفع الباحثين ويقدم الفائدة المرجوة منه لكل من يستطلع عليه مستقبلاً.

## ملخص

هدف هذا العمل هو دراسة جسر بالتفصيل، وهو جسر صندوقي يقع ضمن إطار مشروع لتجنب حركة المرور في مدينة بومرداس على الطريق السريع رقم 24 يتألف هذا الجسر من ممرين في كل اتجاه ويسمح بعبور فجوة تبلغ حوالي 210 متر بارتفاع يتراوح بين 20 و15 مترًا. بدأت دراستنا بالبحث الدقيق في المصادر المعرفية المتاحة حول سابقة الإجهاد الخارجية. ثم قمنا بالدراسة العامة بالاعتماد على التصميم المقترح من قبل الشركة المسؤولة عن دراسة الجسر. يعتبر هذا الجسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي.

تركز دراستنا على جوانب البنية العلوية والبنية التحتية للجسر. نقوم بتقييم دقيق للأحمال والحمولات الزائدة، بالإضافة إلى حساب سابقة الإجهاد. بالإضافة إلى ذلك، نقوم بدراسة زلزالية ووضع قياس التجهيزات والعناصر الهيكلية المختلفة، مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر وأوروبا، واستخدام برامج حساب متخصصة لضمان دقة النتائج.

**الكلمات المفتاحية:** جسر صندوقي بقواعد متغيرة الارتفاع، تركيبة تتناول تبعًا، الشد الخارجي، البنية العلوية، البنية التحتية، دراسة زلزالية.

## Résumé

L'objectif de ce travail consiste à étudier en détail le Viaduc V1, un pont à voussoirs situé dans le cadre d'un projet visant à détourner le trafic de la ville de Boumerdes sur la RN24. Ce viaduc, qui comprend deux voies dans chaque direction, permet de franchir une brèche d'environ 210 m de longueur avec une hauteur variable entre 20 et 15 m. Notre étude a débuté par une recherche approfondie de la littérature existante sur la précontrainte extérieure. Par la suite, nous avons entrepris une étude générale en nous appuyant sur la conception proposée par le bureau d'études chargée de l'étude du pont. Ce dernier est un pont voussoir à hauteur variable construit par encorbellements successifs.

Notre étude porte sur tous les aspects de la superstructure et de l'infrastructure du pont. Nous nous attelons à l'évaluation rigoureuse des charges et des surcharges, ainsi qu'au calcul précis de la précontrainte du fléau et de la précontrainte de continuité (à la fois les éclisses et la précontrainte extérieure). De plus, nous abordons l'étude sismique et effectuons le dimensionnement minutieux des différents équipements et éléments structurels. Tout au long de cette étude, nous nous référons aux réglementations utilisées en Algérie et en Europe, et nous faisons usage de logiciels de calcul spécialisés pour garantir la précision de nos résultats.

**Mots clés :** Pont voussoir à hauteur variable, Encorbellements successifs, la précontrainte extérieure, superstructure, Infrastructure, Etude sismique.

## Abstract

The aim of this study is to conduct a detailed analysis of Viaduct V1, an arched voussoir bridge situated within a project that aims to divert traffic from the city of Boumerdes onto RN24. This viaduct consists of two lanes in each direction and facilitates crossing a gap of approximately 210 meters in length, with a varying height ranging from 20 to 15 meters. Our study commenced with an extensive literature review on external prestressing. Subsequently, we undertook a comprehensive study based on the proposed design by the construction company responsible for this bridge. The bridge is constructed using a variable-height arched voussoir system through successive cantilevers.

Our study encompasses all aspects of the bridge's superstructure and infrastructure. We are focusing on the rigorous assessment of loads and surcharges, as well as the precise calculation of arch prestressing and continuity prestressing (including splice joints and external prestressing). Moreover, we address seismic considerations and perform meticulous dimensioning of various equipment and structural elements. Throughout this study, we adhere to the regulations utilized in Algeria and Europe, while utilizing specialized calculation software to ensure the accuracy of our results.

**Keywords:** Variable height cantilever bridge, Successive cantilevers, External prestressing, Superstructure, Infrastructure, Seismic study.

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE.....1

## CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE CÂBLAGE MIXTE

I.1	INTRODUCTION .....	2
I.2	PRINCIPE DE CÂBLAGE DES PONTS CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS.....	2
I.2.1	Les Câbles De Fléau .....	2
I.2.2	Les Câbles De Continuité .....	2
I.3	HISTORIQUE DE CABLAGE EXTERIEUR.....	3
I.4	LE CÂBLAGE TRADITIONNEL .....	3
I.5	LE CÂBLAGE MIXTE.....	6
I.6	ÉLÉMENTS DE COMPARAISON .....	7
I.7	CONCLUSION .....	7

## CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

II.1	INTRODUCTION .....	8
II.2	PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET.....	8
II.2.1	Objectif et Situation du Projet Routier .....	8
II.2.2	Objectif et Situation de l’Ouvrage.....	9
II.3	LES DONNEES DU PROJET .....	9
II.3.1	Les Données Fonctionnelles .....	9
II.3.1.1	Tracé en plan.....	9
II.3.1.2	Profil en long.....	10
II.3.1.3	Profil en travers.....	10
II.3.2	Les Données Naturelles .....	10
II.3.2.1	Les données géotechniques.....	10
II.3.2.2	Les données topographiques.....	11
II.3.2.3	Les données sismologiques.....	11
II.3.2.4	Les données climatiques .....	11
II.4	PRESENTATION DE L’OUVRAGE.....	13
II.4.1	La Méthode De Construction Par Encorbellements Successifs.....	13
II.4.2	Coupe Longitudinale .....	13
II.4.3	Coupe Transversale .....	14
II.4.4	Découpage des Voussoirs.....	16
II.4.5	Les Appuis.....	16
II.5	CONCLUSION.....	17

## CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL ET CHARGES

III.1	INTRODUCTION .....	19
III.2	NORMES ET RÈGLES DE CALCUL.....	19
III.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	19
III.3.1	BÉTON.....	19
III.3.2	Aciers.....	20
III.3.2.1	Armatures passives à haute adhérence .....	20

III.3.2.2	Armatures actives de précontrainte .....	20
III.3.3	Contraintes admissibles .....	21
III.3.3.1	Contrainte admissible à la compression de Béton .....	21
III.3.3.2	Contrainte limite de traction des aciers .....	21
III.3.3.3	Classe de justification de la précontrainte .....	21
III.4	EVALUATION DES ACTIONS .....	22
III.4.1	Actions permanentes .....	22
III.4.1.1	Poids des voussoirs .....	22
III.4.1.2	Les compléments de charges permanentes CCP .....	23
III.4.2	Action thermique .....	23
III.4.3	Evaluation des actions dues au trafic .....	23
III.4.3.1	Systèmes de charges à considérer .....	23
III.4.3.2	Largeur roulable .....	23
III.4.3.3	Largeur chargeable .....	24
III.4.3.4	Nombre de voies et la largeur d'une voie .....	24
III.4.3.5	Classe de pont .....	24
III.4.3.6	Les cas de chargement .....	24
III.4.3.7	Système de charges A .....	25
III.4.3.8	Système de charges B .....	26
III.4.3.9	Charges militaires (Convoi Mc 120) .....	29
III.4.3.10	Charges exceptionnelles (D240) .....	29
III.4.3.11	Coefficient de majoration dynamique .....	30
III.4.3.12	Efforts de freinage .....	30
III.4.3.13	Surcharges sur trottoirs .....	31
III.5	Conclusion .....	31

## **CHAPITRE IV : ETUDE DE FLEAU**

IV.1	INTRODUCTION .....	32
IV.2	CINEMATIQUE DE CONSTRUCTION .....	32
IV.2.1	Les Phases de Construction du Tablier .....	32
IV.2.2	Les Phases de Construction du Fléau .....	33
IV.3	CHARGES ET SOLLICITATIONS EN PHASE DE CONSTRUCTION .....	33
IV.3.1	Charges à Prendre en Compte .....	33
IV.3.1.1	Poids propre du fléau .....	33
IV.3.1.2	Charge due au vent .....	33
IV.3.1.3	Charges de chantier connues .....	34
IV.3.1.4	Charges de chantier aléatoire .....	34
IV.3.1.5	Actions accidentelles .....	34
IV.3.2	Combinaisons d'action .....	35
IV.3.3	Evaluation des efforts .....	35
IV.4	STABILISATION DU FLEAU AVEC ORGANES D'ANCRAGE .....	36
IV.4.1	Calcul du nombre des câbles .....	36
IV.4.2	Calcul de la Surface des Cales .....	38
IV.5	ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE DU FLEAU .....	39

IV.5.1 Charges à Prendre en Compte.....	39
IV.5.2 Détermination du nombre de câbles du fléau .....	39
IV.5.3 Position et enrobage des câbles .....	41
IV.5.4 Dispositions des ancrages .....	41
IV.5.5 Tracé des câbles en plan .....	43
IV.5.6 Tracé des câbles en élévation .....	43
IV.6 EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE.....	46
IV.6.1 Pertes de tension instantanées.....	46
IV.6.1.1 Pertes de tension par frottement.....	46
IV.6.1.2 Pertes de tension par recul d'ancrage .....	46
IV.6.1.3 Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension .....	47
IV.6.2 Pertes de tension différées .....	48
IV.6.2.1 Pertes par retrait .....	48
IV.6.2.2 Pertes par fluage.....	48
IV.6.2.3 Pertes par relaxation.....	49
IV.6.3 Les pertes totales.....	49
IV.6.3.1 Application sur les câbles de fléau.....	49
IV.6.4 Vérification des contraintes normales .....	50
IV.6.4.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau .....	50
IV.6.4.2 Vérification pendant le bétonnage du clavage P2-P3 .....	51
IV.7 CONCLUSION .....	51

## **CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE**

V.1 INTRODUCTION .....	52
V.2 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ .....	52
V.2.1 Phases de Réalisation du Tablier.....	52
V.2.2 Calcul de la Précontrainte de Clavage (Câbles Eclisses) .....	52
V.2.2.1 Clavage entre P2 et P3 .....	52
V.2.2.2 Clavage entre C1 et P2.....	54
V.3 CALCUL DE LA PRECONTRAINTE EXTERIEURE .....	57
V.3.1 Evaluation des Efforts en Service .....	57
V.3.1.1 Combinaison d'actions.....	57
V.3.1.2 Modélisation .....	57
V.3.1.3 Résultats .....	58
V.3.2 Dimensionnement de la Précontrainte Extérieure .....	59
V.3.2.1 Clavage entre P2 et P3 .....	59
V.3.2.2 Clavage entre C1 et P2.....	61
V.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	63
V.4.1 Vérification des Contraintes Normales .....	63
V.4.2 Armatures des zones tendues .....	63
V.4.3 Vérification des Contraintes Tangentielles .....	64
V.4.3.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS .....	64
V.4.3.2 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.....	66
V.5 CONCLUSION.....	67

## CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSALE

VI.1 INTRODUCTION .....	68
VI.2 EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX.....	68
VI.2.1 Modélisation .....	68
VI.2.2 Détermination des sollicitations .....	69
VI.2.3 Résultats.....	69
VI.3 FERRAILLAGE.....	70
VI.3.1 Exemple de Calcul de Ferrailage de l'Hourdis Supérieur .....	70
VI.3.2 Ferrailage Passif des Voussoirs .....	70
VI.4 CONCLUSION .....	72

## CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VII.1 INTRODUCTION .....	73
VII.2 APPAREILS D'APPUI .....	73
VII.2.1 Limites d'Utilisation.....	73
VII.2.2 Appareils d'Appui à Pot .....	73
VII.2.3 Le Dimensionnement des Appareils d'Appuis à Pot.....	74
VII.2.3.1 Conditions d'appuis .....	74
VII.2.3.2 Descente des charges du tablier pour un appareil d'appuis à pot .....	75
VII.2.3.3 Efforts verticaux pour l'appareil d'appui à pot.....	75
VII.2.3.4 Choix des appareils d'appui.....	76
VII.3 DES D'APPUIS.....	78
VII.3.1 Dimensionnement Des Dés D'appuis Au Niveau De La Pile .....	78
VII.3.2 Ferrailage Des Dés D'appuis Au Niveau De La Pile .....	78
VII.3.3 Dimensionnement Et Ferrailage Des Dés D'appuis Au Niveau De La Culée.....	78
VII.4 JOINT DE CHAUSSEE .....	79
VII.4.1 Type De Joint Chaussé .....	79
VII.5 CALCUL SISMIQUE .....	79
VII.5.1 Caractéristiques de L'ouvrage Relatives à L'étude Sismique .....	80
VII.5.2 Spectre De Réponse.....	80
VII.5.2.1 Spectre de réponse de la composante horizontale.....	80
VII.5.2.2 Spectre de réponse de la composante verticale.....	81
VII.5.3 Modes Significatifs.....	82
VII.5.4 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) .....	82
VII.6 CONCLUSION .....	82

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION .....	83
VIII.2 ETUDE DE LA PILE.....	83
VIII.2.1 La Géométrie de la Pile .....	83
VIII.2.2 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	84
VIII.2.3 Efforts sismiques .....	84
VIII.2.4 Combinaisons des efforts .....	84
VIII.2.5 Ferrailage des éléments de la pile .....	85
VIII.3 ETUDE DE LA CULEE .....	87
VIII.3.1 La Géométrie De La Culée.....	87
VIII.3.2 Efforts sollicitant la culée.....	88
VIII.3.2.1 Calcul du coefficient de poussée (La méthode de Monobe- Okabe RPOA) ..	88
VIII.3.2.2 Evaluation des efforts issus du remblai et des surcharges .....	88

VIII.3.2.3 Evaluation des efforts issus de la culée .....	89
VIII.3.2.4 Evaluation des efforts issus du tablier .....	90
VIII.3.3 Vérification de la Stabilité de la Culée.....	91
VIII.3.3.1 Vérification du tiers central .....	91
VIII.3.3.2 Vérification au renversement et au glissement à l'état normal.....	91
VIII.3.3.3 Vérification au renversement et au glissement à l'état accidentel.....	91
VIII.3.4 Calcul du Sommier .....	92
VIII.4 CONCLUSION .....	93

**CONCLUSION GENERALE ..... 94**

**BIBLIOGRAPHIE**

**ANNEXES**

- ANNEXE A
- ANNEXE B
- ANNEXE C
- ANNEXE D

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE CÂBLAGE MIXTE

Figure I. 1 : Schéma de principe d'un câblage traditionnel. ....	4
Figure I. 3 : Exemple de disposition de câbles dans un voussoir a âmes inclinées. ....	4
Figure I. 4 : Détail de la disposition des câbles dans les goussets supérieurs. ....	4
Figure I. 5 : Pont d'Amboise sur la Loire - Câble "descendant "dans une âme. ....	5
Figure I. 6 : Pont d'Amboise sur la Loire - Vérin en position tendre un câble de fléau. ....	5
Figure I. 7 : Ferrailage d'un bossage d'ancrage d'un câble de continuité. ....	5
Figure I. 8 : Schéma de principe d'un câblage mixte. ....	6
Figure I. 9 : Pont de l'île de Ré. Câblage de continuité extérieur. ....	6
Figure I. 10 : Principe de câblage des ponts construits en encorbellement. ....	7

## CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Figure II. 1 : Carte de situation de Boumerdes. ....	8
Figure II. 2 : Vue par satellite la situation de l'ouvrage. ....	9
Figure II. 3 : Tracé en plan de l'ouvrage. ....	9
Figure II. 4 : Profil en long de la voie portée. ....	10
Figure II. 5 : Profil en travers du tablier de gauche. ....	10
Figure II. 6 : Températures et précipitations en Boumerdès en moyenne climatogramme mensuel [hikersbay.com]. ....	12
Figure II. 7 : Coupe Longitudinale. ....	13
Figure II. 8 : Notation des dimensions de VSP et de VC. ....	15
Figure II. 9 : Les dimensions des voussoirs. ....	15
Figure II. 10 : Découpage en voussoirs. ....	16
Figure II. 11 : Dimensions des piles. ....	16

## CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL ET CHARGES

Figure III. 1 : Limitation des contraintes dans les sections en B.P. ....	21
Figure III. 2 : Découpage des voussoirs au niveau de la travée de rive. ....	22
Figure III. 3 : La largeur roulable et la largeur chargeable. ....	24
Figure III. 4 : Cas de chargement. ....	25
Figure III. 5 : Système de charge Bc. ....	26
Figure III. 6 : Système de charge Br. ....	27
Figure III. 7 : Système de charge Bt. ....	28
Figure III. 8 : Convoi Mc 120. ....	29
Figure III. 9 : Convoi type D240. ....	29

## CHAPITRE IV : ETUDE DE FLEAU

Figure IV. 1 : les phases de construction du tablier. ....	32
Figure IV. 2 : Cheminement de la réalisation d'un fléau. ....	33
Figure IV. 3 : Situation temporaire de construction à considérer. ....	34
Figure IV. 4 : Situation accidentelle à considérer. ....	35

Figure IV. 5 : Vue 3D de modèle de fléau.....	35
Figure IV. 6 : Schéma de clouage sur pile par câbles.....	36
Figure IV. 7 : Géométrie de système de clouage.....	36
Figure IV. 8 : Basculement du fléau avec surtension des câbles.....	37
Figure IV. 9 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction.....	39
Figure IV. 1 : les phases de construction du tablier.....	32
Figure IV. 2 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.....	33
Figure IV. 3 : Situation temporaire de construction à considérer.....	34
Figure IV. 4 : : Situation accidentelle à considérer.....	35
Figure IV. 5 : Vue 3D de modèle de fléau.....	35
Figure IV. 6 : Schéma de clouage sur pile par câbles.....	36
Figure IV. 7 : Géométrie de système de clouage et surtension des câbles.....	36
Figure IV. 8 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction.....	39
Figure IV. 9 : Diagramme des moments sous la combinaison PREC.....	39
Figure IV. 10 : Dispositions des ancrages selon Freyssinet.....	41
Figure IV. 11 : Disposition des câbles de fléau et position des ancrages.....	43
Figure IV. 12 : Tracée en plan des câbles de fléau.....	43
Figure IV. 13 : Tracé en élévation des câbles de fléau.....	44
Figure IV. 14 : Position des câbles C3.....	44
Figure IV. 15 : Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.....	45
Figure IV. 16 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.....	46
Figure IV. 17 : Schéma illustratif le cas d'une seule pente.....	47
Figure IV. 18 : : Schéma illustratif le cas de 2 pentes.....	47
Figure IV. 19 : Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage.....	51

## CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

Figure V. 1 : Diagramme des moments dus à l'enlèvement de l'équipage mobile.....	53
Figure V. 2 : Diagramme des moments dus au poids du clavage.....	53
Figure V. 3 : Détail de la structure en cours de clavage côté C1.....	54
Figure V. 4 : Le moment fléchissant de la partie coulée sur cintre.....	54
Figure V. 5 : Disposition des câbles éclisses de travée principale au niveau de Vc.....	56
Figure V. 6 : Tracé en élévation et en plan des câbles éclisses de travée principale.....	56
Figure V. 7 : Tracé en élévation et en plan des câbles éclisses de travée de rive.....	56
Figure V. 8 : Modèle réalisé sur ROBOT.....	58
Figure V. 9 : Moment fléchissant de A(l) (cas3 : travée principale chargée).....	58
Figure V. 10 : Moment fléchissant de A(l) (cas1 : travée de rive chargée).....	58
Figure V. 11 : Moment fléchissant de CCP.....	58
Figure V. 12 : Moment fléchissant de St.....	58
Figure V. 13 : Moment fléchissant de gradient thermique.....	58
Figure V. 14: Géométrie longitudinale des câbles extérieurs.....	59
Figure V. 15 : Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans la travée centrale.....	60
Figure V. 16 : Diagramme du moment iso des câbles extérieurs dans la travée centrale... 60	60
Figure V. 17 : Diagramme du moment isostatique des câbles extérieurs dans la travée de rive.....	62

Figure. V. 18 : Tracé en élévation et en plan des câbles extérieurs de travée principale. ....	62
Figure. V. 19 : Tracé en élévation et en plan des câbles extérieurs de travée de rive. ....	63
Figure. V. 20 : Diagramme des contraintes au niveau de clavage P2-P3. ....	64

## **CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSALE**

Figure VI. 1 : Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel. ....	68
Figure VI. 2 : Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel. ....	68
Figure VI. 3 : Sections à justifier selon le guide SETRA. ....	69
Figures VI. 4 : Ferrailage du voussoir à la clef. ....	71
Figures VI. 5 : Ferrailage du voussoir sur pile. ....	72

## **CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT**

Figure. VII. 1 : Limites D'utilisation des appareils d'appui. ....	73
Figure. VII. 2 : Les appareils d'appui à pot. ....	74
Figure. VII. 3 : Vue en dessus, Conditions d'appuis. ....	74
Figure. VII. 4 : Appareil d'appui fixe (P2/P3) - (Type GOODCO-Z-TECH). ....	77
Figure. VII. 5 : Appareil d'appui mono (C1/C4) - (Type GOODCO-Z-TECH). ....	77
Figure. VII. 6 : Appareil d'appui multi (C1/C4 et P2/P3) - (Type GOODCO-Z-TECH). ....	78
Figure. VII. 7: Modèle de calcul multimodal. ....	80
Figure. VII. 8 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale. ....	81
Figure. VII. 9 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale. ....	81

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

Figure. VIII. 1 : Dimensions des piles. ....	83
Figure. VIII. 2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(I). ....	85
Figure. VIII. 3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(I). ....	85
Figure. VIII. 4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(I). ....	85
Figure. VIII. 5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(I). ....	85
Figure. VIII. 6 : Ferrailage de chevêtre (coupe transversale). ....	86
Figure. VIII. 7 : : Ferrailage des fûts. ....	86
Figure. VIII. 8 : Dimensions de la culée. ....	87

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

Tableau II. 1 : Tableau récapitulatif des dimensions de voussoir. ....	14
Tableau II. 2 : Tableau récapitulatif des données de l'ouvrage étudié. ....	17

## CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL ET CHARGES

Tableau III. 1 : Les caractéristiques du béton. ....	19
Tableau III. 2 : Les caractéristiques de l'acier à haute adhérence. ....	20
Tableau III. 3 : Les caractéristiques des câbles de précontrainte. ....	20
Tableau III. 4 : Contraintes admissibles à la compression de béton. ....	21
Tableau III. 5 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives. ....	21
Tableau III. 6 : Poids des voussoirs. ....	22
Tableau III. 7 : Estimation du poids dû aux CCP. ....	23
Tableau III. 8 : Poids total du tablier. ....	23
Tableau III. 9 : Les classes des ponts routes. ....	24
Tableau III. 10 : Coefficients $a_1$ . ....	25
Tableau III. 11 : Valeurs de $A(l)$ . ....	26
Tableau III. 12 : Les valeurs de $bc$ . ....	27
Tableau III. 13 : Les valeurs de $Bc$ . ....	27
Tableau III. 14 : valeurs de coefficient $bt$ . ....	28
Tableau III. 15 : Valeurs de $Bt$ . ....	28
Tableau III. 16 : Coefficients de majoration dynamique. ....	30
Tableau III. 17 : L'effort de freinage $F(KN)$ de système A. ....	31

## CHAPITRE IV : ETUDE DE FLEAU

Tableau IV. 1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau. ....	33
Tableau IV. 2 : Récapitulation des combinaisons d'action. ....	35
Tableau IV. 3 : Évaluation des réactions. ....	36
Tableau IV. 4 : Comparaison entre M/N et l'entraxe. ....	37
Tableau IV. 5 : Calcul du nombre de câbles de clouage. ....	38
Tableau IV. 6 : Valeurs de $f_{bu}$ . ....	38
Tableau IV. 7 : Calcul de dimensions de cales. ....	39
Tableau IV. 1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau. ....	33
Tableau IV. 2 : Récapitulation des combinaisons d'action. ....	35
Tableau IV. 3 : Évaluation des réactions. ....	36
Tableau IV. 4 : Comparaison entre M/N et l'entraxe. ....	37
Tableau IV. 5 : Calcul du nombre de câbles de clouage. ....	37
Tableau IV. 6 : Valeurs de $f_{bu}$ . ....	38
Tableau IV. 7 : Calcul de dimensions de cales. ....	38
Tableau IV. 8 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section. ....	40
Tableau IV. 9 : Vérification de nombre de câbles de fléau au VSP pour chaque phase. ....	41
Tableau IV. 10 : Distances $a$ et $b$ . ....	42

Tableau IV. 11 : L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.....	44
Tableau IV. 12 : Élévation des câbles de fléau. ....	45
Tableau IV. 13 : Les pertes de tension instantanées en %. ....	48
Tableau IV. 13 : Récapitulatif sur les pertes de tension moyennes des câbles de fléau.....	49
Tableau IV. 15 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.....	50

## **CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE**

Tableau V. 1 : Résumé de calcul de nombre des câbles éclisses. ....	54
Tableau. V. 2 : Nombres des câbles C1-P2. ....	55
Tableau. V. 3 : Vérification des contraintes après clavage. ....	55
Tableau. V. 4 : Combinaisons de charge en phase de service.....	57
Tableau.V. 5 : Les moments isostatiques et hyperstatiques des câbles éclisses. ....	59
Tableau. V. 6 : Les détails de calcul.....	60
Tableau. V. 7 : Détails de calcul du moment hyperstatique.....	60
Tableau. V. 8 : Les moments iso et hyper à la clé de rive dus aux câbles existants. ....	61
Tableau. V. 9 : Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans la travée de rive. ....	61
Tableau. V. 10 : Détails de calcul des moments isostatiques des câbles extérieures. ....	61
Tableau. V. 11 : Détails de calcul du moment hyperstatique.....	62

## **CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSALE**

Tableau VI. 1 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile. ....	69
Tableau VI. 2 : Efforts extrêmes dans le voussoir à la clef. ....	69
Tableau VI. 3 : Ferrailage passif du VSP.....	71
Tableau VI. 4 : Ferrailage passif du VSC.....	71

## **CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT**

Tableau. VII. 1:Descentes de charges du tablier pour une paire d'appareils d'appui à pot.75	
Tableau. VII. 2 : Descentes de charges du tablier pour un appareil d'appui à pot. ....	75
Tableau. VII. 3 : Efforts maximaux pour un appareil d'appui à pot.....	75
Tableau. VII. 4 : La surface minimum $S_p$ du pot .....	75
Tableau. VII. 5 : La surface minimum $S_c$ de coussin.....	76
Tableau. VII. 6 : Résultats finaux – Choix des appareils d'appuis commerciaux. ....	76
Tableau. VII. 7 : Capacité de souffle des joints $W_d$ en fonction du biais.....	79
Tableau. VII. 8 : Modes propres. ....	82

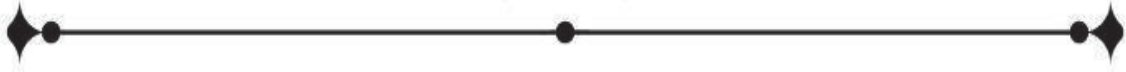
## **CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Tableau. VIII. 1 : Implantation et hauteurs des piles. ....	83
Tableau. VIII. 2 : Vérification du flambement des piles. ....	84
Tableau. VIII. 3 : Réactions et moments dus au séisme à la base de fût. ....	84
Tableau. VIII. 4 : Combinaison des efforts à la base de fût.....	84
Tableau. VIII. 5 : Ferrailage de chevêtre. ....	85
Tableau. VIII. 6 : Ferrailage des fûts. ....	86
Tableau. VIII. 7 : Calcul des coefficients de poussée possibles. ....	88
Tableau. VIII. 8 : Evaluation des charges statiques dues au remblai.....	89

Tableau. VIII. 9 : calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres.....	89
Tableau. VIII. 10 : Evaluation des efforts dus à surcharge sur remblai.....	89
Tableau. VIII. 11 : Efforts statiques dus au poids propre des éléments de la culée.....	90
Tableau. VIII. 11 : Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée.....	90
Tableau. VIII. 12 : Evaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier.....	90
Tableau. VIII. 13 : Vérification de stabilité au glissement et renversement aux états normales.....	91
Tableau. VIII. 14 : Vérification de stabilité au glissement et renversement à l'ELA.....	92
Tableau. VIII. 15 : Ferrailage des sommiers.....	93

## LISTE DES ABREVIATIONS

**AAP** : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.  
**BA** : Béton Armé.  
**BAEL** : Béton armé aux Etats limites.  
**BPEL** : Béton précontrainte aux Etats limites.  
**CCP** : Complément des charges permanentes.  
**CPA** : Ciment Portland Artificiel.  
**CQC** : Combinaison Quadratique Complète.  
**DA** : Dinar Algérien.  
**Ecl** : Câbles éclisses.  
**ELA** : Etats Limites Accidentelles.  
**ELS** : Etats Limites de Service.  
**ELU** : Etats Limites Ultimes.  
**E<sub>p</sub>** : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.  
**E<sub>s</sub>** : Module d'Elasticité de l'acier.  
**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.  
**f<sub>e</sub>** : Limite d'Elasticité de l'acier.  
**f<sub>peg</sub>** : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.  
**f<sub>prg</sub>** : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.  
**f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.  
**HA** : Haute Adhérence.  
**Hyper** : Hyperstatique.  
**Iso** : isostatique.  
**NF** : Norme Française.  
**PK** : Point Kilométrique.  
**PP73** : Piles et Palées 1973.  
**RCPR** : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.  
**RN** : Route Nationale.  
**RPOA** : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.  
**Sae** : Spectre de réponse Elastique en Accélération.  
**St** : Surcharges sur trottoirs.  
**St** : Espacement des armatures Transversales.  
**SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.  
**VC** : Voussoir à la Clef.  
**VIPP** : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.  
**VSC** : Voussoir coulé Sur Cintre.  
**VSP** : Voussoir sur Pile.  
**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de Compression admissible de Béton.  
**σ<sub>bt</sub>** : Contrainte de Traction admissible de Béton.  
**σ<sub>Inf</sub>** : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.  
**σ<sub>s</sub>** : Contrainte limite de l'acier.  
**σ<sub>sup</sub>** : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.  
**ΔT** : Variation uniforme de la température  
**Δθ** : Gradient thermique.  
**ΔP** : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.  
**12T15** : 12 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)



# **Introduction Générale**



### INTRODUCTION GENERALE

Lorsque s'engage la conception d'un tracé routier, se dévoilent maintes contraintes, émanant tant de la nature, tels que les ruisseaux sinueux, les monts majestueux, que des artifices urbains, tels que les voies ferrées entrelacées et les routes déjà tracées. Pour triompher de ces entraves, surgissent des édifices artificiels, des "Ouvrages d'Art" en leur nom.

L'appellation même "Ouvrages d'Art" renferme deux mots singuliers : "Ouvrages", renvoyant aux constructions érigées en solution à ces problématiques, et "Art", soulignant l'importance de l'esthétisme et de l'architecture de ces réalisations.

Cette définition, toutefois, demeure plutôt floue, n'explicite pas les dimensions, les formes ou encore la nature précise de ces ouvrages. Face à la variété des typologies d'ouvrages, la phase de conception de ces structures revêt une importance cruciale pour l'ingénieur en travaux publics.

Dans l'optique du développement des réseaux routiers, la direction des travaux publics de la wilaya de Boumerdes, en Algérie, a entamé le projet d'évitement de la ville de Boumerdes, communément nommé CW146 - RN24. Cette entreprise prévoit la réalisation de deux ouvrages d'art, à savoir le viaduc V1 et le viaduc V2, enjambant respectivement deux fractures d'environ 210 mètres et 140 mètres. S'appuyant sur ces éléments préalables, notre travail se structure en divers axes essentiels :

Une introduction à la recherche, focalisée sur la précontrainte extérieure et son utilisation pour des ouvrages neufs, accompagné avec la précontrainte intérieure ; c'est le câblage mixte.

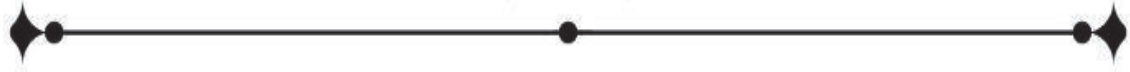
Deuxièmement, la présentation du projet routier, suivi de la présentation de l'ouvrage en question, voire la conception de bureau d'étude Freyssinet, France.

Par la suite, une évaluation minutieuse des charges et surcharges est faite, après avoir fixé les hypothèses de calcul sur les matériaux à utiliser (béton, aciers passifs et actifs).

Ensuite, on commence l'étude approfondie de la stabilité de fléau par organes d'ancrages en phase de construction, une phase pour laquelle les câbles de fléau sont dimensionnés. Après clavage, un autre chapitre « Etude longitudinale » est dédié au dimensionnement des câbles de continuité, et dans lequel s'articule notre thème du présent mémoire. L'étude de tablier est finalisée par une étude transversale méticuleuse.

Les derniers chapitres sont consacrés à l'étude des appuis, commençant d'abord par le choix des appareils d'appui à pot, suivi d'une étude sismique basant sur la méthode spectrale multimodale. Enfin, l'étude de l'infrastructure elle-même et l'achèvement de notre travail.

Ces axes directeurs orienteront notre étude dans le cadre de ce projet spécifique, dévoilant ainsi les subtilités et les complexités inhérentes à cette discipline exigeante.



# **Chapitre I**

## **Recherche Bibliographique**



## I.1 INTRODUCTION

La technique de câblage des ponts est essentielle pour la réalisation de structures durables et sécurisées. Elle revêt une importance capitale dans la conception et la construction de ponts. Il existe différents types de câblage utilisés pour les ponts, notamment le câblage extérieur, le câblage intérieur et le câblage mixte. Dans ce chapitre, nous allons examiner les différents types de câblage utilisés pour les ponts, en mettant l'accent sur les câblages traditionnels et les câblages mixtes.

## I.2 PRINCIPE DE CÂBLAGE DES PONTS CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

Le câblage d'un pont construit en encorbellement comprend deux familles : le câblage de fléau et le câblage de continuité.

### I.2.1 Les Câbles De Fléau

- Ils permettent l'assemblage des voussoirs lors de la construction des fléaux et assurent la reprise des sollicitations créées au cours de la construction des fléaux.
- Ils compensent les moments négatifs engendrés par le poids propre des voussoirs et les charges de coffrage et de chantier.
- Ils sont intérieurs au béton.

### I.2.2 Les Câbles De Continuité

- Ils compensent les efforts et les **charges appliquées en phase de service** de l'ouvrage et le **poids des équipements** (chaussées, trottoirs, dispositifs de retenu ...).
- Ils permettent de solidariser les fléaux et les parties coulées sur cintre et de s'opposer aux sollicitations (moments hyperstatiques) induites en particulier par les déformations différées du béton (redistribution des efforts dus au fluage dans la structure construite en plusieurs phases à des âges différents) et les gradients thermiques (liés aux effets de l'ensoleillement sur le tablier).

#### I.2.2.1 Les câbles de continuité intérieurs au béton (câbles éclisses)

Ils sont dimensionnés pour s'opposer aux effets thermiques et aux efforts induits par la structure entre la phase de clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

#### I.2.2.2 Les câbles de continuité extérieurs au béton

Les câbles de précontrainte extérieure doivent reprendre les efforts dus aux équipements, aux charges routières, au gradient thermique et au fluage.

- En complément des câbles de continuité intérieurs, les moments positifs en travée dus aux charges permanentes (y compris retrait et redistribution d'effort; due au fluage) et aux charges d'exploitation,
- En complément des câbles de fléau, les moments négatifs sur pile dus aux charges permanentes et d'exploitation.

### I.3 HISTORIQUE DE CABLAGE EXTERIEUR

Au cours de la période de développement du béton précontraint, certains projets ont été conçus avec des câbles disposés à l'extérieur du béton. En France, des exemples de tels ponts incluent ceux de Villeneuve-Saint-Georges, de Vaux-sur-Seine et de Port-a-Binson. Cependant, la plupart de ces ponts ont connu des problèmes de **corrosion** des câbles. Bien que ces câbles aient souvent été recouverts de **peinture bitumineuse** pour les protéger, cette protection s'est révélée insuffisante s'ils étaient exposés à l'eau ou à d'autres agents corrosifs, c'est-à-dire si les parties de la structure dans lesquelles ils étaient situés n'étaient pas correctement étanches. Ces expériences malheureuses ont contribué à donner une mauvaise réputation à la technique de précontrainte.

Pendant plus de vingt ans, les câbles de fléau et de continuité utilisés dans les ponts construits en encorbellement étaient placés à **l'intérieur du béton**, bénéficiant ainsi de la protection offerte par le matériau. Si l'un des câbles se rompait, son affaiblissement ne se propageait que sur une petite zone autour de la section concernée, grâce à l'adhérence. Cependant, la **pathologie** de certains de ces ponts a conduit les ingénieurs à réviser leur opinion sur la précontrainte. Les conduits de précontrainte étaient souvent **mal injectés** dans les premiers ponts, ce qui empêchait le béton précontraint d'être étanche. De plus, la sous-estimation des sollicitations engendrées par certains phénomènes physiques a entraîné le **renforcement** de nombreux ponts de première génération avec une précontrainte complémentaire, placée à **l'extérieur du béton**.

Aujourd'hui, la tendance est à un **câblage mixte**, avec un câblage de fléau interne au béton et un câblage de continuité partiellement interne et partiellement externe. La **proportion de l'effort** total de précontrainte de continuité assurée par des câbles externes au béton varie d'un concepteur à l'autre : certains ne placent dans le béton que le nombre minimum de câbles permettant de réaliser les clavages dans de bonnes conditions, tandis que d'autres cherchent à reprendre par le câblage externe seulement les moments apportés par les actions variables.

### I.4 LE CÂBLAGE TRADITIONNEL

Les câbles de fléau doivent être placés au-dessus des piles, sur la partie supérieure des âmes, en respectant les règles de revêtement, de distance entre les paquets et les dispositions constructives pour un bétonnage de qualité. Pour éviter les intensités de contraintes produites par l'effort tranchant, les câbles sont inclinés dans l'axe des âmes avec une inclinaison maximale compatible avec l'encombrement des vérins pour leur mise en tension. Il est important de ne pas dévier simultanément un câble dans deux plans différents afin d'éviter les tracés gauches dans l'espace. Les câbles qui ne sont pas déjà situés sur pile doivent être déviés en plan avant d'être descendus dans le plan médian des âmes.

Les câbles de continuité sont placés dans des goussets en partie basse des âmes pour éviter les effets néfastes sur les hourdis inférieurs. Les câbles doivent atteindre un point de passage "obligé" avant d'être ancrés dans des bossages standardisés pour éviter les infiltrations d'eau. Les conduits vides sont prévus au niveau du projet pour une gestion harmonieuse du tracé des câbles.

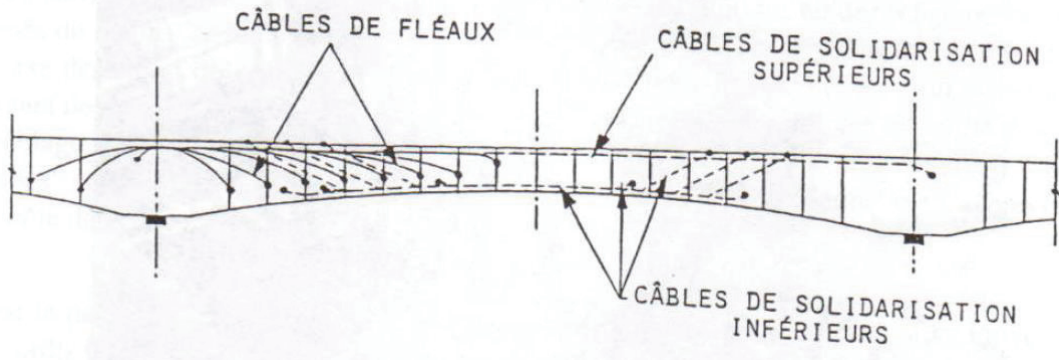


Figure I. 1 : Schéma de principe d'un câblage traditionnel.

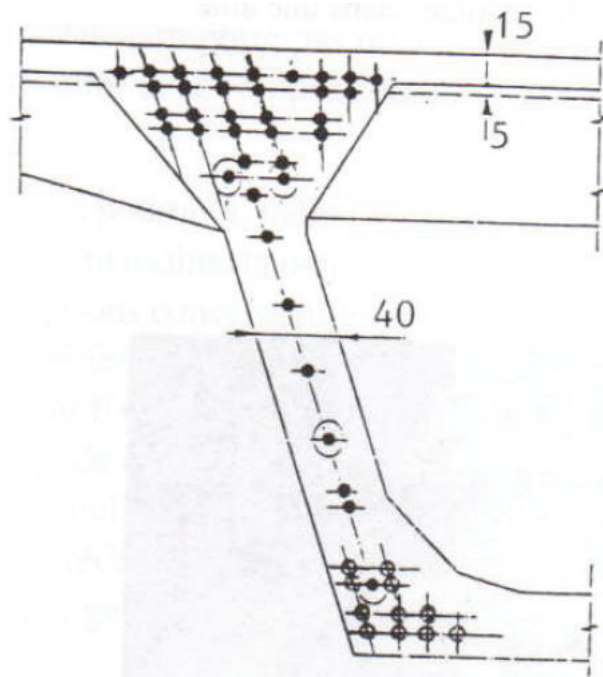


Figure I. 2 : Exemple de disposition de câbles dans un voussoir a âmes inclinées.

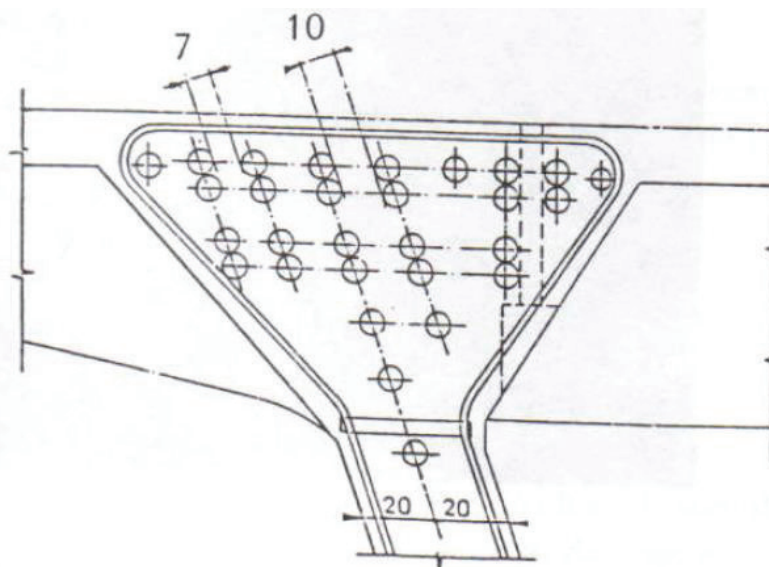


Figure I. 3 : Détail de la disposition des câbles dans les goussets supérieurs



Figure I. 4 : Pont d'Amboise sur la Loire - Câble "descendant" dans une âme.

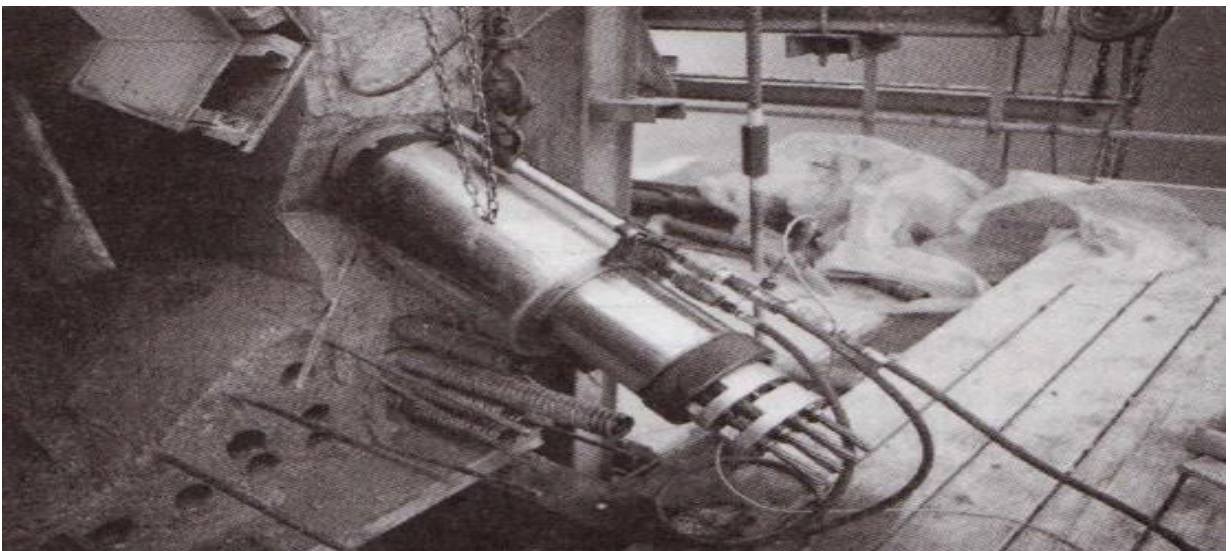


Figure I. 5 : Pont d'Amboise sur la Loire - Vérin en position tendre un câble de fléau.

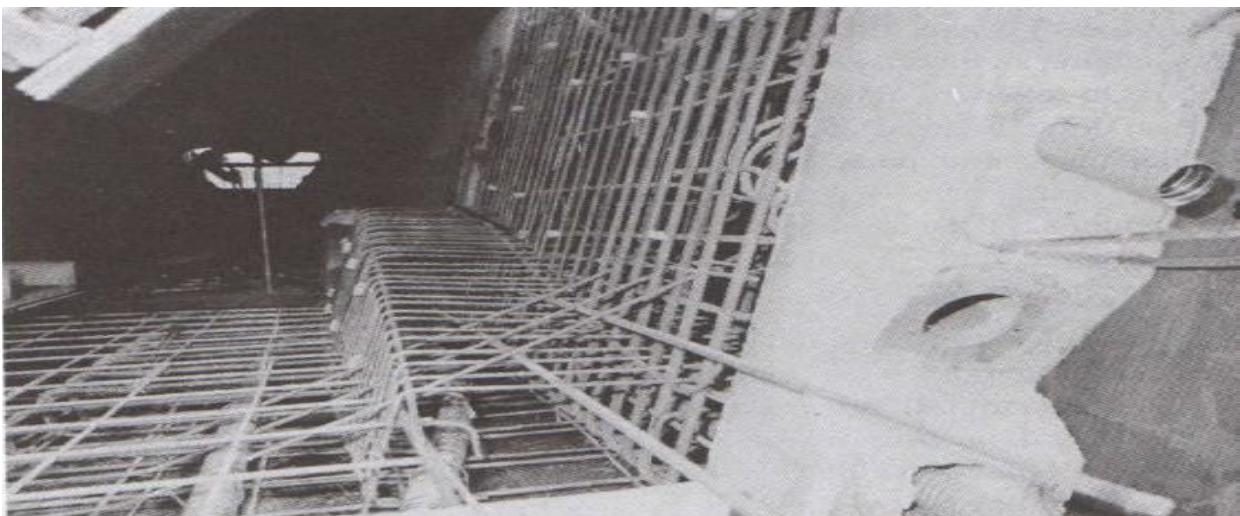


Figure I. 6 : Ferrailage d'un bossage d'ancrage d'un câble de continuité.

I.5 LE CÂBLAGE MIXTE

Les ponts de grande portée sont souvent construits avec un câblage mixte, dans lequel les câbles de fléau sont disposés à l'intérieur du béton. Dans les ouvrages de portées non exceptionnelles, les câbles ne descendent pas dans les âmes, mais la réduction de l'effort tranchant est assurée par la déviation des câbles de continuité, qui sont "remontés" en partie supérieure au droit des piles. Dans les ouvrages de grandes portées, les câbles de fléau peuvent "descendre" dans les âmes.

Les câbles de continuité sont de type "trapézoïdal" et leur croisement apporte un complément de précontrainte. Si la portée n'est pas trop importante et si les contraintes de cisaillement restent modérées, il est possible de concevoir un câblage avec un seul point de déviation à la clé des travées. Même avec une précontrainte extérieure, il est important de prévoir des dispositifs permettant de mettre en tension des câbles supplémentaires si nécessaire après quelques années d'exploitation.

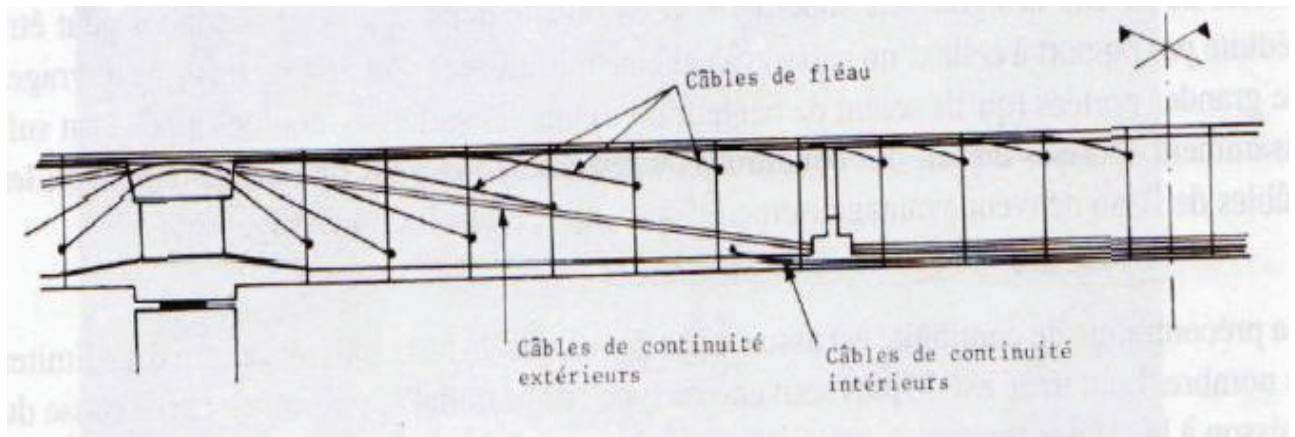


Figure I. 7 : Schéma de principe d'un câblage mixte



Figure I. 8 : Pont de l'île de Ré. Câblage de continuité extérieur

I.6 ÉLÉMENTS DE COMPARAISON

D'abord, il convient de souligner que la différence de coût entre un tablier à câblage traditionnel et un tablier à câblage mixte n'est pas toujours significative. Les avantages de chaque méthode doivent être évalués sur le plan technique.

Les grandes entreprises ont une expertise solide dans la construction de ponts avec un câblage traditionnel en encorbellement. Les problèmes de bétonnage liés à la présence de conduits dans les âmes sont connus et peuvent être résolus avec succès. De plus, les techniques d'injection de coulis de ciment dans les conduits sont maintenant bien maîtrisées.

Alors, quels sont les avantages de la précontrainte mixte ? Le bétonnage des caissons est plus facile en raison de l'absence de câbles dans les âmes et de la trajectoire simple des câbles de fléau. Les pertes par frottement sont également réduites, ce qui diminue le poids de la structure. La plupart des réparations sur des ponts construits avec une précontrainte initiale ont consisté à tendre des câbles extérieurs pour corriger les défauts. En cas de corrosion accidentelle d'un câble, son remplacement est facile (si des dispositions constructives appropriées ont été prises, notamment au niveau des culées). Cependant, le principal avantage de la précontrainte mixte est l'amélioration de la qualité de la construction. En effet, l'ancrage des câbles de forte puissance ne tolère aucune erreur de conception ou d'exécution. Une défaillance peut entraîner une rupture brutale mettant en danger la vie des travailleurs.

Sans protection, les tabliers de ponts en forme de caisson peuvent être occupés par des personnes non autorisées. Les câbles extérieurs sont vulnérables : la chaleur d'un brasero proche peut endommager leur conduit en polyéthylène et provoquer la rupture des torons. L'accès à l'intérieur des caissons doit donc être efficacement fermé (portes, grilles...).

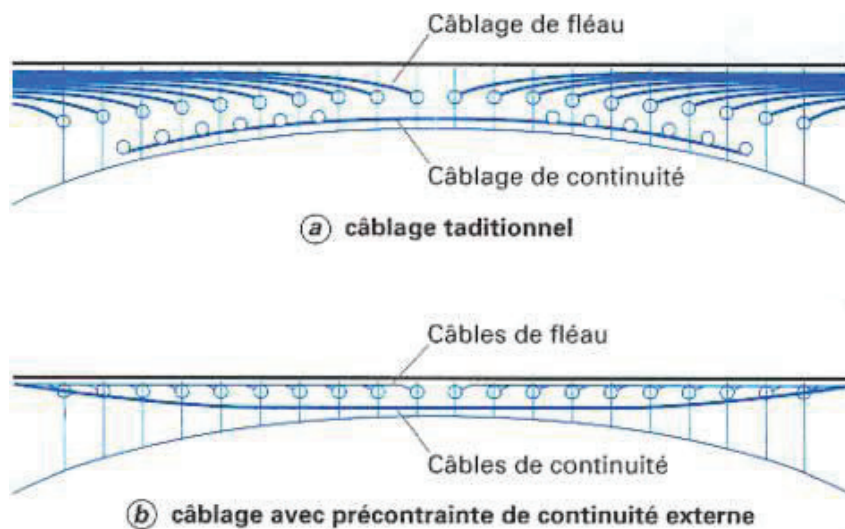
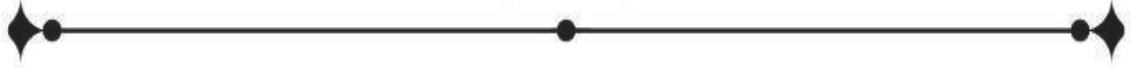


Figure I. 9 : Principe de câblage des ponts construits en encorbellement.

I.7 CONCLUSION

En fin de compte, cette recherche bibliographique montre que le choix entre les câblages traditionnels et mixtes dépendra des besoins spécifiques du projet de construction de ponts. Cependant, les câblages mixtes offrent certainement une alternative intéressante qui mérite d'être examinée pour de nombreux projets.



**Chapitre II**  
**Présentation du Projet**



## II.1 INTRODUCTION

Lors de l'étude d'un ouvrage d'art on doit prendre en considération toutes les données nécessaires pour atteindre le niveau d'exigences (qualité, sécurité et confort) que le pont doit en respecter pendant la phase d'exploitation. Pour ce faire, on doit avoir une immense connaissance des différentes informations fonctionnelles, naturelles et environnementales.

Dans ce chapitre nous allons collecter, exploiter et analyser les différentes informations liées à notre projet.

## II.2 PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET

### II.2.1 Objectif et Situation du Projet Routier

L'ouvrage sujet de notre étude rentre dans le cadre d'un projet routier neuf, l'évitement de la ville de Boumerdes CW 146 – RN 24 sur 10 Km, proposé par la Direction des Travaux Publics de la Wilaya de Boumerdes. Le projet est constitué de deux viaducs de 210 m (V1) et 140 m (V2) de longueur. Ces deux ponts sont en béton précontraint construits par encorbellements successifs réalisés par l'entreprise EURL CDT (8 étoiles), et commencés en 25/02/2018 et seront achevés en 2023.

L'objectif de ce projet est de fournir une alternative aux routes principales qui traversent actuellement la ville et qui sont souvent encombrées de trafic. Le projet vise à créer une route de contournement qui permettra aux automobilistes de contourner la ville et de se rendre à leur destination plus rapidement et plus efficacement.

Dans le cadre de notre projet, nous avons utilisé un logiciel de système d'information géographique ArcGIS en conjonction avec les données de site fournies par DIVA-GIS. Notre objectif était d'analyser et de cartographier des informations géographiques spécifiques liées à notre site.

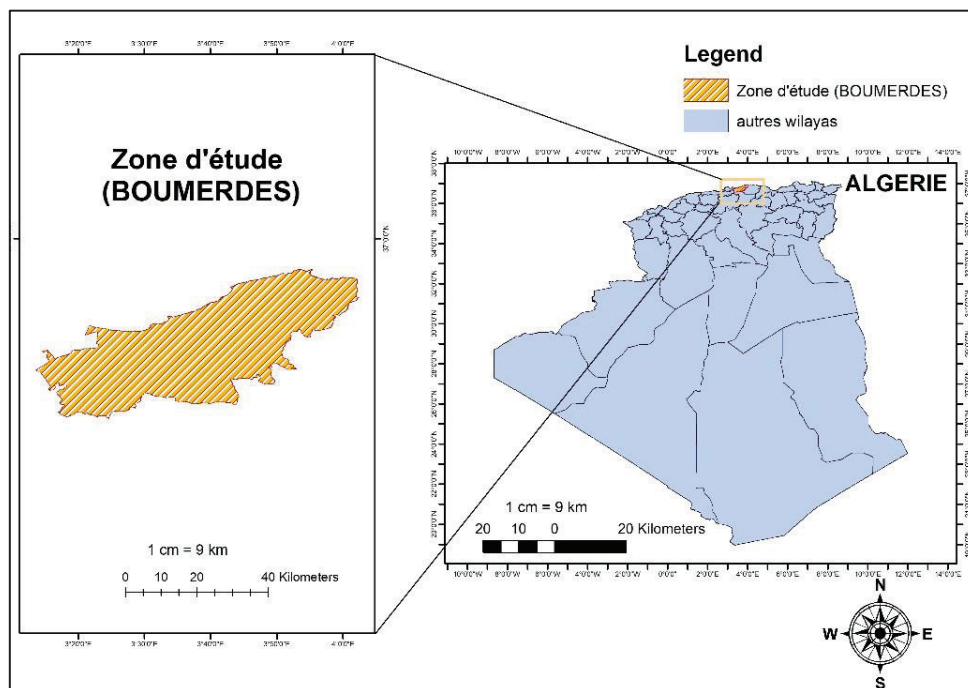


Figure II. 1 : Carte de situation de Boumerdes.

**II.2.2 Objectif et Situation de l’Ouvrage**

Le Viaduc V1 à étudier est compris entre le PK 8+181 et le PK 8+391, pour permettre de franchir un oued sur une longueur de 15 m.



Figure II. 2 : Vue par satellite la situation de l’ouvrage.

**II.3 LES DONNEES DU PROJET**

**II.3.1 Les Données Fonctionnelles**

**II.3.1.1 Tracé en plan**

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l’axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Dans notre projet, l’ouvrage est un viaduc de longueur totale de 210m.

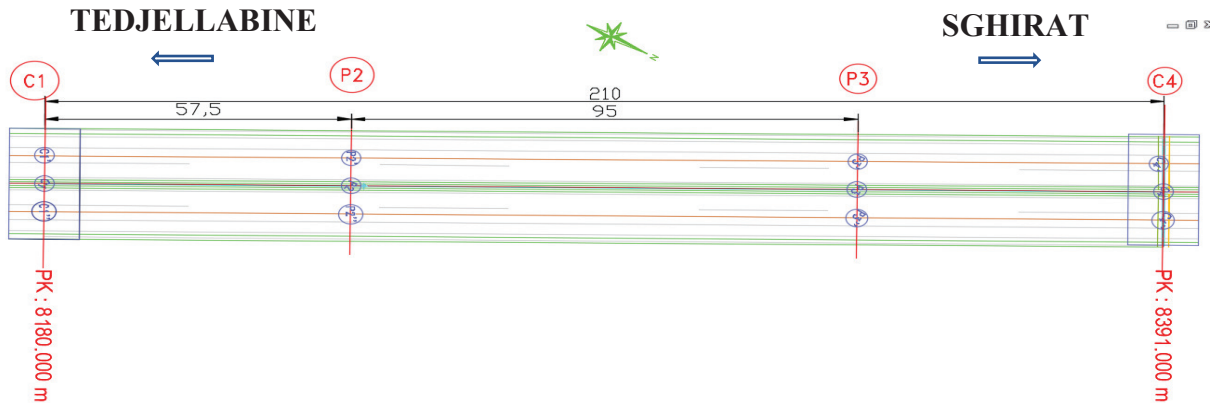
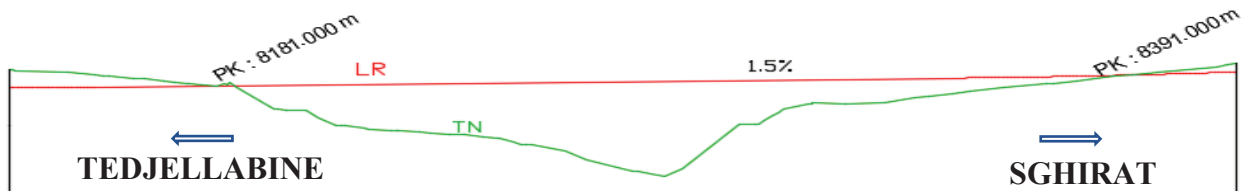


Figure II. 3 : Tracé en plan de l’ouvrage.

**II.3.1.2 Profil en long**

Le profil en long est la ligne située sur l’axe de l’ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan. Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 1.5 %.



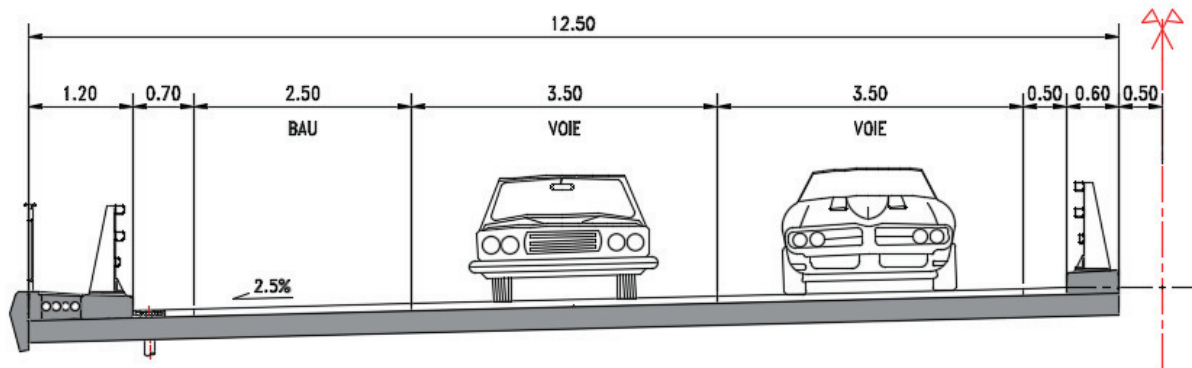
**Figure II. 4 : Profil en long de la voie portée.**

**II.3.1.3 Profil en travers**

Le profil en travers est l’ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Pour la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs et la largeur roulable, avant l’établissement de l’avant-projet.

Le profil en travers de notre chaussée est défini comme suit :

- Largeur roulable (Lr) : 10.7 m
- Largeur chargeable (Lc) : 9.7 m
- Largeur des trottoirs : 1.2 m
- Largeur totale de l'ouvrage : 12,50 m
- Nombre de voies : 2 voies de circulation de 3.5m et Une bande d’arrêt d’urgence de 2.5m
- Le dévers : 2,5 %



**Figure II. 5 : Profil en travers du tablier de gauche.**

**II.3.2 Les Données Naturelles**

**II.3.2.1 Les données géotechniques**

Les données géotechniques sont 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 souhaité.

Elles sont obtenues à partir d’une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel.

Enfin, la reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés :

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

Ces essais, réalisés par le Laboratoire SOIL-TECH Engineering, ont permis de déterminer la nature du sol que l'ouvrage devra traverser.

Compte tenu des reconnaissances effectuées et les analyses des résultats obtenus, le site étudié est caractérisé comme suit :

- La nature du sol décrite est constituée principalement par un dépôt alluvionnaire très compact (sable + gravier + cailloux bien cimenté) de couleur marron à beige dans la partie centrale de l'ouvrage, et grisâtre au droit de la culée N°01.
- Il est à noter qu'au droit de la culée N°02 le sondage a recoupé des marnes argileuses beige à brunâtre jusqu'à 8.20 m de profondeur, ensuite des marnes gris bleuâtre peu sableuse à caillouteuse en fin de sondage. Des traces de gypse visible à l'œil nu ont été relevées sur les marnes à différentes profondeurs.
- Les teneurs en sulfate converties en mg/kg de terrain varient de 500 à 17 800 ppm et révèlent une agressivité correspondant exactement à la classe XA2 (niveau fort) pour le béton armé hydraulique durci selon FD P 18 - 011 du 12/2009. A cet effet, l'usage d'un ciment de type CRS est obligatoire en plus des autres dispositions constructives prévues dans la norme EN 206-1 ou sa norme équivalente NA 16002, ainsi que le DTR BE1-2, et ce uniquement au droit de la Culée N°02 (sol marneux).

### II.3.2.2 Les données topographiques

Le terrain présente un relief topographique très accidenté notamment au droit de la culée et la pile N°02.

### II.3.2.3 Les données sismologiques

D'après le Règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008), la commune de **Boumerdes** fait partie de groupe de communes **A** de la wilaya de Boumerdes, donc classée **en zone III** (sismicité très élevée).

#### ➤ Classification de site :

Sur la base des valeurs de la pression limite PL, le site est classé dans la Catégorie **S3** (Site Meuble) au droit de C2 et **S2** (Site ferme) au droit de C1, P1 et P2.

### II.3.2.4 Les données climatiques

#### ➤ 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).

Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- 2,00 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service.
- 1,25 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de construction.

➤ **Neige :**

L'effet de la neige n'est pas pris en considération dans les calculs des ponts.

➤ **Humidité :**

En tant que ville côtière située sur la Méditerranée, Boumerdes peut être assez humide, en particulier pendant les mois d'hiver. Les niveaux d'humidité peuvent varier en fonction des conditions météorologiques et des saisons, mais en moyenne, les niveaux d'humidité relative à Boumerdes peuvent atteindre 70 % ou plus. Les niveaux d'humidité élevés peuvent rendre la chaleur plus difficile à supporter en été et le froid plus pénétrant en hiver.

➤ **Température :**

À Boumerdes, la température moyenne annuelle s'élève à 22°C. Le mois de juillet est le plus chaud de l'année, avec une température moyenne de 30°C, tandis que janvier est généralement le mois le plus froid avec une température moyenne de 16°C. La différence de température entre ces deux mois extrêmes est de 14°C.

Pour le calcul de la **variation uniforme de la température**, le RCPR définit pour le nord de l'Algérie des températures extrêmes de +35°C et -15°C.

Le RCPR exige aussi pour les ponts en béton un **gradient thermique** vertical tout le long de l'ouvrage de ±7°C en service et de ±12°C en phase de construction.

L'action de température intervient dans le dimensionnement du tablier, des appareils d'appuis, des joints de chaussée et même de l'infrastructure.

➤ **Précipitations :**

En ce qui concerne les précipitations, le mois de décembre enregistre le plus de pluie avec 108 mm, tandis que le mois de juillet est le plus sec.

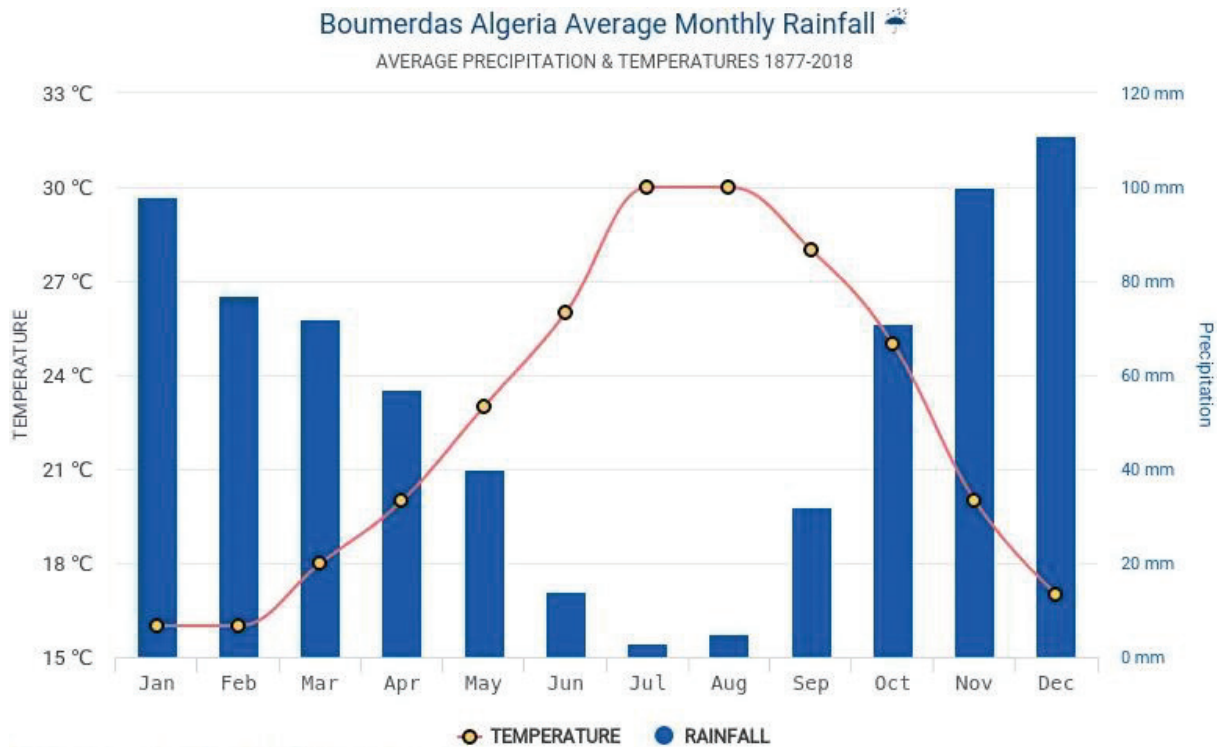


Figure II. 6 : Températures et précipitations en Boumerdès en moyenne climatogramme mensuel [hikersbay.com].

## II.4 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

En résumé, le viaduc V1 est un pont en béton précontraint, à hauteur variable, construit par encorbellements successifs, coulé sur place à l'aide d'un équipage mobile.

### II.4.1 La Méthode De Construction Par Encorbellements Successifs

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

Cette méthode présente plusieurs avantages par rapport à d'autres méthodes :

- Grande portée : permet de construire des ponts de grande portée sans avoir besoin d'utiliser des échafaudages très hauts. Cela peut réduire les coûts et les délais de construction.
- Flexibilité de conception : permet une grande flexibilité de conception en termes de forme et de hauteur de la structure. Elle permet également de construire des ponts en plusieurs phases si nécessaire, ce qui peut être utile dans les projets de construction complexes.
- Durabilité : permet au pont d'avoir une longue durée de vie en raison de l'utilisation de béton de haute qualité et de la mise en place de renforts en acier pour renforcer la structure.
- Faibles coûts de maintenance : nécessite généralement moins d'entretien que les autres types de ponts. Cela peut réduire les coûts de maintenance à long terme et prolonger la durée de vie du pont.
- Meilleure résistance aux conditions environnementales difficiles : telles que les vents forts et les tremblements de terre en raison de leur conception en porte-à-faux, qui crée une structure plus rigide et stable.

### II.4.2 Coupe Longitudinale

- Un pont voussoir de hauteur variable entre PK 8+181 au PK 8+391 :
- Une travée principale de 95 m.
- Deux travées de rive de 57.5 m (60.5 % de la travée centrale).

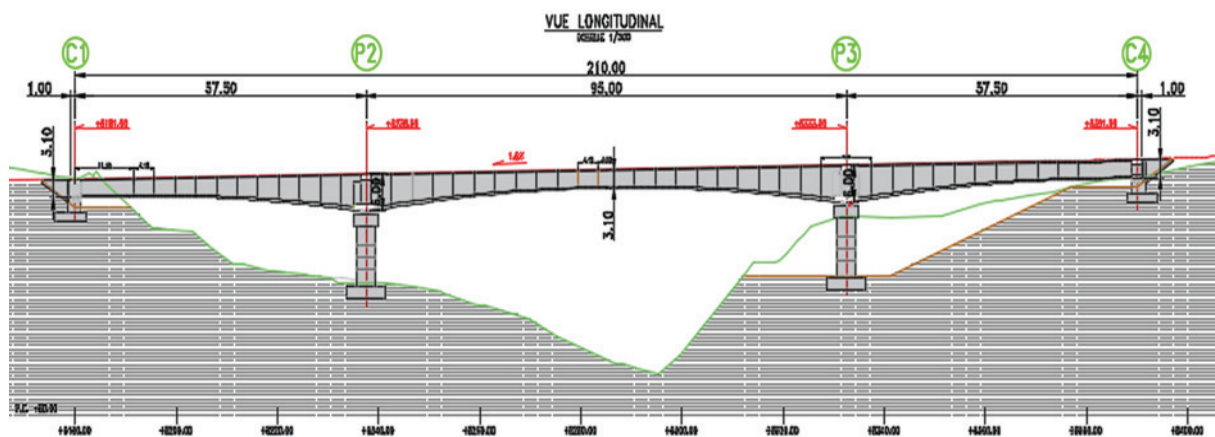


Figure II. 7 : Coupe Longitudinale.

### II.4.3 Coupe Transversale

**Tableau II. 1 : Tableau récapitulatif des dimensions de voussoir.**

Elément	Description	Valeur retenue
$H_p$	Au-delà de 65 à 70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.	6 m
$H_c$	Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique. $H_{c \min} = 2.20$ m	3 m
B	Largeur de voussoir est égale à la largeur de voie.	12.5 m
C	Les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson (B/4)	3.125 m
D	L'entraxe des âmes est donc : $B-2 \times C$	6.25 m
$e_1$	L'épaisseur en extrémité dépend du dispositif de retenue choisi (barrières de sécurité). Elle est au minimum de : <ul style="list-style-type: none"> <li>• 16 à 18 cm en cas de garde-corps,</li> <li>• 23 cm en cas de barrière normale BN1,</li> <li>• 24 cm en cas de barrière normale BN4.</li> </ul>	0.25 m
$e_2$	À l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel.	0.45 m
$e_3$	À l'encastrement, la valeur peut être estimée en mètre à $0,10 + D/25$	0.45 m
$e_4$	Son épaisseur à mi- portée est égale à $D/25$ ou $D/30$ , voire $D/35$ pour des caissons très larges précontraints transversalement, avec un Minimum de 20 cm.	0.25 m
$E_a$	Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est généralement constante pour les ponts de hauteur variable. Lorsqu'un épaissement est nécessaire près des piles, la variation se fait brutalement (par redans et naturellement par l'intérieur) pour faciliter l'exécution.	0.4 m
$E_c$	L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile. Les lois de variation de l'épaisseur en fonction de l'abscisse horizontale sont soit linéaire, soit parabolique, soit du 4ème degré. Cette dernière loi de variation permet de maintenir l'épaisseur minimum du hourdis sur une grande longueur et de gagner du poids. Des variations d'épaisseur en escalier, dites aussi "à la demande" sont parfois adoptées. Dans les parties coulées sur cintre, l'épaisseur du hourdis inférieur reste constante et égale à celle de la clef.	0.25 m
$E_p$	Cette valeur, qui dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de 35 à 80 cm voire plus.	0.6 m
$G_{SUP}$	Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions : <ul style="list-style-type: none"> <li>• Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants,</li> </ul>	

	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes,</li> <li>• Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage,</li> <li>• Ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage,</li> <li>• Ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds.</li> </ul>	0.25 m x 0.15 m
$G_{INF}$	Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets inférieurs doivent loger les câbles de continuité intérieure.	0.25 m x 0.25 m

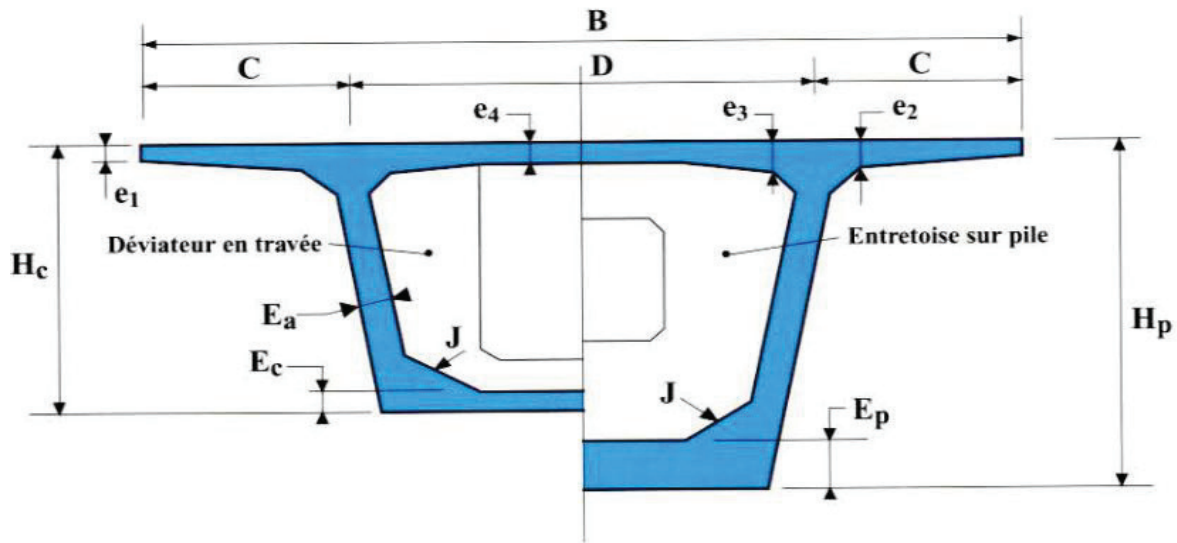


Figure II. 8 : Notation des dimensions de VSP et de VC.

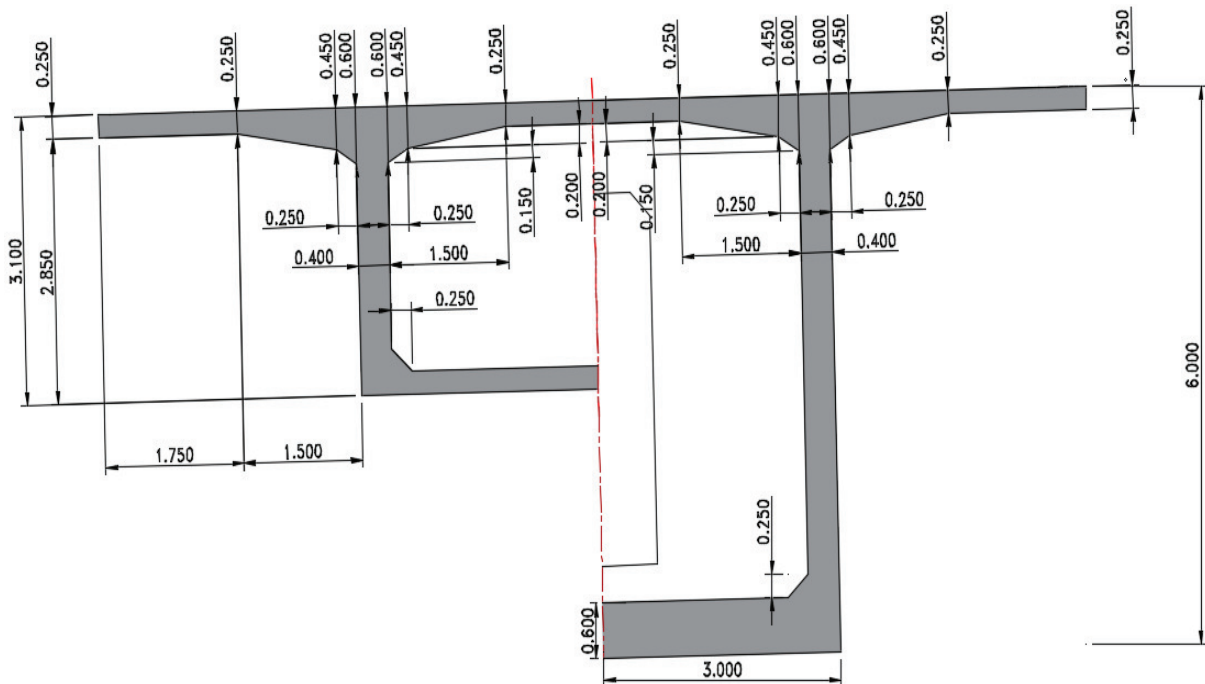


Figure II. 9 : Les dimensions des voussoirs.

**II.4.4 Découpage des Voussoirs**

Le Pont est constitué de trois (03) types de voussoirs :

- Voussoirs courants : la longueur des voussoirs courants est de 4.1 m.
- Voussoirs sur pile : leurs dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, il est de 10 m.
- Voussoir de clavage : il faut qu'il permette aux opérateurs de tirer les câbles de précontraintes librement sans être très élancé, il est de 3 m.

D'après la conception longitudinale, on obtient pour un seul tablier :

- Deux (02) voussoirs sur pile.
- Quarante (40) voussoirs courants.
- Un (01) voussoir de clavage.
- Deux (02) voussoirs sur culée.

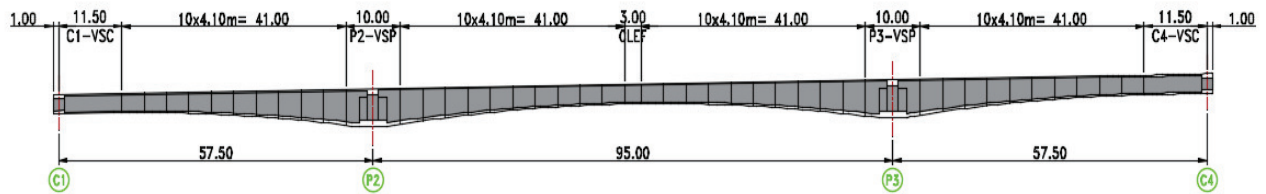


Figure II. 10 : Découpage en voussoirs.

**II.4.5 Les Appuis**

Les appuis intermédiaires sont des piles constituées de deux futs rectangulaires surmontés d'un chevêtre, alors que les appuis de rive sont des culées enterrées (voir dernier chapitre).

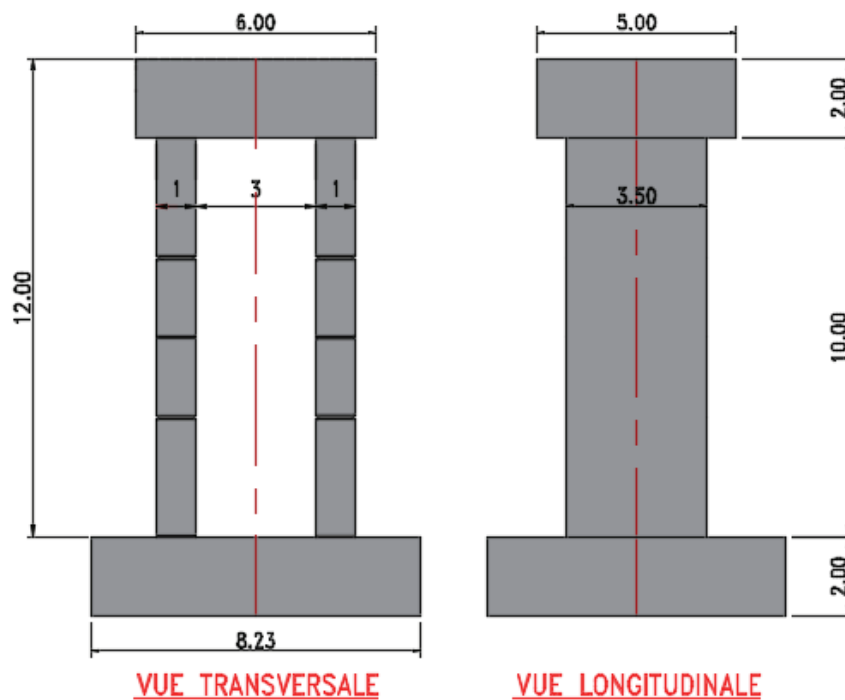


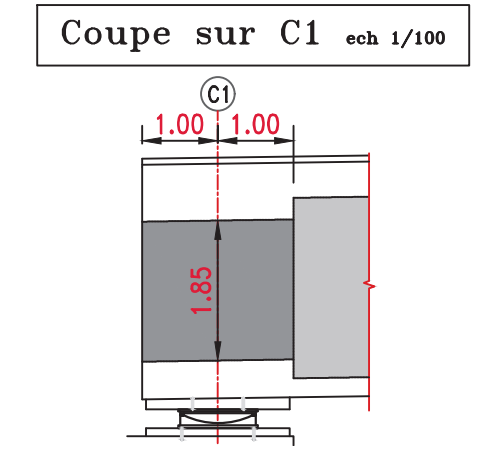
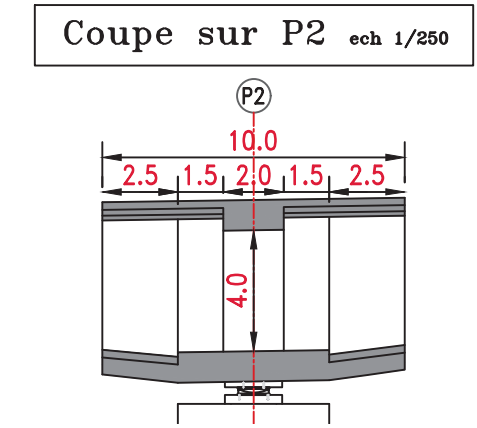
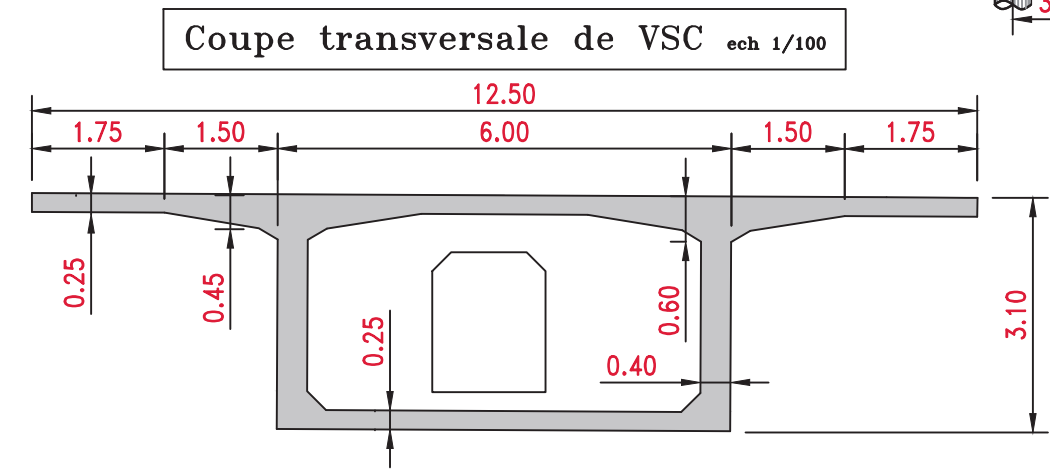
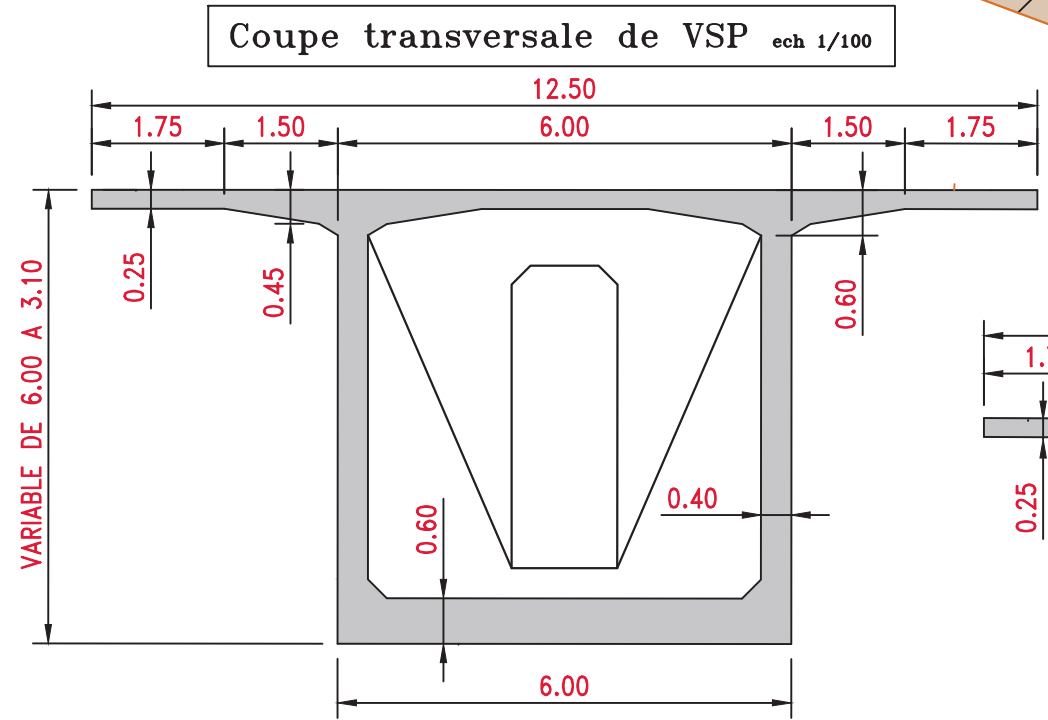
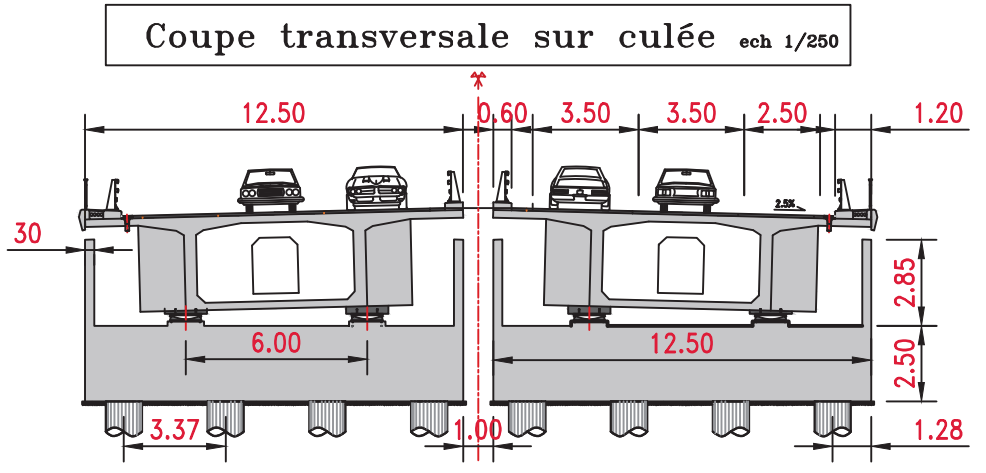
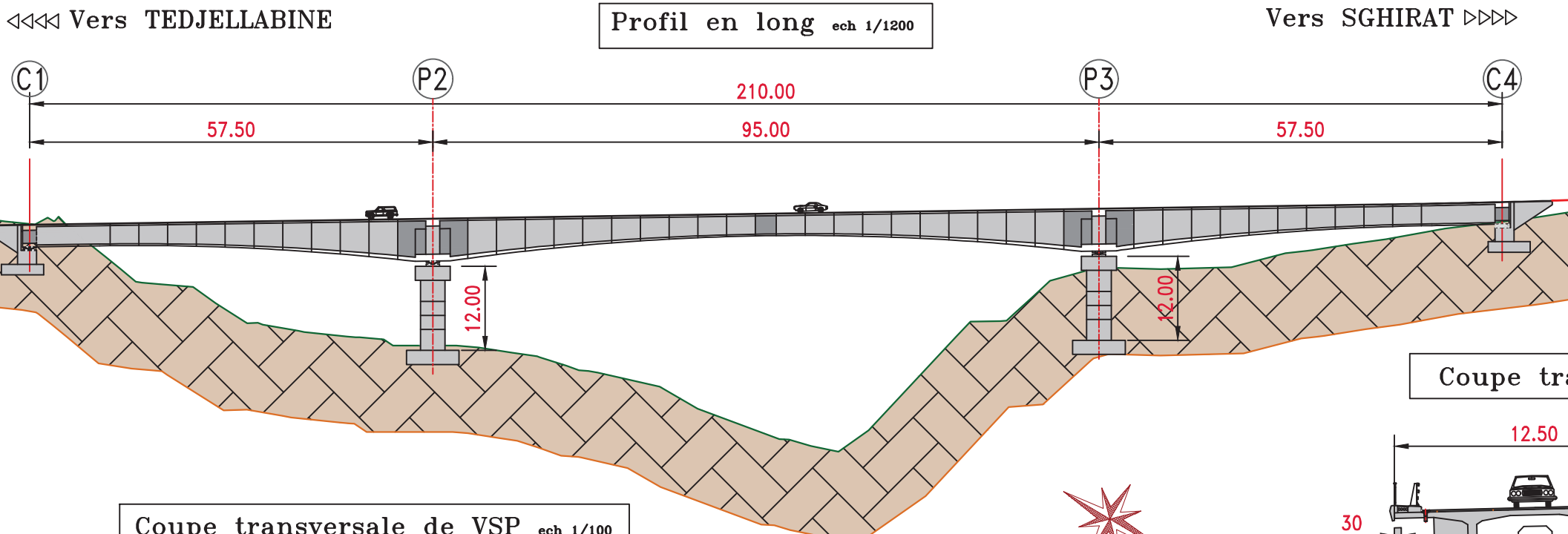
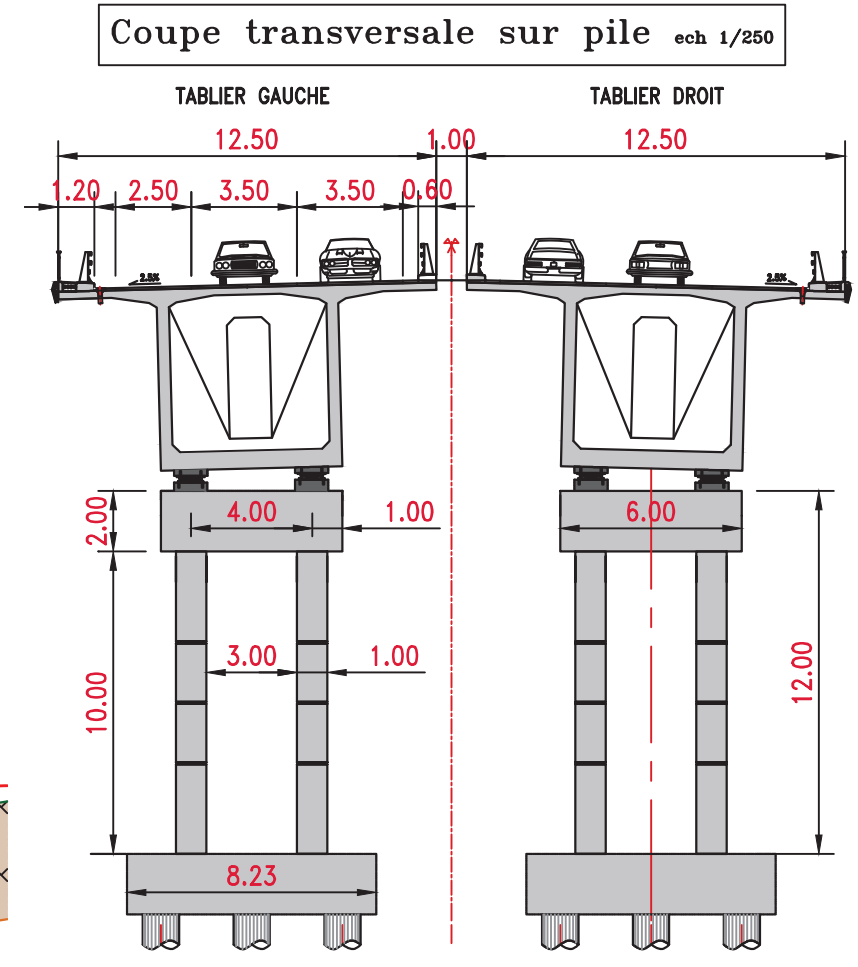
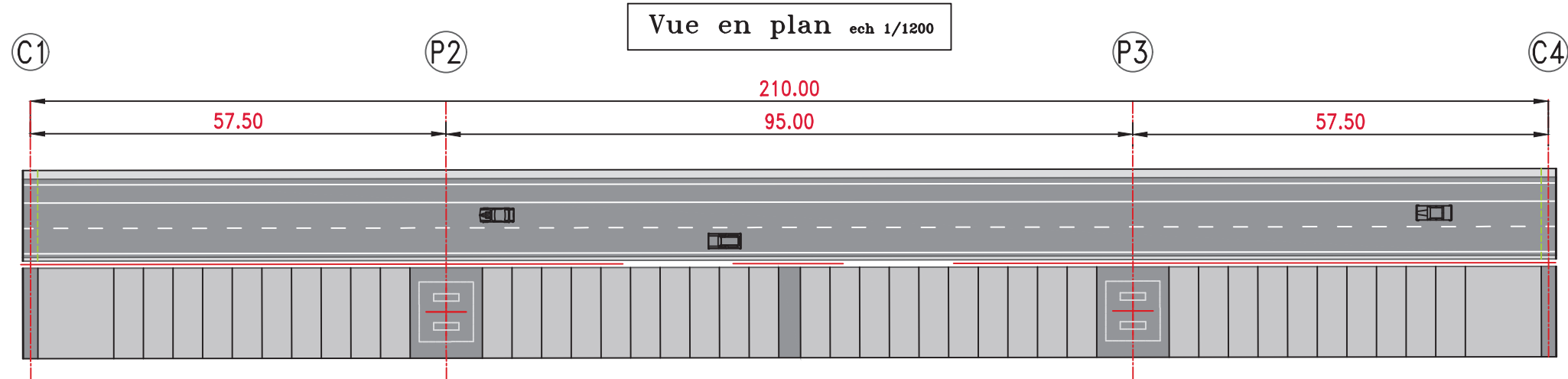
Figure II. 11 : Dimensions des piles.

## II.5 CONCLUSION

En conclusion, les dimensions d'un pont sont une caractéristique cruciale pour assurer la sécurité et la fonctionnalité de la structure. La longueur, la largeur et la hauteur doivent être soigneusement considérées lors de la conception et de la construction pour répondre aux besoins de la zone où le pont sera construit et pour garantir sa durabilité à long terme. De même, la réalisation d'un viaduc nécessite une analyse minutieuse des données fonctionnelles et naturelles de l'emplacement du projet. Les spécifications techniques, les normes et les réglementations doivent être strictement respectées pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage, tandis que la topographie, le sol, la géologie et l'hydrologie doivent être soigneusement étudiées pour minimiser l'impact environnemental et garantir la stabilité de l'ouvrage.

**Tableau II. 2 : Tableau récapitulatif des données de l'ouvrage étudié.**

Nombre de tabliers	2
Nombre de culées par tablier	2
Nombre de piles par tablier	2
Nombre de travées	3
Longueur de travée de rive	57.5 m
Longueur de travée principale	95 m
Longueur totale (hors about)	210 m
Pente de l'ouvrage	1.5 %
Largeur du tablier par tablier	12.5 m
Hauteur du tablier	6 m sur pile 3.1 m à la clé
Devers gauche/droit du tablier	2,5 %
Nombre de voies de circulation par tablier	2 de 3.5 m
Nombre de bande d'arrêt d'urgence par tablier	1 de 2.5 m
Classification du pont	Groupe 2, route express
Classification de la zone sismique	Zone III
Classification du site	S2 pour C1, P1 et P2 S3 pour C2
Mode/phasage réalisation	Pont construit par encorbellements successifs coulé sur place



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

Projet Fin D'études		Réalisé par	Encadré par	Page	Année universitaire
Etude d'un pont voûte à hauteur variable en utilisant la précontrainte extérieure (Viaduc N°1 de PK8+181 au PK8+391 sur l'évitement de la ville de Boumerdes)		MOUDJEB Yasmine GHAYOUT Ryma	Mr.CHIKH Benazouz Mr.CHAMI Said	18	2022/2023



## **Chapitre III**

# **Hypothèses de Calcul et Charges**



### III.1 INTRODUCTION

Le but du calcul d'un pont est de vérifier ses dimensions et de garantir son bon fonctionnement. Il doit être conçu pour résister aux charges de son propre poids ainsi qu'aux forces provenant de sources naturelles et fonctionnelles, pendant toute sa durée de service, avec les marges de sécurité appropriées. Dans ce chapitre, nous aborderons la définition des matériaux de construction utilisés pour le pont, et évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'ouvrage.

### III.2 NORMES ET RÈGLES DE CALCUL

- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Fascicule 61 – Titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts-routes » (Edition 1971).
- Documents SETRA « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

### III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

La sélection des matériaux de construction est un élément crucial qui influe considérablement sur le dimensionnement d'un pont. Dans ce contexte, les propriétés du béton ainsi que celles des aciers actifs et passifs utilisés pour construire l'ouvrage sont présentées :

#### III.3.1 BÉTON

Tableau III. 1 : Les caractéristiques du béton.

Élément structurel	Superstructure	Infrastructure
	Béton précontraint	Béton armé
Classe (MPa)	B40	B35
Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	25	25
$E_{i,28}$ (MPa)	37 600	34 200
$E_{v,28}$ (MPa)	12 600	11 500
$f_{c,28}$ (MPa)	40,0	35,0
$f_{t,28}$ (MPa)	3,0	2,7

- Module d'Young instantané :  $E_{i,j} = 11\,000 \times f_{c,j}^{1/3}$
- Module d'Young long-terme :  $E_{v,j} = 3\,700 \times f_{c,j}^{1/3}$
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,2$
- Module de cisaillement :  $G = E / 2 \times (1 + \nu)$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 1.10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c,j} = j / (4,76 + 0,83 j) \times f_{c,28}$
- Résistance caractéristique à la traction :  $f_{t,j} = 0,6 + 0,06 \times f_{c,j}$

## III.3.2 Aciers

## III.3.2.1 Armatures passives à haute adhérence

Sont conçues pour adhérer étroitement au béton, ce qui permet de transférer plus efficacement les charges de traction du béton vers les armatures.

Tableau III. 2 : Les caractéristiques de l'acier à haute adhérence.

La nuance des barres	Fe E500
Diamètre $\Phi$ (mm)	6 mm à 40 mm
Limite élastique des armatures (MPa)	$f_e = 500$
Coefficient de fissuration	$\eta = 1,6$
Coefficient de scellement	$\Psi_s = 1,5$
Module d'élasticité (MPa)	$E_s = 200\ 000$
Enrobage minimale (mm)	$c = 40$

## III.3.2.2 Armatures actives de précontrainte

- Sont conçues pour renforcer la structure en créant une force de compression initiale dans le béton avant que la structure ne soit soumise à des charges externes.
- Les unités de précontrainte intérieure sont formées de torons T15s nus, de classe 1860 MPa, à Très Basse Relaxation (TBR), placés dans une gaine feuillarde.
- Les unités de précontrainte extérieure sont formées de torons T15s gainés graissés (TGG), de classe 1860 MPa, à Très Basse Relaxation (TBR), dans les tubes lisses en PEHD.
- La principale différence entre les torons T15s nus et T15s gainés graissés est que les torons gainés et graissés offrent une meilleure protection contre la corrosion et une plus grande facilité d'utilisation.

Tableau III. 3 : Les caractéristiques des câbles de précontrainte.

Caractéristique	Intérieur	Extérieur
Type de Toron	T15s	
Diamètre	15.7 mm	
Section	150 mm <sup>2</sup>	
Résistance caractéristique maximale	$f_{pk} = 1\ 860$ MPa	
Limite conventionnelle d'élasticité à 0.1%	$f_{p0,1\%} = 1\ 640$ MPa	
Contrainte maximale à la mise en tension	$f_{p,0} = \min(0,8 \times f_{pk} ; 0,9 \times f_{p0,1\%})$ = 1 476 MPa	
Module de déformation	$E_p = 195\ 000$ MPa	
Relaxation à 1000 heures	$\rho_{1000} = 2,5\ \%$	
Rentrée d'ancrage à la mise en tension	$g = 6$ mm	
Frottement	$\mu = 0.19$ rad <sup>-1</sup>	$\mu = 0.1$ rad <sup>-1</sup>
Festonnage	$k = 0.007$ rad/m	$k = 0.000$ rad/m
Rentrée d'ancrage à la mise en tension	$g = 6$ mm	

III.3.3 Contraintes admissibles

III.3.3.1 Contrainte admissible à la compression de Béton

Le coefficient  $\theta$  est fixé en fonction de la durée d'application d'actions considérée :

- $\theta = 1.0$  lorsque la durée  $t > 24h$ .
- $\theta = 0.9$  lorsque la durée  $1h < t < 24h$ .
- $\theta = 0.85$  lorsque la durée  $t < 1h$ .

Le coefficient de sécurité ( $\gamma_b$ )

- Combinaisons fondamentales  $\gamma_b = 1,50$
- Combinaisons accidentelles (séisme)  $\gamma_b = 1,30$
- Combinaisons accidentelles (hors séisme)  $\gamma_b = 1,15$

La déformation ultime du béton vaut  $\epsilon_u = 3,5 \%$

Tableau III. 4 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

	Equations	Béton B40 (Superstructure)	Béton B35 (Infrastructure)
ELS	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c,28}$	24,00 MPa	21,00 MPa
ELU fondamental	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \times f_{c,28} / \theta \times \gamma_b$ ( $\gamma_b=1.5$ )	26,70 MPa	23,33 MPa
ELU accidentel	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \times f_{c,28} / \theta \times \gamma_b$ ( $\gamma_b=1.3$ )	30,77 MPa	26,92 MPa

III.3.3.2 Contrainte limite de traction des aciers

Tableau III. 5 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

	Formule	Contrainte de traction limite $\bar{\sigma}_s$
ELS	$\bar{\sigma}_s = \min [2/3 f_e, \max (0.5 f_e, 110. f_{t,j})]$	$0.5 \times 500 = 250$ MPa
ELU fondamental	$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$	$500 / 1.15 = 435$ MPa
ELU accidentel	$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$	$500 / 1.5 = 333$ MPa

III.3.3.3 Classe de justification de la précontrainte

Classe II : cette classe admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formations des fissures.

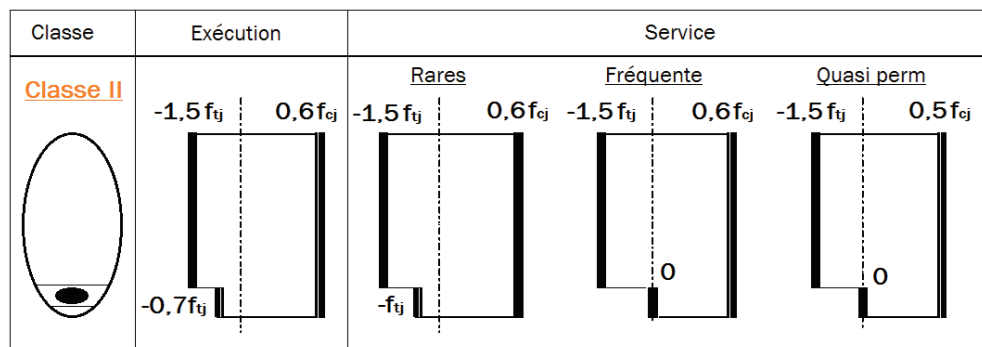


Figure III. 1 : Limitation des contraintes dans les sections en B.P.

## III.4 EVALUATION DES ACTIONS

## III.4.1 Actions permanentes

## III.4.1.1 Poids des voussoirs

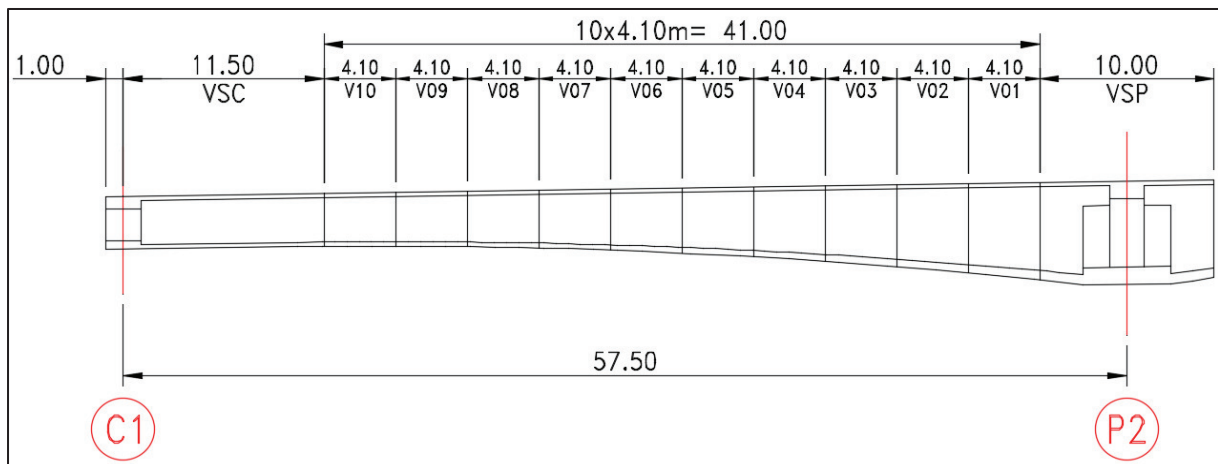


Figure III. 2 : Découpage des voussoirs au niveau de la travée de rive.

Tableau III. 6 : Poids des voussoirs.

Nom	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	V (m <sup>3</sup> )	Poids (KN)	Nombre	Poids total (KN)
V01	10,899	4,1	44,6871	1 117,178	4	4 468,713
V02	10,253	4,1	42,0381	1 050,953	4	4 203,812
V03	9,681	4,1	39,6939	992,349	4	3 969,395
V04	9,175	4,1	37,6179	940,448	4	3 761,791
V05	8,737	4,1	35,8209	895,522	4	3 582,088
V06	8,368	4,1	34,3076	857,689	4	3 430,757
V07	7,996	4,1	32,7832	819,580	4	3 278,319
V08	7,834	4,1	32,1204	803,011	4	3 212,043
V09	7,671	4,1	31,4503	786,257	4	3 145,028
V10	7,576	4,1	31,0608	776,520	4	3 106,078
VSC	26,064	2,0	52,1270	1 303,175	2	2 606,350
	7,544	10,5	79,2068	1 980,169	2	3 960,338
VSP	11,239	5,0	56,1945	1 404,863	2	2 809,725
	22,061	3,0	66,1830	1 654,575	2	3 309,150
	32,476	2,0	64,9528	1 623,820	2	3 247,640
VC	7,546	3,0	22,6383	565,958	1	565,958
<b>Total</b>						<b>52 657,183</b>

### III.4.1.2 Les compléments de charges permanentes CCP

Tableau III. 7 : Estimation du poids dû aux CCP.

Elément	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Section (m <sup>2</sup> )	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Revêtement	24	0,08 × 10,7	20,54	4 314,24
Barrières BN4	/	/	2 × 0,65	273,00
Garde de corps	/	/	0,35	73,50
Trottoirs	25	0,3466 + 0,1524	12,48	2 619,75
Corniche	25	0,1047	2,62	549,68
<b>TOTAL</b>				<b>7 830,17</b>

Tableau III. 8 : Poids total du tablier.

G <sub>PP</sub> (KN)	<b>52 657,183</b>
G <sub>CCP</sub> (KN)	<b>7 830,165</b>
G	<b>60 487,348</b>

### III.4.2 Action thermique

Le gradient thermique est créé lorsque la structure porteuse subit une élévation ou une baisse de température unilatérale et de courte durée. Selon le tableau 3.2-RCPR, le gradient thermique en phase de construction est de  $\pm 12^{\circ}\text{C}$  et en phase de service est de  $\pm 7^{\circ}\text{C}$ .

Selon RCPR, les températures extrêmes au niveau de Boumerdes sont  $+35^{\circ}\text{C}$  et  $-15^{\circ}\text{C}$ . En supposant une température de réalisation entre  $10^{\circ}\text{C}$  et  $25^{\circ}\text{C}$ , alors nous allons adopter une variation uniforme de température de  $+25^{\circ}\text{C}$  et  $-40^{\circ}\text{C}$ .

### III.4.3 Evaluation des actions dues au trafic

#### III.4.3.1 Systèmes de charges 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(l).
- Système de charge routière type B (Bc, Bt, Br).
- Système de charge militaire Mc 120.
- Convoi exceptionnel D240.
- Surcharges sur trottoirs St

#### III.4.3.2 Largeur roulable

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

Pour notre pont :

$$L_R = 12.5 - (1.2 + 0.6)$$

$$L_R = 10,7 \text{ m}$$

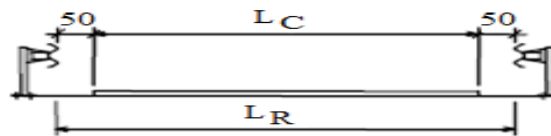


Figure III. 3 : La largeur roulable et la largeur chargeable.

### III.4.3.3 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.

D'après la Figure III.3, la largeur chargeable de l'ouvrage est :

$$L_C = L_R - 0.5 \times 2$$

$$L_C = 9,70 \text{ m}$$

### III.4.3.4 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.

$$N = L_C / 3$$

$$N = 3,23$$

$$N = 3 \text{ voies}$$

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.

$$V = L_C / N$$

$$V = 3,23 \text{ m}$$

### III.4.3.5 Classe de pont

Selon l'importance de l'itinéraire et leur largeur roulable, les ponts routes sont rangés en trois classes :

Tableau III. 9 : Les classes des ponts routes.

Classe du pont	Description
1ère classe	Les ponts qui ont une largeur roulable $L_r \geq 7 \text{ m}$
	Les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées
	Tous les ponts urbains ou en zone industrielle
	Les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m, qui sont désignés par le CCTP
2ème Classe	Les ponts qui ont une largeur roulable $5,50 \text{ m} < L_R < 7 \text{ m}$
3ème Classe	Les ponts qui ont une largeur roulable $L_r \leq 5,50 \text{ m}$

Notre ouvrage présente une largeur roulable de 10,7 m, donc il s'agit d'un pont de **classe 1**.

### III.4.3.6 Les cas de chargement

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

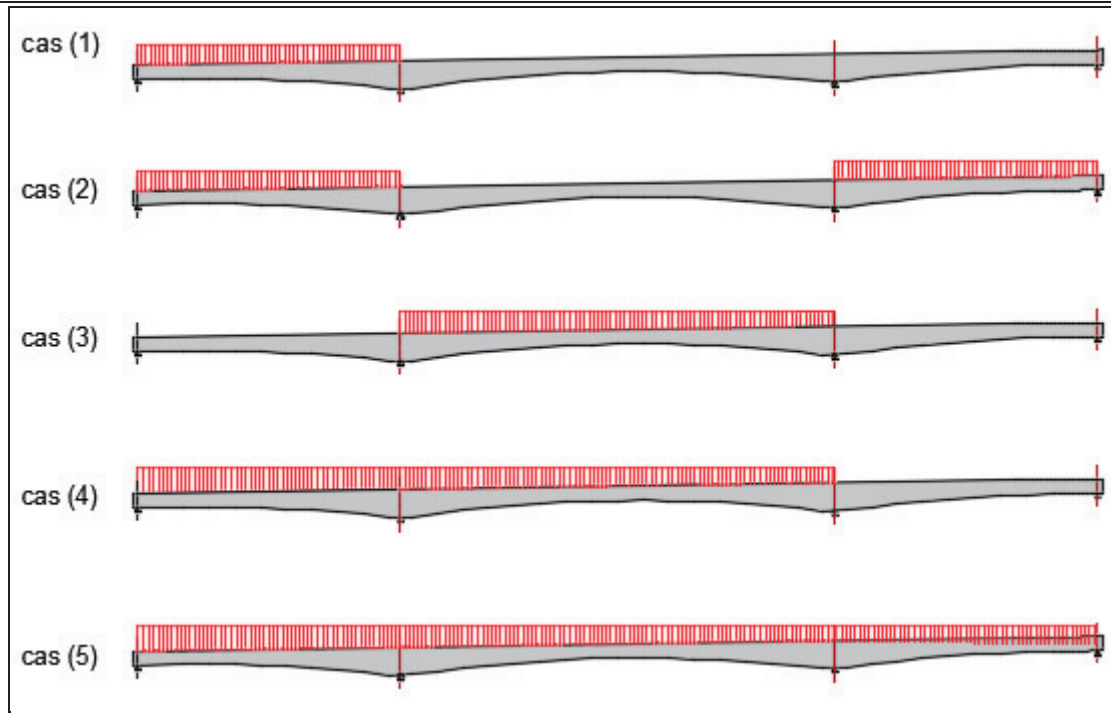


Figure III. 4 : Cas de chargement.

III.4.3.7 Système de charges A

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

$$A_1 = \max \begin{cases} 4 - 0.002 L \text{ (KN/m}^2\text{)} \\ a_1 A(l) \end{cases}$$

$$A_2 = a_2 \times A_1.$$

L : la longueur chargée du tablier (m).

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

Tableau III. 10 : Coefficients a<sub>1</sub>.

Nombre de voies chargés		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.75
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

$$a_2 = \frac{v_0}{v} = 1.08$$

Tel que :

v = 3.23 m étant la largeur d'une voie,

v<sub>0</sub> = 3.50 m est la valeur donnée par le tableau 4.2 de RCPR.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 11 : Valeurs de A(I).

L(m)	Cas de charge Nbre de voies	A <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )		A <sub>2</sub> (KN/ml)		
		1 ou 2	3	1	2	3
57,5	Cas 1	8,097	7,287	26,179	52,359	70,685
115,0	Cas 2	5,558	5,002	17,971	35,943	48,522
95,0	Cas 3	6,132	5,518	19,826	39,651	53,529
152,5	Cas 4	4,859	4,373	15,710	31,419	42,416
210,0	Cas 5	4,245	3,821	13,726	27,451	37,059

III.4.3.8 Système de charges B

Vu que notre pont se classe dans la première classe le système de charge B comprend trois systèmes dont il y a lieu d’examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont.

- Le système Bc se compose de camions type.
- Le système Br se compose d’une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés tandems.

▪ Système de charges Bc

- Charge totale ..... 300 KN
- Charge portée par chacune des essieux arrière ..... 120 KN
- Charge portée par l’essieu avant ..... 60 KN
- Longueur de l’encombrement ..... 10.5 m
- Largeur d’encombrement ..... 2.5 m
- Distance des essieux arrière ..... 1.5 m
- Distance de l’essieu avant au premier essieu arrière ..... 4.5 m
- Distance d’axe en axe des deux roues d’un essieu ..... 2 m
- Surface d’impact d’une roue arrière ..... 0.25x0.25 m<sup>2</sup>
- Surface d’impact d’une roue avant ..... 0.20x0.20 m<sup>2</sup>

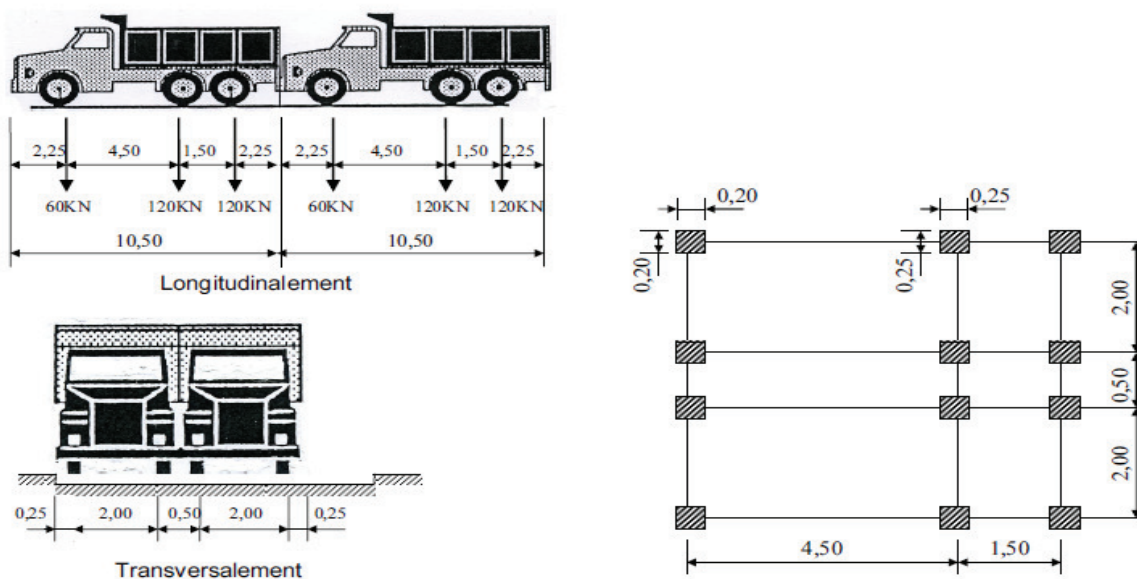


Figure III. 5 : Système de charge Bc.

La formule de calcul est définie comme le suivant :

$$Bc = 2 \times (300 \times N \times bc)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc.

Tableau III. 12 : Les valeurs de bc.

Classe du pont	Nombres de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau III. 13 : Les valeurs de Bc.

Nombre des voies	Bc (KN)	bc	Bc × bc (KN)
1	600	1,2	720
2	1 200	1,1	1 320
3	1 800	0,95	1 710

▪ **Système de charges Br**

Le système Br consiste en une roue isolée supportant une charge de 100 KN. La partie de la roue qui entre en contact avec la chaussée a une forme rectangulaire uniformément chargée, avec une largeur de 0,6 millimètres et une longueur de 0,3 millimètres. Cette partie peut être placée n'importe où sur la largeur de la chaussée pour chercher l'effet le plus défavorable. La figure suivante illustre cette configuration :

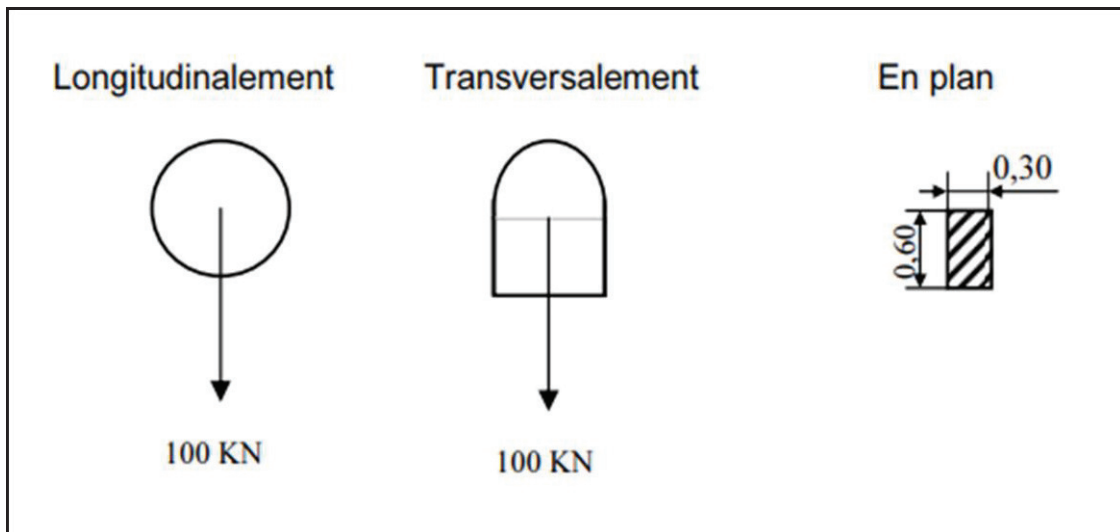


Figure III. 6 : Système de charge Br.

▪ **Système de charges Bt**

Le système Bt comprend un tandem composé de deux essieux, chacun équipé de deux roues simples avec des pneumatiques et présentant les caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu ..... 160 KN
- Distance des deux essieux ..... 1.35 mm
- Distance d'axe des deux roues d'un essieu ..... 2 mm

Chaque roue exerce une pression uniformément répartie sur la chaussée, avec une zone d'impact rectangulaire ayant une largeur de 0,6 millimètres et une longueur de 0,25 millimètres. Lorsqu'il y a deux roues côte à côte, appelées tandem, elles sont supposées circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 millimètres de largeur. La disposition à prendre en compte est expliquée dans l'illustration suivante :

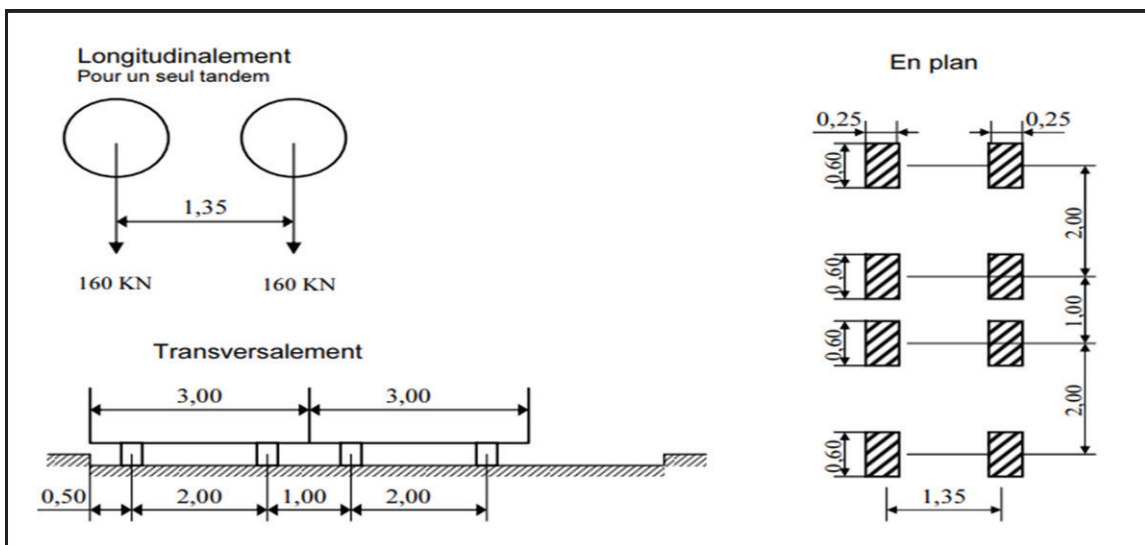


Figure III. 7 : Système de charge Bt.

La formule de calcul est définie comme le suivant :

$$Bt = 2 \times (160 \times N \times bt)$$

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges de ce système sont multipliées par un facteur correcteur bt. Les valeurs à prendre sont montrés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III. 14 : valeurs de coefficient bt.

Classe de pont	bt
Première classe	1,2
Deuxième classe	1

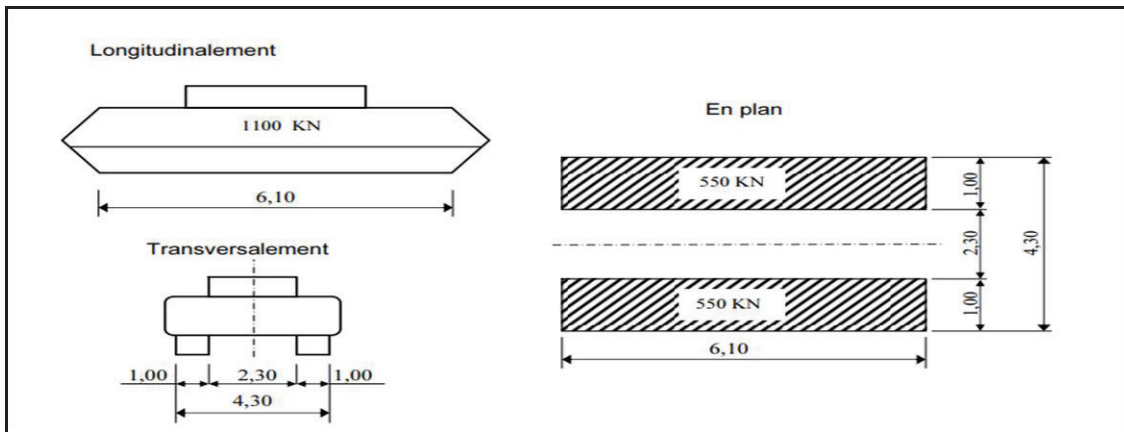
Tableau III. 15 : Valeurs de Bt.

Nombre des voies	Bt (KN)	bt	Bt × bt (KN)
1	320	1,2	384
2-3	640	1,2	768

**III.4.3.9 Charges militaires (Convoi Mc 120)**

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. .... 3,30 m.



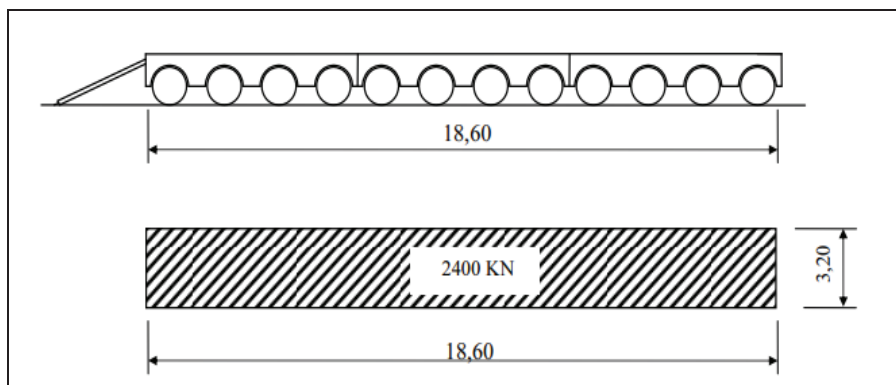
**Figure III. 8 : Convoi Mc 120.**

Il est supposé qu'un seul convoi de véhicules circule sur la chaussée, quelle que soit sa largeur dans le sens transversal. Dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules successifs est choisi pour produire l'effet le plus défavorable, avec une distance de moins de 30,5 mètres entre deux convois.

Les impacts des chenilles sont dirigés parallèlement à l'axe de celles-ci et peuvent être répartis sur toute la largeur de la chaussée.

**III.4.3.10 Charges exceptionnelles (D240)**

Le convoi D240 comporte une remorque supportant 2400 KN, dont le poids est supposé uniformément répartis qui circule seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.



**Figure III. 9 : Convoi type D240.**

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges).

**III.4.3.11 Coefficient de majoration dynamique**

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient ( $\delta$ ) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient. Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée directement comme une charge statique.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

Avec :

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

**G** : sa charge permanente (Poids propre + CPP).

**S** : sa surcharge maximale.

**Tableau III. 16 : Coefficients de majoration dynamique.**

L(m)	Cas de charge	S (KN)	1 710	768	100	1 100
		G (KN)	Bc	Bt	Br	Mc120
57,5	Cas 1	16 808,452	1,047	1,039	1,033	1,042
115,0	Cas 2	33 616,904	1,024	1,020	1,017	1,022
95,0	Cas 3	26 870,444	1,029	1,024	1,021	1,026
152,5	Cas 4	43 678,896	1,019	1,015	1,013	1,016
210,0	Cas 5	60 487,348	1,014	1,011	1,010	1,012

**III.4.3.12 Efforts de freinage**

Les charges appliquées sur les chaussées des systèmes A et Bc peuvent générer des forces de freinage qui agissent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou l'autre direction de circulation. En général, ces forces ont une résultante qui se situe sur l'axe longitudinal de la chaussée.

▪ **Système de charge Bc**

Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids **300 KN**.

Selon RCPR, les coefficients  $b_c$  s'appliquent à cet effort, par conséquent :

$$F_r(B_c) = b_c \times B_c = 1.2 \times 300 = 360 \text{ KN}$$

▪ **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné (en KN) par :

$$F_r(A) = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : est la surface chargée en (m<sup>2</sup>).

Tableau III. 17 : L'effort de freinage F(KN) de système A.

L(m)	Cas de charge	A <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )		F (KN)		
	Nbre de voies	1 ou 2	3	1	2	3
57,5	Cas 1	8,097	7,287	72,894	141,335	185,147
115,0	Cas 2	5,558	5,002	97,021	182,870	233,434
95,0	Cas 3	6,132	5,518	89,368	170,061	218,955
152,5	Cas 4	4,859	4,373	110,270	204,311	256,914
210,0	Cas 5	4,245	3,821	128,813	232,892	286,863

#### III.4.3.13 Surcharges sur trottoirs

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

#### III.5 Conclusion

Pour évaluer le comportement mécanique de chaque ouvrage, il est nécessaire d'analyser les charges et surcharges définies dans le document intitulé "Les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes". Ces charges serviront ensuite de base dans les sections suivantes pour calculer les forces appliquées à l'ouvrage.



**Chapitre IV**  
**Etude de Fléau**



## IV.1 INTRODUCTION

La construction de ponts par encorbellements successifs est une technique couramment utilisée pour construire des ouvrages en porte-à-faux. Dans ce chapitre, nous allons préciser les différentes phases de construction de notre pont, en mettant particulièrement l'accent sur l'étude de stabilité des fléaux en phase de construction. Enfin, on fait l'étude détaillée des câbles de précontrainte de fléau (nombre, tracé, pertes et vérifications).

## IV.2 CINEMATIQUE DE CONSTRUCTION

En général, les constructions sont érigées en ajoutant un fléau après l'autre. Cependant, pour accélérer le processus, il est possible de construire plusieurs fléaux simultanément. Une fois qu'un fléau est terminé, elle est reliée au fléau précédent à l'aide de clavage.

### IV.2.1 Les Phases de Construction du Tablier

Pour une structure à trois travées (ce qui équivaut à deux fléaux), le processus de construction typique est le suivant :

- Réalisation des 2 fléaux.
- Réalisation des parties coulées sur cintre au niveau des culées.
- Clavage de chaque fléau avec la partie coulée sur cintre.
- Clavage des 2 fléaux au milieu de l'ouvrage.

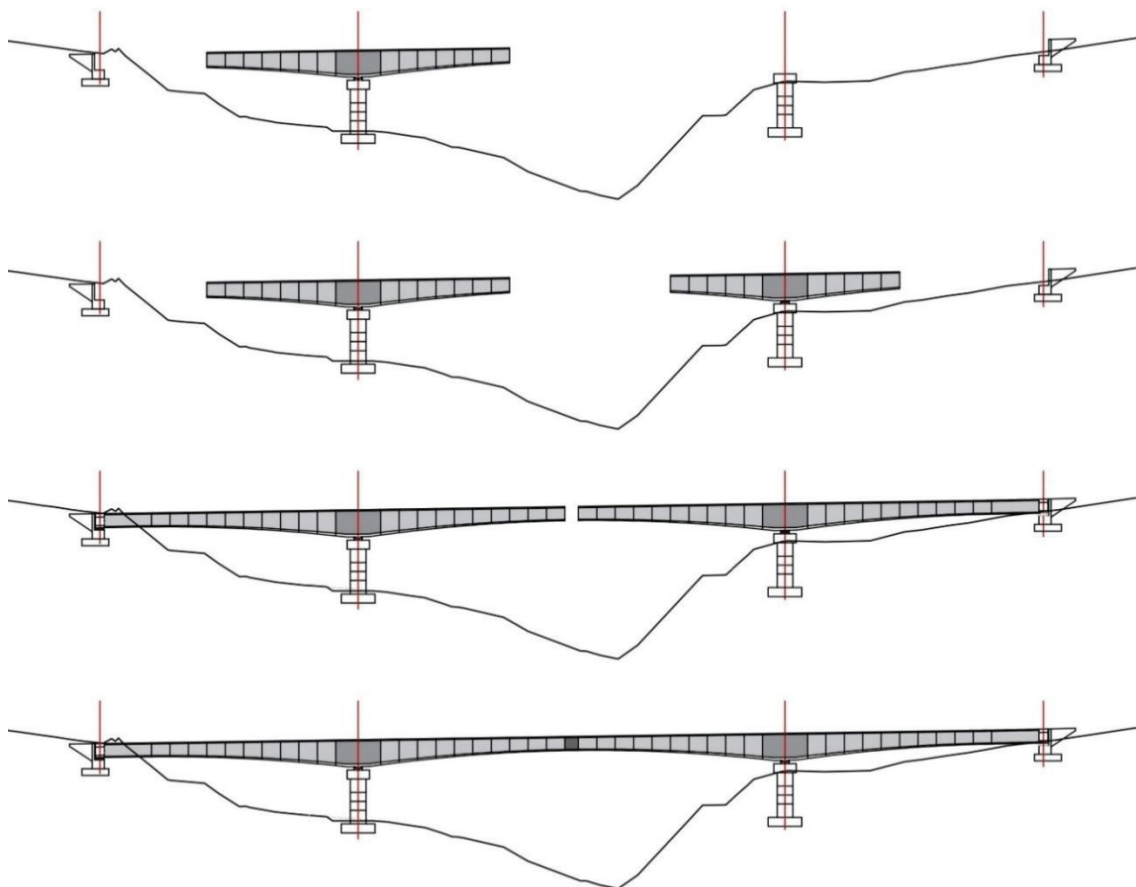


Figure IV. 1 : les phases de construction du tablier.

## IV.2.2 Les Phases de Construction du Fléau

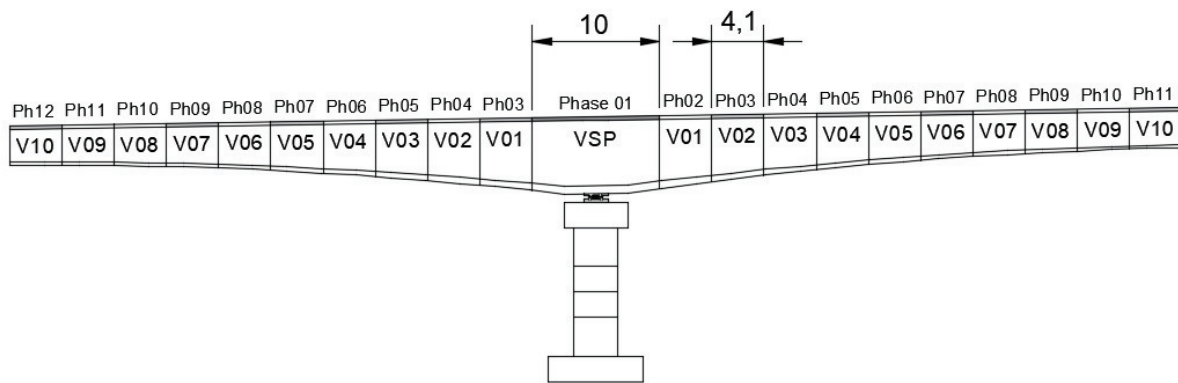


Figure IV. 2 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

## IV.3 CHARGES ET SOLLICITATIONS EN PHASE DE CONSTRUCTION

### IV.3.1 Charges à Prendre en Compte

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

#### IV.3.1.1 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 % ( $G_{min}$ ).

$$G_{max} = G \times 1.02 \quad \& \quad G_{min} = G \times 0.98.$$

Tableau IV. 1 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau.

Phase	G (KN)	$G_{max}$ (KN)	$G_{min}$ (KN)
Phase 1	2 341,63	2 388,46	2 294,80
Phase 2	3 458,81	3 527,98	2 294,80
Phase 3	4 509,76	4 599,96	3 389,63
Phase 4	5 502,11	5 612,15	4 419,56
Phase 5	6 442,56	6 571,41	5 392,07
Phase 6	7 338,08	7 484,84	6 313,71
Phase 7	8 195,77	8 359,68	7 191,32
Phase 8	9 015,35	9 195,65	8 031,85
Phase 9	9 818,36	10 014,73	8 835,04
Phase 10	10 604,62	10 816,71	9 621,99
Phase 11	11 381,13	11 608,76	10 392,52
Phase 12	11 381,13	11 608,76	11 153,51

#### IV.3.1.2 Charge due au vent

Notre pont est de portée inférieure à 120 m, et n'est pas exposé à des vents forts et fréquents, donc l'action supplémentaire du vent  $Q_w = 0$ .

### IV.3.1.3 Charges de chantier connues

Ces éléments sont ceux pour lesquels nous sommes capables de déterminer le poids et la position à chaque étape de la construction, tels qu'une poutre de balancement ou un équipage mobile. Dans les structures construites sur place, le poids de l'équipage mobile QPRC1 correspond principalement à la moitié du poids du voussoir courant le plus lourd (V1).

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé, ce qui donne :

- $QPRC1 \text{ max} = (PV1/2) \times 1.06 = 592,1 \text{ KN}$
- $QPRC1 \text{ min} = (PV1/2) \times 0.96 = 514,8 \text{ KN}$

### IV.3.1.4 Charges de chantier aléatoire

Pendant la construction des fléaux, il est important de prendre en compte des charges de chantier aléatoires lors du calcul de la flexion longitudinale du tablier. Ces charges peuvent inclure :

- Une charge répartie  $Q_{PRA1}$  de  $200 \text{ N/m}^2$  sur un demi fléau dans les cas courants (portée < 120 m). Cette charge, qui inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé, s'applique sur les voussoirs terminés et sur l'équipage mobile. Largeur de tablier  $B = 12.5 \text{ m} \rightarrow Q_{PRA1} = 2.5 \text{ KN/ml}$
- Une charge concentrée  $Q_{PAR2} = 50 + 5B \text{ (KN)}$  appliquée en bout de fléau, à l'extrémité du dernier voussoir terminé ( $B$  désigne la largeur du hourdis supérieur du caisson exprimée en mètres). Cette charge représente le poids des rouleaux de câbles, des compresseurs, du petit matériel, etc.  
avec  $B=12.5 \text{ m} \rightarrow Q_{PAR2} = 50 + 5B \text{ (KN)}=112,5 \text{ KN}$

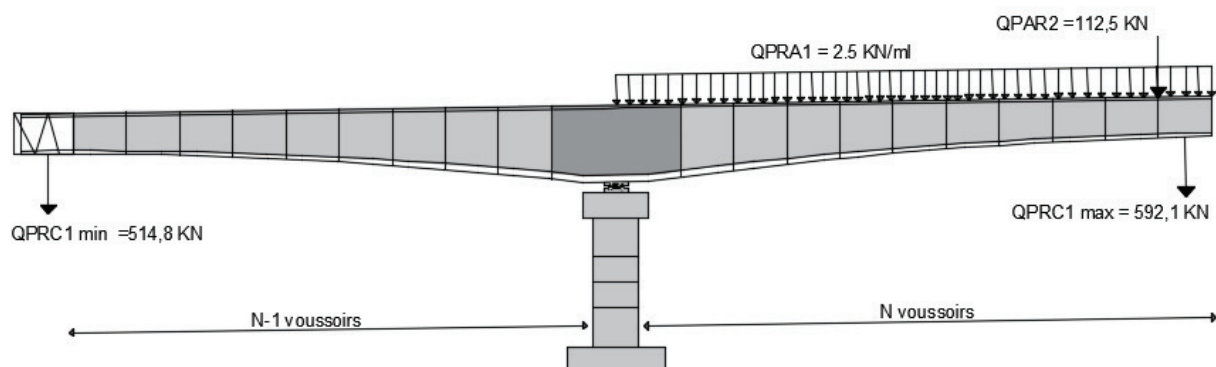


Figure IV. 3 : Situation temporaire de construction à considérer.

### IV.3.1.5 Actions accidentelles

Il est important de considérer la chute de l'équipage mobile vide lors de coulage des voussoirs. Ainsi, un coefficient dynamique de deux (2) est utilisé pour prendre en compte l'énergie résultante de la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Ce coefficient permet d'inverser le sens du poids de l'équipage QPRC1 max.

- $F_A = -QPRC1 \text{ max} = -592,1 \text{ KN}$ .

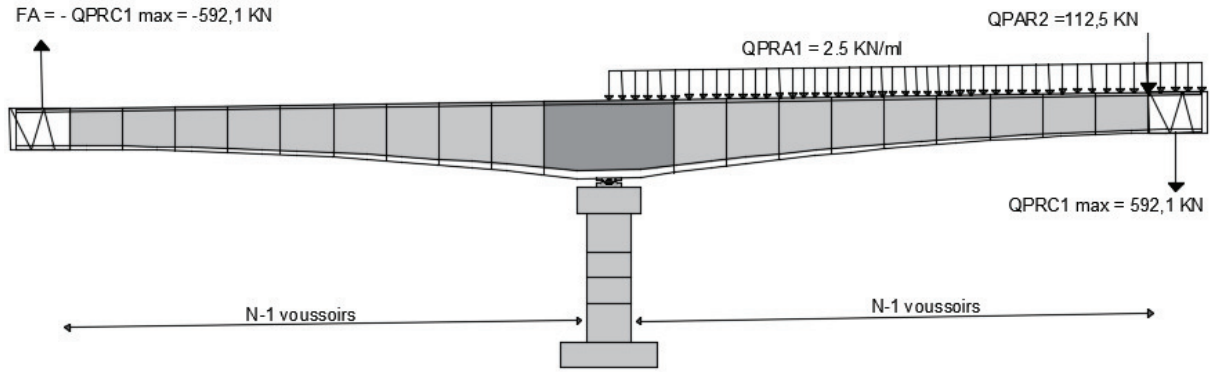


Figure IV. 4 : : Situation accidentelle à considérer.

IV.3.2 Combinaisons d’action

La phase cruciale du processus est considérée comme étant le coulage du dernier jeu de voussoirs. Supposons que les deux équipes ont été avancées et qu'un des deux voussoirs a été bétonné, tandis que l'autre doit encore être bétonné. Dans cette situation, le fléau est examiné avec un déséquilibre d'un seul voussoir. Le guide de conception SETRA suggère deux combinaisons d'actions à prendre en compte pendant la construction, qui sont :

La justification des fléaux doit être effectuée vis-à-vis de :

- Les actions fondamentales de type A, qui visent à justifier l'état ultime limite d'équilibre statique, empêchent le fléau de se détacher de ses cales.
- Les actions accidentelles de type B, qui visent à justifier l'état ultime limite de résistance sous la combinaison accidentelle. Dans ce cas, le fléau peut se détacher de ses cales, mais la sécurité est maintenue.

Tableau IV. 2 : Récapitulation des combinaisons d'action.

Type de combinaison		Gmax	Gmin	Qprc1max	Qprc1min	Qpral	Qpra2	FA
Type A	A1	1,1	1,1	1,25	1,25	1,25	1,25	0
	A2	0,9	0,9	1,25	1,25	1,25	1,25	0
Type B	B1	1,1	1,1	1	0	1	1	1
	B2	0,9	0,9	1	0	1	1	1

IV.3.3 Evaluation des efforts

On se sert d'un logiciel basé sur les éléments finis pour calculer les efforts déployés, et dans ce modèle, on considère que le tablier fonctionne comme une poutre bi-console.

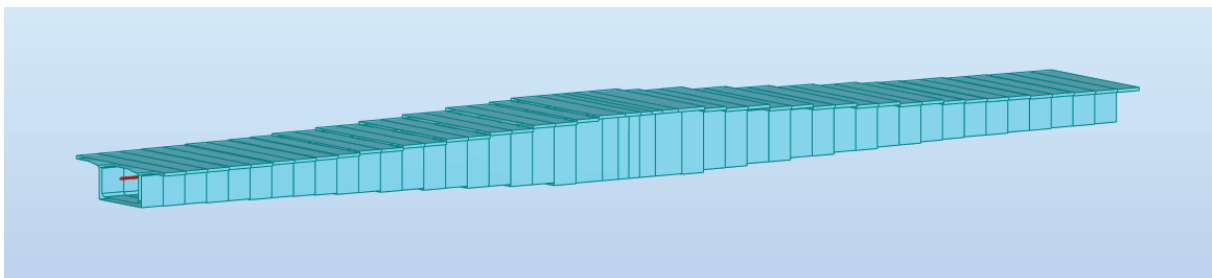


Figure IV. 5 : Vue 3D de modèle de fléau.

Tableau IV. 3 : Évaluation des réactions.

Réactions	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
M (KN.m)	58 869,38	51 428,61	150 716,99	149 217,72
N (KN)	24 071,27	19 997,95	19 552,76	15 695,44

IV.4 STABILISATION DU FLEAU AVEC ORGANES D’ANCRAGE

On opte pour la justification de fléau dont la stabilité est assurée à l’aide de la méthode des organes d’ancrage. Cette méthode repose sur la mise en place de deux rangées de cales temporaires et la fixation de celles-ci sur la pile à l'aide de deux rangées de câbles dites câbles de clouage. On suppose que le voussoir situé sur la pile ne subira aucune déformation.

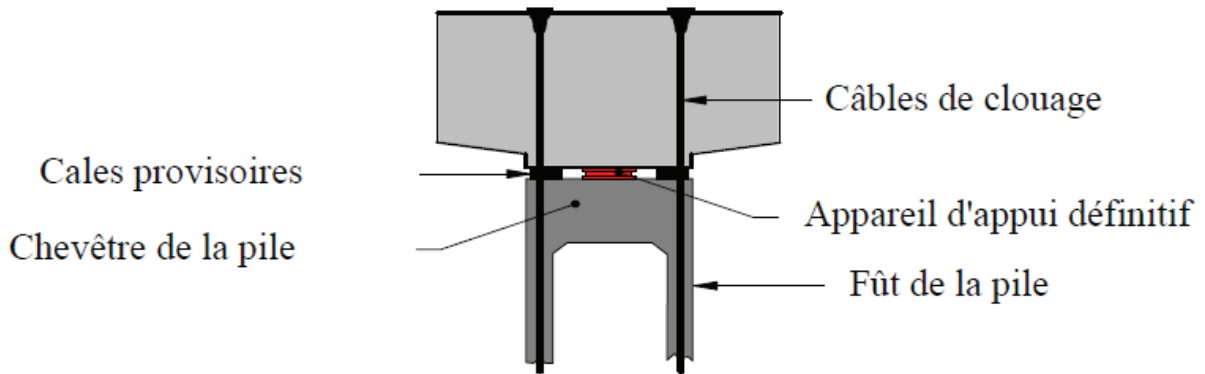


Figure IV. 6 : Schéma de clouage sur pile par câbles.

IV.4.1 Calcul du nombre des câbles

On calcule tout d’abord l'excentricité de la résultante des efforts :  $M/N$

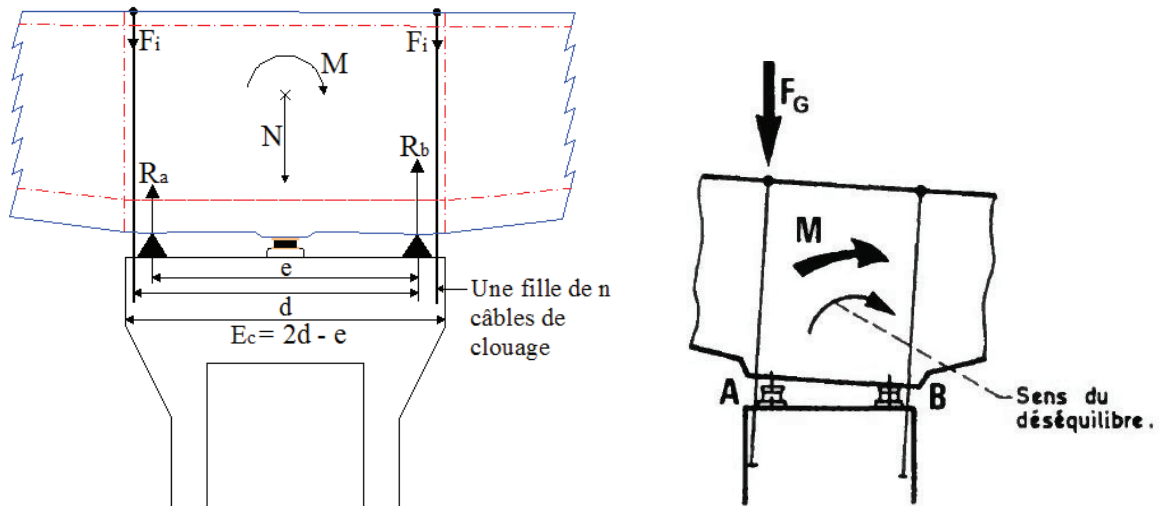


Figure IV. 7 : Géométrie de système de clouage et surtension des câbles.

- **M et N** : Sollicitations résultantes des combinaisons A et B.
- **Ra et Rb** : Les réactions.
- **Fi** : Force de « n » câbles d’une file.
- **E** : Entraxe des cales.
- **D** : Entraxe cale-câble.

Dans le cas où  $M/N < E/2$ , le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires.

Dans le cas où  $M/N > E/2$ , des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau.

L'aménagement de la tête de pile donne :  $E = 4 \text{ m}$ ,  $E/2 = 2 \text{ m}$  et  $D = 4,7 \text{ m}$ .

Nous résumons les résultats de calcul  $M/N$  dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 4 : Comparaison entre  $M/N$  et l'entraxe.**

Combinaison	$\Delta M_{max}$ (KN.m)	$\Delta N_{max}$ (KN)	$\Delta M/\Delta N$ (m)	E/2	Remarque
A1	58 869,38	24 071,27	2,45	2,00	Risque !
A2	51 428,61	19 997,95	2,57	2,00	Risque !
B1	150 716,99	19 552,76	7,71	2,00	Risque !
B2	149 217,72	15 695,44	9,51	2,00	Risque !

Selon les résultats précédents, il est indispensable et obligatoire d'utiliser des câbles verticaux de précontrainte pour assurer la stabilité de la structure. On distingue 2 cas :

➤ **Situation temporaire de construction (combinaisons A)**

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

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

Avec :

- $\Delta P$  : c'est la perte de tension estimée.  $\Delta P = 25 \%$ .
- $\sigma_{p0}$  : est la contrainte à l'origine.  $\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = 1 476 \text{ MPa}$ .
- $F_{prg} = 1 860 \text{ MPa}$  et  $f_{peg} = 1 640 \text{ MPa}$  : limites de rupture et élastique.
- $s$  : section d'un câble 12T15,  $s = 1 800 \text{ mm}^2$ .

➤ **Situation accidentelle (combinaisons B)**

Sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, le voussoir sur pile reste en équilibre par surtension  $F_i2$  des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression  $R_b$ , des cales de l'autre file d'appui.

Le nombre des câbles est donné par :

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

- $n$  : nombre de câbles
- $s$  : section d'un câble
- $K = (1 - p) \times \sigma_{p0} \times (2d - e) \times (e - d) + \frac{f_{peg}}{\gamma_p} + [d^2 + (d - e)^2]$ .

**Tableau IV. 5 : Calcul du nombre de câbles de clouage.**

Combinaison	A1	A2	B1	B2
Nombre de câbles	1,35	1,43	8,87	9,37

Après avoir effectué les calculs nécessaires, nous arrondissons le nombre maximal de câbles par file au nombre pair immédiatement supérieur. Cette décision est prise en considération de la nécessité de placer les paquets de câbles près de chaque âme. Nous avons donc choisi d'utiliser **10 câbles de 12T15s par file de cales**.

**IV.4.2 Calcul de la Surface des Cales**

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

$$S = 2 \times a \times b = R_b / f_{bu} ; \quad f_{bu} = 0.85 \times f_{cf} / \theta \times b ; \quad f_{cf} = f_{c28} + 2 \times \rho_t \times f_e$$

Avec :

- $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$ .
- $\rho_t$  : est le pourcentage de frettes.  $\rho_t = 2\%$ .
- $f_{cf}$  : est la résistance en compression de béton fretté :  $f_{cf} = f_{c28} + 20 = 60 \text{ MPa}$ .
- $f_{bu}$  : est la contrainte limite de compression de béton fretté donné dans le tableau

**Tableau IV. 6 : Valeurs de  $f_{bu}$ .**

Combinaisons	$\theta$	b	$f_{bu}$ (MPa)
Temporaires A	1	1.5	34
Accidentelles B	0.85	1.15	52.17

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

➤ **Situation temporaire de construction (Combinaisons A)**

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{E} + F_i = 0; \quad R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{E} + F_i = 0$$

- $F_i$  : c'est la force des 16 câbles :  $F_i = n \times (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times s = 19,93 \text{ MPa}$ .

➤ **Situation accidentelle (Combinaisons B)**

- Si  $R_a > 0$  cela signifie qu'il n'y a pas de soulèvement de la cale. Dans ce cas, le calcul de  $R_b$  s'effectue de la même manière que précédemment.
- Si  $R_a < 0$  alors :  $R_b = E \times (F_i \times K_4 + N \times K_3 / (2 \times E) + M) / K_1$ .  
 $K_1 = D^2 + (D - E)^2 = 22,58 \text{ m}^2$ .  
 $K_3 = 2 K_1 - E^2 = 29,16 \text{ m}^2$ .  
 $K_2 = D^3 + E \times (2 D - E) \times (D - E) = 118,94 \text{ m}^2$ .  
 $K_4 = (2 D - E) \times K_2 / (E \times D^2) = 7,27 \text{ m}^2$ .

Les résultats sont montrés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV. 7 : Calcul de dimensions de cales.**

Combinaison	$F_i$ (MN)	$R_a$ (MN)	$R_b$ (MN)	S (m <sup>2</sup> )	S/2 (m <sup>2</sup> )	a	b
A1	19,93	17,24	46,68	1,37	0,69	0,6	1,14
A2	19,93	17,07	42,78	1,26	0,63	0,6	1,05
B1	19,93	-7,98	64,98	1,25	0,62	0,6	1,04
B2	19,93	-9,53	62,23	1,19	0,60	0,6	0,99

On opte pour une section de dimensions **1,2 m × 0,6 m** de chaque cale.

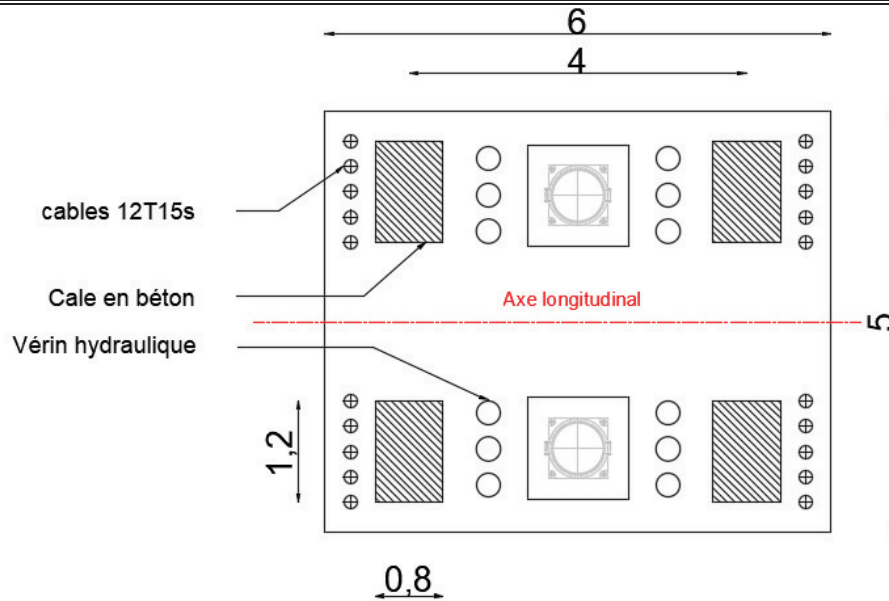


Figure IV. 8 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction.

## IV.5 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

### IV.5.1 Charges à Prendre en Compte

Les câbles du fléau sont dimensionnés **en phase de construction** pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier.

La combinaison de charge à prendre, notée **PREC** est :

$$G + QPRC1 \max + QPRA1 + QPRA2$$

Les résultats sont donnés dans le diagramme et le tableau qui suivent :



Figure IV. 9 : Diagramme des moments sous la combinaison PREC.

### IV.5.2 Détermination du nombre de câbles du fléau

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

$$n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P_0}$$

Avec :

**P** : force de précontrainte.

**P<sub>0</sub>** : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.

**ΔP** : pertes de tension estimées à 25 %.

- Evaluation de l'effort de précontrainte P0

$$P0 = \sigma_{p0} \times Ap \text{ (câbles 12T15s)}$$

- Evaluation de l'effort de précontrainte P

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

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}$$

Avec :

**M** : moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

**S** : section droite du voussoir.

**v** : distance du CDG de section à la fibre supérieure.

**e** : excentricité du câble par rapport au CDG de la section :  $e = v - d$ .

**I** : le moment d'inertie de la section.

- **Application Numérique** : (on prend le cas où le moment est maximum).

$Ap = 1\,800 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow P0 = 2\,657 \text{ KN.}$

$d = 12 \text{ cm.}$

$I = 57,911 \text{ m}^4.$

$S = 11,24 \text{ m}^2.$

$v = 3,04 \text{ m.}$

$M = 338\,569,33 \text{ KN.m} \quad \rightarrow P = 55,105 \text{ MN}$

D'où :  $n \geq 27,43 \quad \rightarrow$  On prend :  $N = 28 \text{ câbles de 12T15s.}$

Nous résumons les résultats de chaque voussoir dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 8 : Estimation du nombre de câbles du fléau pour chaque section.**

	x (m)	M (KN.m)	H (m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	e (m)	P (MN)	n câble	N
<b>Axe VSP</b>	0	254 297,36	6,23	3,19	3,04	57,911	11,24	2,920	55,105	27,65	<b>28</b>
<b>Fin VSP</b>	5	201 636,77	5,92	3,19	3,04	57,911	11,24	2,920	42,586	21,37	<b>28</b>
<b>Fin V01</b>	9,1	163 627,03	5,21	2,86	2,35	45,64	10,66	2,230	39,221	19,62	<b>28</b>
<b>Fin V02</b>	13,2	130 077,67	4,79	2,70	2,07	36,06	9,95	1,950	34,045	17,09	<b>24</b>
<b>Fin V03</b>	17,3	100 756,77	4,41	2,53	1,87	28,75	9,42	1,750	28,770	14,44	<b>20</b>
<b>Fin V04</b>	21,4	75 439,03	4,08	2,40	1,68	23,08	8,94	1,560	23,452	11,77	<b>16</b>
<b>Fin V05</b>	25,5	53 921,79	3,8	2,29	1,51	18,69	8,42	1,390	18,095	9,08	<b>12</b>
<b>Fin V06</b>	29,6	36 030,53	3,56	2,19	1,38	15,6	8,18	1,260	13,045	6,55	<b>10</b>
<b>Fin V07</b>	33,7	21 612,40	3,37	2,09	1,28	13,48	7,94	1,160	8,292	4,16	<b>8</b>
<b>Fin V08</b>	37,8	10 571,04	3,24	2,03	1,21	11,92	7,73	1,09	4,255	2,14	<b>6</b>
<b>Fin V09</b>	41,9	2 826,25	3,15	1,99	1,16	10,99	7,61	1,04	1,175	0,59	<b>4</b>
<b>Fin V10</b>	46	0,00	3,1	1,97	1,14	10,57	7,56	1,02	0,000	0,00	<b>2</b>

Tableau IV. 9 : Vérification de nombre de câbles de fléau au VSP pour chaque phase.

Phases	M (kN.m)	P (MN)	Nbr de câbles	Nbr retenu
Phase 1	0	0	0	2
Phase 2	16 030,76	3,39	1,69	4
Phase 3	30 727,08	6,49	3,23	6
Phase 4	48 895,22	10,33	5,14	8
Phase 5	70 160,45	14,82	7,38	10
Phase 6	94 216,20	19,90	9,91	12
Phase 7	120 976,59	25,55	12,72	16
Phase 8	150 201,68	31,72	15,79	20
Phase 9	182 166,28	38,47	19,15	24
Phase 10	216 790,37	45,79	22,79	28
Phase 11	254 297,36	53,71	26,74	28
Phase 12	254 297,36	53,71	26,74	28

Donc le nombre de câbles retenu à la fin de chaque phase est suffisant.

#### IV.5.3 Position et enrobage des câbles

Pour garantir une mise en place correcte du béton (cheminé de bétonnage) et d'éviter tout contact entre les gaines lors de la mise en tension, il est important de respecter la distance minimale entre les conduits ainsi que l'enrobage. Par conséquent, il est nécessaire de veiller à :

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles :  $eh \geq 2\Phi_g \leftrightarrow eh \geq 16 \text{ cm}$ .
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles :  $ev \geq 2\Phi_g \leftrightarrow ev \geq 16 \text{ cm}$ .
- L'enrobage :  $C = \max(3/4 a, \Phi_g, d)$  avec  $d = 4 \text{ cm}$ ,  $a = \Phi_g = 8 \text{ cm} \leftrightarrow C \geq 8 \text{ cm}$ .

#### IV.5.4 Dispositions des ancrages

Selon la précontrainte Freyssinet, les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum.

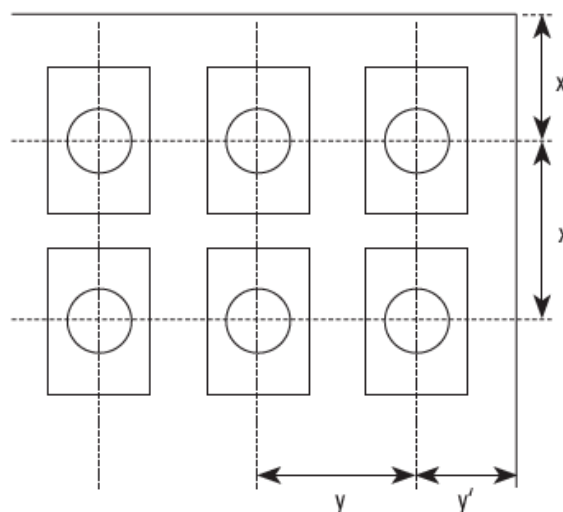


Figure IV. 10 : Dispositions des ancrages selon Freyssinet.

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq A + 30$  (mm)
- $x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10$  (mm)
- $y \geq B + 30$  (mm)
- $y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10$  (mm)
- $x \times y \geq a \times b$
- $x \geq 0,85 a$
- $y \geq 0,85 b$

Avec :

- A, B : dimensions en plan de la tromplaque ( $A \geq B$ ).
- a, b : dimensions du prisme d'essai ( $a \geq b$ )

Les valeurs a et b sont données dans les tableaux ci-dessous, pour trois différentes classes de résistances du béton  $f_{cm0}$

$$f_{cm0} = f_{cj} + 8 \text{ MPa}$$

- $f_{cj} = f_{c2}$  pour ancrage des câbles de fléau.
- $f_{cj} = f_{c28}$  pour ancrage des câbles de continuité.
- Si le projet prévoit pour  $f_{cm,o}$  une valeur différente des valeurs indiquées dans le tableau ci-après, on peut procéder par interpolation linéaire pour déterminer les valeurs x et y. Toutefois, on ne peut tendre à pleine force lorsque  $f_{cm,o}$  est inférieure à la plus faible des valeurs indiquées dans ce tableau :

**Tableau IV. 10 : Distances a et b.**

	a = b (m)		
	$f_{cm,o}$ (MPa)		
Unités	24	44	60
12C15	430	320	300

➤ **Application numérique :**

- $f_{c2} = 12.46$  MPa
- $f_{c28} = 40$  MPa
- $f_{cm0} = f_{cj} + 8 \text{ MPa} = 21$  MPa
- $x \geq 240 + 30 = 270$  mm
- $y \geq 200 + 30 = 230$  mm
- $x \cdot y \geq 430 \times 430 = 184\,900$  mm<sup>2</sup>

On trouve :

- $a = b = 430$  mm
- $y \geq 0.85a = 365.5$  mm **y = 370 mm**
- $x \geq 505.88$  mm **x = 510 mm**
- $x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10$  (mm) **x' = 290 mm**
- $y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10$  (mm) **y' = 220 mm**

Par convention, le numéro de câble est le même que celui de voussoir dans lequel la mise en tension est faite. La figure ci-après montre la disposition des câbles à la fin de voussoir V1 dans lequel les câbles C1 sont ancrés :

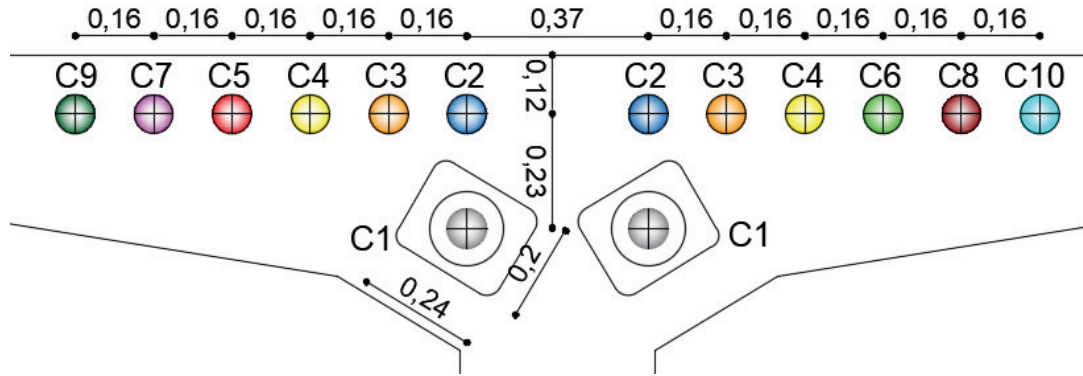


Figure IV. 11 : Disposition des câbles de fléau et position des ancrages.

IV.5.5 Tracé des câbles en plan

En général, les câbles de précontrainte sont disposés de manière linéaire par rapport à l'axe longitudinal de la poutre caisson, mais subissent une courbure importante en forme de "S" jusqu'au début de dernier voussoir. Cependant, les câbles situés sur le même axe vertical que leur point d'ancrage conserve une disposition linéaire par rapport au plan (C1, C2).

- L'équation de la parabole :  $Z(x) = Z0 + (Z1 - Z0) (X / L) ^2$ .
- Les rayons de courbure :  $Ri(x) = \frac{(x)^2}{2 \times (Zi - Zi+1)}$  ;  $Ri + 1(x) = \frac{(xi+1)^2}{2 \times (Zi+1 - Zi+2)}$ .
- L'inclinaison dans la section intermédiaire :  $\beta(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Zi - Zi+1)}{Xi}$ .
- L'inclinaison dans la section d'ancrage :  $\betai + 1(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (Zi+1)}{Xi+1}$ .

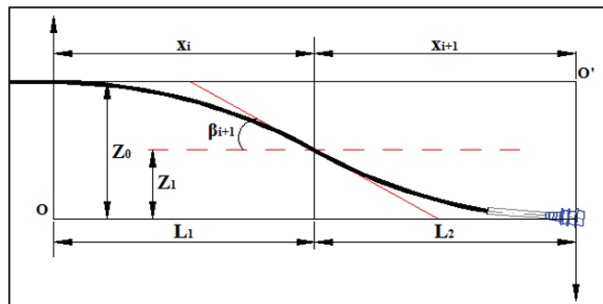


Figure IV. 12 : Tracée en plan des câbles de fléau.

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés :

$$Xi = Xi+1, \quad \beta i = \beta i+1, \quad Ri = Ri+1 \quad \text{mais} \quad Zi = 2 \times Zi+1.$$

IV.5.6 Tracé des câbles en élévation

Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique vers le bas.

- L'équation de la parabole :  $y = d0 + (d1 - d0) \times (x / l) ^2$
- Le rayon de courbure :  $Rc(x) = \frac{x^2}{2 \times (d1 - d0)} \geq Rmin$
- L'angle de déviation :  $\alpha n = \text{Artg} ( 2 \times (d1 - d0) \times \frac{x}{l} )$

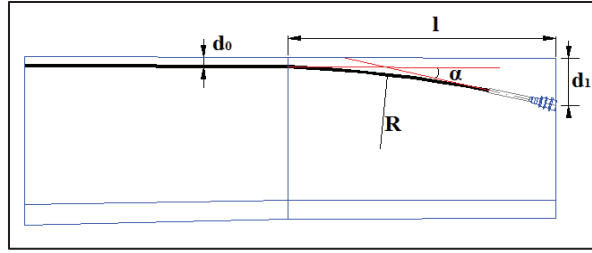


Figure IV. 13 : Tracé en élévation des câbles de fléau.

- **d<sub>1</sub>** : distance du point d’ancrage à la fibre supérieure.
- **d<sub>0</sub>** : distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
- **l** : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d’un voussoir).
- **R<sub>min</sub>** : rayon minimal de câbles (R<sub>min</sub> = 3 m).

➤ **Application Numérique sur le câble C3 :**

L = 4.1 m  
 x<sub>0</sub> = x<sub>1</sub> = 2.05 m  
 Z<sub>0</sub> = 0.16 m  
 Z<sub>1</sub> = 0.08 m  
 d<sub>0</sub> = 0.12 m  
 d<sub>1</sub> = 0.35 mdf

• **En plan :**

$$Z(x) = 0.16 + (0.08 - 0.16) (X / 2.05)^2$$

$$Ri(x) = Ri + 1(x) = \frac{(2.05)^2}{2 \times (0.16 - 0.08)} = 26.27m.$$

$$\beta(x) = \beta i + 1(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (0.16 - 0.08)}{2.05} = 0.078 \text{rad.}$$

• **En élévation :**

$$y = 0.12 + (0.35 - 0.12) \times (x / l)^2$$

$$Rc(x) = \frac{4.1^2}{2 \times (0.35 - 0.12)} = 36.543m.$$

$$\alpha_n = \text{Artg} ( 2 \times (0.51 - 0.12) / 4.1 ) = 0.1117 \text{ rad.}$$

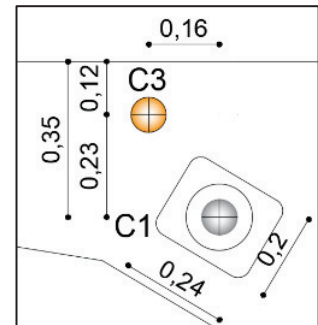


Figure IV. 14 : Position des câbles C3.

Tableau IV. 11 : L’allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	L <sub>1,2</sub> (m)	Z <sub>i</sub> (m)	Z <sub>i+1</sub> (m)	X <sub>i</sub> (m)	X <sub>i+1</sub> (m)	R <sub>i</sub> (m)	R <sub>i+1</sub> (m)	β <sub>i</sub> (rad)	β <sub>i+1</sub> (rad)
C1, C2	Rectiligne								
C3	2,05	0,16	0,08	2,05	2,05	26,27	26,27	0,078	0,078
C4	2,05	0,32	0,16	2,05	2,05	13,13	13,13	0,155	0,155
C5	2,05	0,48	0,24	4,1	4,1	35,02	35,02	0,117	0,117
C6	2,05	0,48	0,24	4,1	4,1	35,02	35,02	0,117	0,117
C7	2,05	0,64	0,32	4,1	4,1	26,27	26,27	0,155	0,155
C8	2,05	0,64	0,32	4,1	4,1	26,27	26,27	0,155	0,155
C9	2,05	0,8	0,4	4,1	4,1	21,01	21,01	0,193	0,193
C10	2,05	0,8	0,4	4,1	4,1	21,01	21,01	0,193	0,193

Tableau IV. 12 : Élévation des câbles de fléau.

Câbles	L(m)	d0	d1	Ri(m)	$\alpha$ (rad)	Equation
C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10	4,1	0,12	0,35	36,543	0,1117	$0,12+0.014x^2$

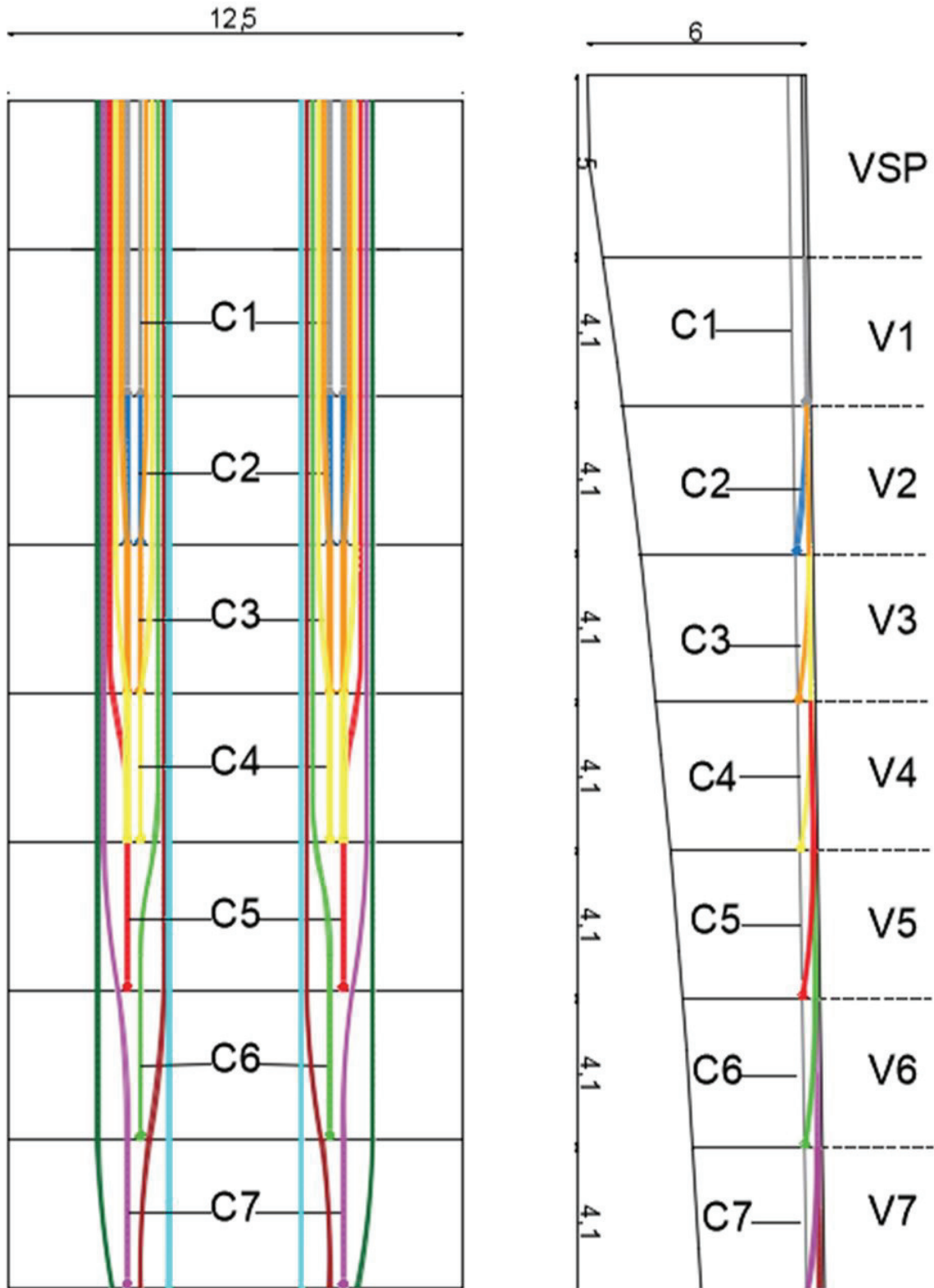


Figure IV. 15 : Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.

**IV.6 EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE**

De manière générale, la "perte de précontrainte" fait référence à toutes les différences entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force exercée en un point spécifique d'une armature donnée à un moment précis. Dans le cas du béton précontraint, ces pertes sont significatives et peuvent atteindre jusqu'à 20% à 30% de la précontrainte initiale. Les pertes de précontrainte peuvent être classées en deux catégories : les pertes instantanées et les pertes différées.

**IV.6.1 Pertes de tension instantanées**

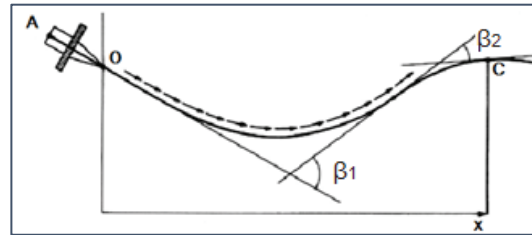
Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles et on distingue :

- Pertes de tension par frottement  $\Delta\sigma_v$ .
- Pertes de tension par recul de l'ancrage  $\Delta\sigma_g$ .
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton  $\Delta\sigma_e$ .

La valeur des pertes instantanées totale est :  $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_v + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

**IV.6.1.1 Pertes de tension par frottement**

Ce type de perte se produit lorsque les câbles sont frottés contre la gaine lors de la mise en tension, ce qui peut être causé par des déviations en élévation et en plan du câble ainsi que des déviations parasites dans sa partie droite.



**Figure IV. 16 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension.**

$$\Delta\sigma\varphi(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \theta + \phi \times x)})$$

- $\sigma_{p0}$  : la tension à l'origine.
- $e$  : la base des logarithmes népériens.
- $\phi$  : coefficient de frottement droit (**m-1**).
- $f$  : coefficient de frottement de courbure (**rd-1**).
- $\theta$  : la variation angulaire à l'abscisse  $x$  (**rd**).
- $x$  : l'abscisse à partir de l'ancrage (**m**).

Si les déviations  $\alpha$  en élévation et  $\beta$  en plan ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :  $\text{tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \beta + \text{tg}^2 \alpha}$

Si les déviations se succèdent (qui est notre cas), la déviation totale à considérer est la somme :  $\theta = \alpha + \beta$

**IV.6.1.2 Pertes de tension par recul d'ancrage**

Lorsque l'effort de tension est transféré du vérin à l'ancrage, il peut y avoir un glissement des câbles dans les clavettes ainsi qu'un glissement des clavettes dans les plaques d'ancrage. Ce glissement dépend du type d'ancrage utilisé et son influence diminue au-delà de la section située à l'abscisse "d".

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d - x) \quad \text{Avec} \quad k = f \times \frac{\beta}{l} + \phi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$$

- **k** : fonction croissante.
- **d** : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- **g** : glissement à l'ancrage. (g = 2mm)
- **Ep** : module d'élasticité des câbles précontraints. (Ep = 190 000 MPa)

➤ Cas d'une seule pente avec d > longueur de câble :

- $d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$
- $\Delta\sigma_g(x) = \frac{g \times Ep}{l} + \sigma_{p0} \times k(1 - 2x)$

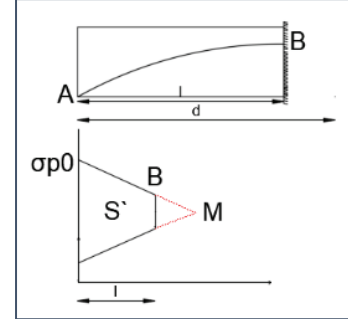


Figure IV. 17 : Schéma illustratif le cas d'une seule pente.

➤ Cas de 2 pentes avec l1=l2 et d < (l1+l2)

- $d = \sqrt{\frac{Ep \times g + l \times \Delta\sigma_f(B)}{\Delta\sigma_f(C) - \Delta\sigma_f(B)}} \times l + l^2$
- $\Delta\sigma_g(x) = 2(\sigma_p(x) - \sigma_m)$  Avec  $x \in [0, d]$ ,
- $\sigma_p(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_f(x)$  Et
- $\sigma_m = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_f(B) - (\Delta\sigma_f(C) - \Delta\sigma_f(B)) \times \frac{d-l}{l}$

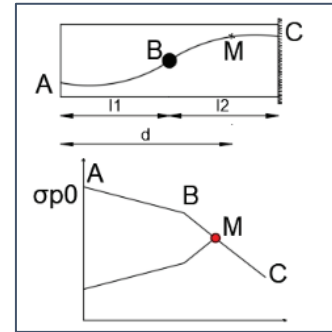


Figure IV. 18 : Schéma illustratif le cas de 2 pentes.

### IV.6.1.3 Pertes de tension dues aux non-simultanités de la mise en tension

L'ouvrage est progressivement construit en plusieurs étapes, ce qui implique des tensions successives qui doivent être ajustées. Si tous les câbles d'une même pièce sont tendus simultanément, cela peut entraîner une perte de tension.

En effet, lorsque le premier câble est tendu, la pièce se raccourcit, de même pour les câbles suivants. Donc, si la pièce comporte "n" câbles, chaque câble subira l'effet de "n-1" autres câbles tendus. Seul le dernier câble ne subira pas cette perte.

En conséquence, la valeur moyenne des pertes dues au raccourcissement instantané du béton sera :  $\Delta\sigma_e(x) = \frac{n-1}{2 \times n} \times Ep \times \frac{\delta b}{Ebi}$ .

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

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{Ep}{Ebi} \times \sigma_b$$

Avec :  $\frac{Ep}{Ebi} = 5.28$

$$D'où : \Delta\sigma_e(x) = 2,64 \times \sigma_b(x) \text{ Avec } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I}$$

- $E_p$  : module d'élasticité des câbles précontraints.
- $E_{bi}$  : module de déformation instantanée du béton.
- $\sigma_b$  : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « n » câbles.
- $P$  : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes,  $P = P_0(1 - \Delta P)$ .
- $M_p$  : moment sous le poids propre.

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :  $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma\phi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e$ .

Tableau IV. 13 : Les pertes de tension instantanées en %.

$\Delta\sigma_i$ (%)	Axe VSP	Fin VSP	Fin V1	Fin V2	Fin V3	Fin V4	Fin V5	Fin V6	Fin V7	Fin V8	Fin V9	Fin V10
	12,56	12,16	11,5	11,52	11,28	11,28	10,85	10,27	9,47	8,22	7,97	9,51

### IV.6.2 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.

#### IV.6.2.1 Pertes par retrait

Le retrait du béton correspond à une réduction de volume qui survient lors de sa mise en place et pendant son vieillissement, suite à la perte d'eau. Cette contraction peut entraîner des tensions de traction dans le matériau, susceptibles de provoquer des fissures.

Si le béton est soumis à une contrainte de tension à un âge  $t_0$ , la partie restante du retrait à effectuer peut-être calculée comme suit :  $\epsilon_r [1 - r(t_0)]$ . Donc :  $\Delta\sigma_r = E_p \epsilon_r [1 - r(t_0)]$ .

Plus souvent, on peut négliger la valeur  $r(t_0)$  devant 1, ce qui donne :  $\Delta\sigma_r \approx E_p \epsilon_r$

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

#### IV.6.2.2 Pertes par fluage

Le phénomène de fluage dans le béton se caractérise par une déformation progressive dans le temps, qui résulte de l'application d'une contrainte constante. En revanche, lorsqu'il s'agit de retrait, le fluage commence dès le chargement et évolue dans le temps.

La quantité de déformation due au fluage peut être évaluée par :  $\Delta\sigma_f = E_p \times \epsilon_f$

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

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

D'où :  $\Delta\sigma_f = 2.5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$ ,  $\sigma_b$  : contrainte finale dans le béton au niveau du câble.

### IV.6.2.3 Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier désigne une diminution progressive de la tension qu'il supporte, laquelle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On peut estimer la perte finale de tension résultant de ce phénomène en utilisant la formule suivante :

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

Avec :

- $\mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$
- $\rho_{1000}$  (%) : coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.
- $\mu_0$  : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- $\sigma_i(x)$  : contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

#### ▪ 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 :

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

### IV.6.3 Les pertes totales

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées :  $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$ .

#### IV.6.3.1 Application sur les câbles de fléau

Le tableau ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé, donné à l'Annexe C.

Tableau IV. 14 : Récapitulatif sur les pertes de tension moyennes des câbles de fléau.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
Pertes Instantanées $\Delta\sigma_i$												
(MPa)	111,85	146,68	149,06	139,25	130,86	120,75	112,14	114,58	116,41	117,02	111,86	97,72
(%)	7,58	9,94	10,10	9,43	8,87	8,18	7,60	7,76	7,89	7,93	7,58	6,62
Pertes Différés $\Delta\sigma_d$												
(MPa)	185,13	178,87	169,13	169,56	166,02	166,20	159,93	151,25	139,45	121,06	117,44	140,31
(%)	12,54	12,12	11,46	11,49	11,25	11,26	10,84	10,25	9,45	8,20	7,96	9,51
Pertes Totales $\Delta\sigma_{tot}$												
(MPa)	296,98	325,55	318,19	308,81	296,88	286,95	272,07	265,84	255,86	238,08	229,29	238,03
(%)	20,12	<b>22,06</b>	21,56	20,92	20,11	19,44	18,43	18,01	17,33	16,13	15,53	16,13

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celles supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend :  $\Delta\sigma = 22,06$  %.

#### IV.6.4 Vérification des contraintes normales

Cette étape rassemble les résultats précédents pour justifier chaque section et pièce du tablier. Les différentes vérifications effectuées incluent la vérification des contraintes normales dans les fibres supérieures et inférieures pendant la construction et le service. Cela nous amène à vérifier que les contraintes normales restent inférieures aux valeurs limites admissibles pour chaque section. La condition à vérifier est la suivante :  $\bar{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0 + M}{I} y$$

- P : effort de précontrainte avec pertes.
- B : section transversale.
- I : inertie de la section considérée.
- $e_0$  : excentricité du câble de précontraint moyen.
- M : moment extérieur.
- y : distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

##### IV.6.4.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau

- **En phase de construction**

$$\Delta P = 22.06 \%$$

$$\bar{\sigma}_{bcj} = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bt1} = 1.5 \times f_{t28} = 4.5 \text{ MPa ; Hors section d'enrobage.}$$

$$\bar{\sigma}_{bt2} = 0.7 \times f_{t28} = 2.1 \text{ MPa ; Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont résumés dans le **Tableau IV.15**.

**Tableau IV. 15 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.**

	x (m)	N° câbles	M (KN.m)	v' (m)	v (m)	I (m <sup>4</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	$e_{moy}$ (m)	P (MN)	$\sigma_{Sup}$ (MPa)	$\sigma_{Inf}$ (MPa)
<b>Axe VSP</b>	0	28	254297,36	3,190	3,04	57,91	11,24	2,887	57,98	0,60	9,95
<b>Fin VSP</b>	5	28	201636,77	3,190	3,04	57,91	11,24	2,887	57,98	3,36	7,04
<b>Fin V01</b>	9,1	28	163627,03	2,860	2,35	45,64	10,66	2,197	57,98	3,57	7,71
<b>Fin V02</b>	13,2	24	130077,67	2,700	2,07	36,06	9,95	1,912	49,70	2,98	7,62
<b>Fin V03</b>	17,3	20	100756,77	2,530	1,87	28,75	9,42	1,704	41,42	2,43	7,05
<b>Fin V04</b>	21,4	16	75439,03	2,400	1,68	23,08	8,94	1,503	33,13	1,84	6,37
<b>Fin V05</b>	25,5	12	53921,79	2,290	1,51	18,69	8,42	1,352	24,85	1,31	5,44
<b>Fin V06</b>	29,6	10	36030,53	2,190	1,38	15,60	8,18	1,214	20,71	1,57	4,06
<b>Fin V07</b>	33,7	8	21612,40	2,090	1,28	13,48	7,94	1,103	16,57	1,77	2,61
<b>Fin V08</b>	37,8	6	10571,04	2,030	1,21	11,92	7,73	1,013	12,42	1,81	1,26
<b>Fin V09</b>	41,9	4	2826,25	1,990	1,16	10,99	7,61	0,925	8,28	1,60	0,21
<b>Fin V10</b>	46	2	0,00	1,970	1,14	10,57	7,56	0,790	4,14	0,90	-0,06

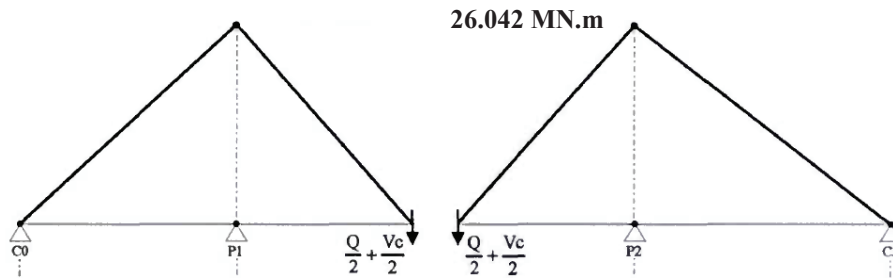
**IV.6.4.2 Vérification pendant le bétonnage du clavage P2-P3**

À ce stade du calcul, il est bon de s'assurer que les câbles de fléau sont suffisants pour reprendre le poids du tablier et de l'équipage pendant la construction du clavage central. Pour cela, on applique deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux, forces qui représentent l'effet du poids de l'équipage mobile et du béton de clavage encore mou. Ces forces s'exercent sur deux structures indépendantes et isostatiques, puisque, à ce stade, les deux moitiés du pont ne sont pas encore liées.

$$\frac{Q}{2} + \frac{Vc}{2} = \frac{592,1}{2} + \frac{565,958}{2} = 579,03 \text{ KN}$$

Q : poids de l'équipage mobile.

Vc : poids du clavage.



**Figure IV. 19 : Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage.**

Dans cette nouvelle phase, le bilan des efforts est :

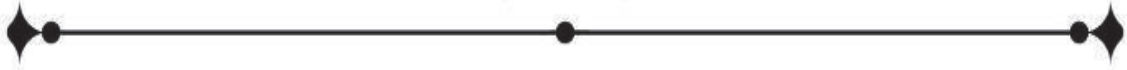
- Moment dû au poids propre de fléau :  $Mg = -220.916 \text{ MN.m}$
- $M = Mg + M(Q/2) + M(Q/2+Vc/2) = - 220,916 - 26,022/2 - 26,042 = - 259,97 \text{ MN.m}$
- $N_{\text{fléau}} = n \times P0 \times (1-\Delta P) = 28 \times 2,657 \times (1 - 0.2206) = 52,57 \text{ MN}$
- $M_{\text{isofléau}} = N_{\text{fléau}} \times e0 = 52.57 \times 2,92 = 153,51 \text{ MN.m}$

Dans cette nouvelle phase, les efforts et la contrainte en fibre supérieure dans l'axe des piles sont :

$$\delta s = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} = -0,91 \text{ MPa} \geq -\delta t = - 1,3 \text{ MPa, Le dimensionnement est donc correct.}$$

**IV.7 CONCLUSION**

Dans ce chapitre, nous avons examiné la stabilité du tablier d'un pont en voussoirs construit par encorbellements successifs en phase de fléau. Dans cette phase, le système mécanique est considéré comme isostatique, et le moment maximal se produit à l'encastrement sur les piles. La diminution progressive des moments à partir de l'appui encastré permet de stopper les câbles de fléau dans chaque voussoir. La seconde phase survient après la réalisation des clavages, et dans cette phase, le schéma statique devient hyperstatique, et une autre famille de câbles se met en question, sujet de chapitre suivant.



**Chapitre V**  
**Etude Longitudinale**



## V.1 INTRODUCTION

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câble de précontrainte : les câbles du fléau, mis en œuvre pendant la construction des fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive (phase hyperstatique).

L'objet de cette partie est l'étude détaillée de la précontrainte de continuité, en se basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte à câblage mixte, intérieur et extérieur. Les charges à prendre pour chaque type de câbles seront détaillées. Ensuite, on détermine le nombre des câbles, on calcule les pertes de ces câbles, puis on termine par la vérification des contraintes dans le béton.

## V.2 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ

Les câbles de continuité sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux. La précontrainte de continuité est en général mixte, c'est-à-dire composée à la fois de câbles intérieurs au béton et de câbles extérieurs au béton. Ce type de précontrainte est influencé par le cheminement de réalisation.

### V.2.1 Phases de Réalisation du Tablier

Les différentes phases de construction du tablier sont illustrées ci-dessous :

**Tableau V.2.1 : Phases de réalisation du tablier.**

PHASES	DESCRIPTION
Phase N°1	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2
Phase N°2	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P3
Phase N°3	Construction de la partie coulée sur cintre près de C1 et C4
Phase N°4	Clavage P1-P2 et mise en tension des câbles éclisses de P2-P3
Phase N°5	Mise en tension des câbles extérieurs
Phase N°6	Pose des équipements et mise en service

### V.2.2 Calcul de la Précontrainte de Clavage (Câbles Eclisses)

#### V.2.2.1 Clavage entre P2 et P3

Les câbles éclisses de la travée P2-P3 doivent reprendre le poids propre du clavage, l'effet de l'enlèvement de l'équipage mobile et l'effet du gradient thermique.

➤ **Effet du poids propre du clavage et de l'équipage mobile :**

La première étape du clavage peut être simulée par deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux. Dans cette phase, le tablier est encore constitué de deux structures indépendantes et isostatiques. Cette phase n'influence donc pas le calcul des câbles de continuité.

➤ **Effet de l'enlèvement de l'équipage mobile :**

Cette phase peut être décomposée en deux parties. En premier lieu, on applique deux forces verticales orientées vers le haut à chaque extrémité des fléaux (Figure V.1). Ces forces représentent l'effet de l'enlèvement de l'équipage mobile et du béton de clavage (béton mou) que nous remplacerons dans un deuxième temps par une charge uniformément répartie orientée vers le bas représentant le béton durci (Figure V.2). Dans cette phase, la structure est hyperstatique.

• **La charge due à l'enlèvement de l'équipage mobile :**

$$\frac{Q}{2} + \frac{Vc}{2} = \frac{592,1}{2} + \frac{565,958}{2} = 579,03 \text{ KN}$$

Q : poids de l'équipage mobile.

Vc : poids du clavage.

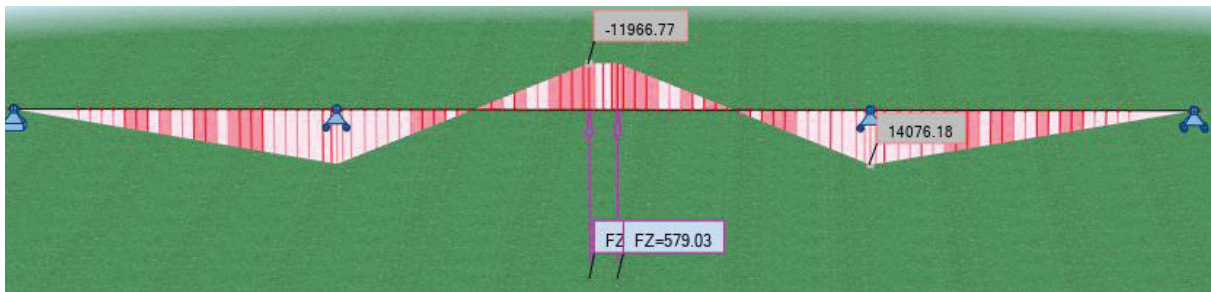


Figure V. 1 : Diagramme des moments dus à l'enlèvement de l'équipage mobile.

• **La charge due au poids du clavage :**

$$P = \frac{VC}{LC} = \frac{565,958}{3} = 188,65 \text{ KN/ml}$$

Lc : longueur de clavage.

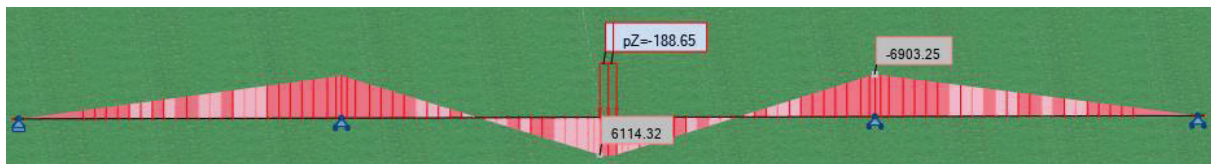


Figure V. 2 : Diagramme des moments dus au poids du clavage.

Au terme de ces deux dernières étapes, le moment à considérer pour le calcul des câbles éclisses de la travée P2-P3 est :

$$M_{G1} = -11,967 + 6,114 = - 5,82 \text{ MN.m}$$

➤ **Effet du gradient thermique :**

En phase de construction, on prend un gradient de 12°C. La valeur du moment à la clé pris en compte pour le calcul des câbles éclisses de P2-P3 est donc :

$$M_{\Delta t} = 6,69 \text{ MN.m}$$

➤ **Moment isostatique des câbles éclisses de P2-P3 :**

$$M_{iso} = N \times e_0 = n \times P_0 \times e_0$$

Avec :

n : nombre des câbles éclisses.

P0 : force utile d'un câble éclisse (après pertes de 22.06%) : P0 = 1.88 MN.

N : effort normal dans la section dû aux câbles.

e0 : excentrement du câble moyen : e0 = -1.85 m.

➤ **Moment hyperstatique des câbles éclisses de P2-P3 :**

La structure étant hyperstatique au moment de leur mise en tension, les câbles éclisses développent dans la travée centrale un moment hyperstatique de signe contraire à celui du moment isostatique qu'ils développent. Ce moment hyperstatique est une inconnue qui dépend de l'intensité et de la distribution de la précontrainte dans la travée (tracé, longueur des câbles) mais aussi des caractéristiques de la structure étudiée (variation d'inertie ou pas).

$$M_{\text{hyper}} = - \frac{\text{aire du diagramme du moment isostatique}}{\text{longueur de la travée}}$$

• **Calcul des câbles éclisses de P2-P3 :**

$$\frac{N}{B} - \frac{M_G}{I} v' - \frac{N e_0}{I} v' - \frac{M_{\text{Therm}}}{I} v' - \frac{M_{\text{Hyper}}}{I} v' \geq -\bar{\sigma}_t \quad \bar{\sigma}_t = 0,7 f_{tj} - k f_{cj} \text{ avec } k = 0,02$$

Tableau V. 1 : Résumé de calcul de nombre des câbles éclisses.

n	Nbr de V	Lv (m)	Lvc (m)	Miso (MN.m)	S (MN.m <sup>2</sup> )	L (m)	Mhyp (MN.m)	Sigmab (MPa)	Sigma t (MPa)
2	4	4,1	3	-6,95	-134,77	95	1,42	1,37	-0,77

Nous retiendrons donc une paire de câbles 12T15s.

V.2.2.2 Clavage entre C1 et P2

Les câbles éclisses de la travée C1-P2 doivent reprendre le poids propre de la partie coulée sur cintre.

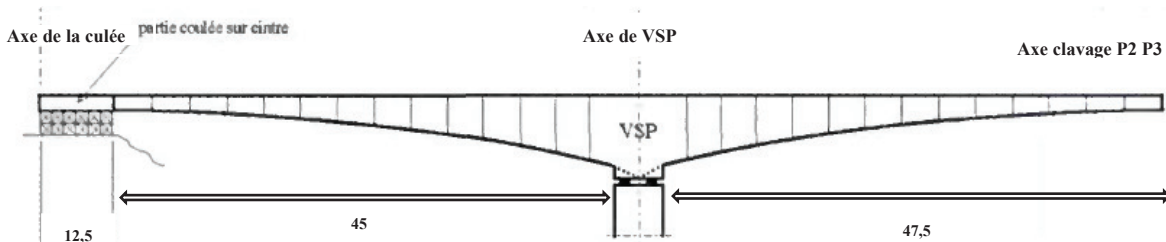


Figure V. 3 : Détail de la structure en cours de clavage côté C1.



Figure. V. 4 : Le moment fléchissant de la partie coulée sur cintre.

$$M_g = 10,05 \text{ MN.m}$$

• **Calcul des câbles éclisses entre C1 et P2 :**

On considère que le tablier est coulé en place en prenant certaines précautions (présence de gaines vides, mesure des coefficients de transmission) et on adopte comme résistance du béton au moment du décintrement  $f_{cj} = 16$  MPa. La contrainte admissible en fibre inférieure est donc :

$$\sigma_t = 0,7 f_{ij} - k f_{cj} \quad \text{avec} \quad k = 0,02$$

L'effort N développé par les câbles éclisses au droit du clavage doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N}{B} - \frac{M v'}{I} - \frac{N e_0 v'}{I} \geq -\sigma_t \quad N \geq \frac{-\sigma_t + \frac{M v'}{I}}{\frac{1}{B} - \frac{e_0 v'}{I}}$$

Tableau. V. 2 : Nombres des câbles C1-P2.

Mg(MN.m)	Sigma t(MPa)	N (MN)	n calculé	n choisi
10,05	0,77	2,32	1,24	2

Nous retiendrons donc une paire de câbles 12T15s.

• **Vérification des contraintes après clavage de P2-P3 :**

Après le clavage de la travée centrale, la structure devient hyperstatique. Par conséquent, Des efforts un peu plus élevés se développent dans le tablier qui sera sensible aux effets des gradients thermiques, effets auxquels nous devons ajouter l'effet hyperstatique des câbles éclisses de P2-P3. Ces effets étant considérés constants dans la travée centrale, leur effet sur la travée de rive est conclu en interpolant linéairement entre la valeur sur pile et 0 sur culée.

Dans cette nouvelle phase, les efforts et la contrainte en fibre inférieure sont :

Tableau. V. 3 : Vérification des contraintes après clavage.

Mg (MN.m)	10,05
N éclisses C1-P2 (MN)	3,76
M éclisses C1-P2 (MN.m)	-6,95
M éclisses P2-P3 (MN.m)	0,28
0.5 M <sub>Δt</sub> (MN.m)	0,67
σ <sub>i</sub> (MPa)	-0,26
σ <sub>t</sub> (MPa)	1,30

$$\sigma_i = \frac{N}{B} - \frac{M \times v'}{I} = -0,27 \text{MPa} \geq \sigma_t = -1,3 \text{MPa} \quad (\text{Avec } j = 28 \text{ jours})$$

- **Le câblage éclisse est donc suffisant.**

**NB :**

On utilise le même nombre de câbles d'éclissage pour la partie P3-C4 que pour la partie C1-P2, car les deux parties ont la même longueur de travée.

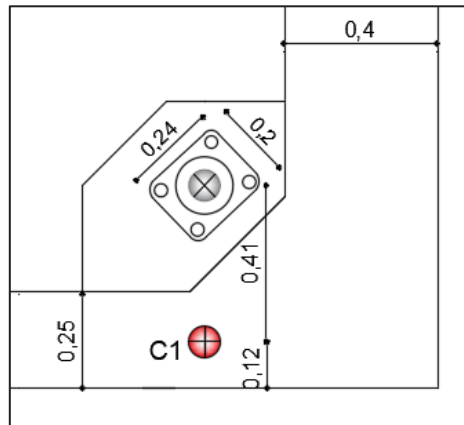


Figure. V. 5 : Disposition des câbles éclisses de travée principale au niveau de Vc.

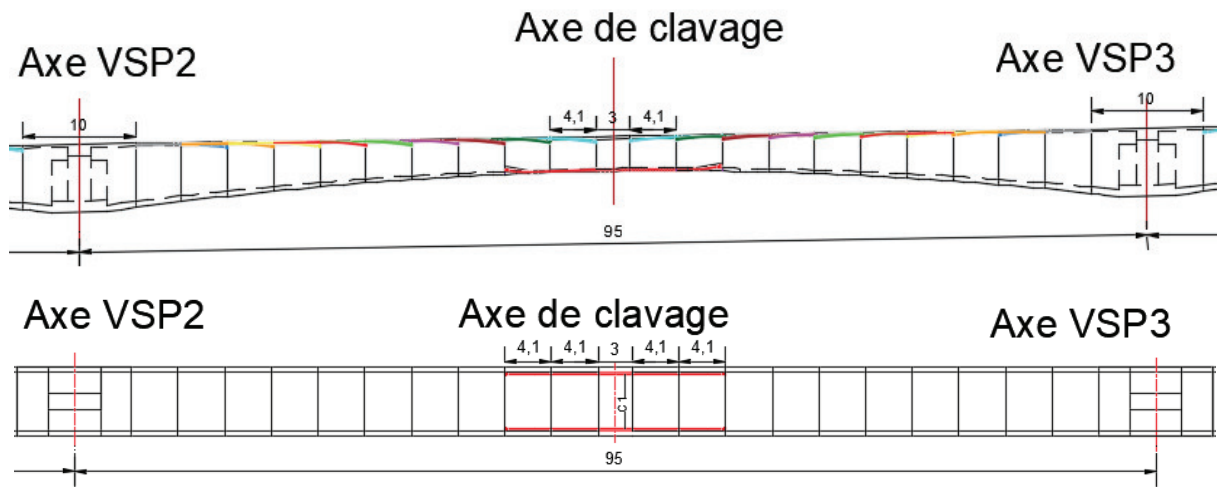


Figure. V. 6 : Tracé en élévation et en plan des câbles éclisses de travée principale.

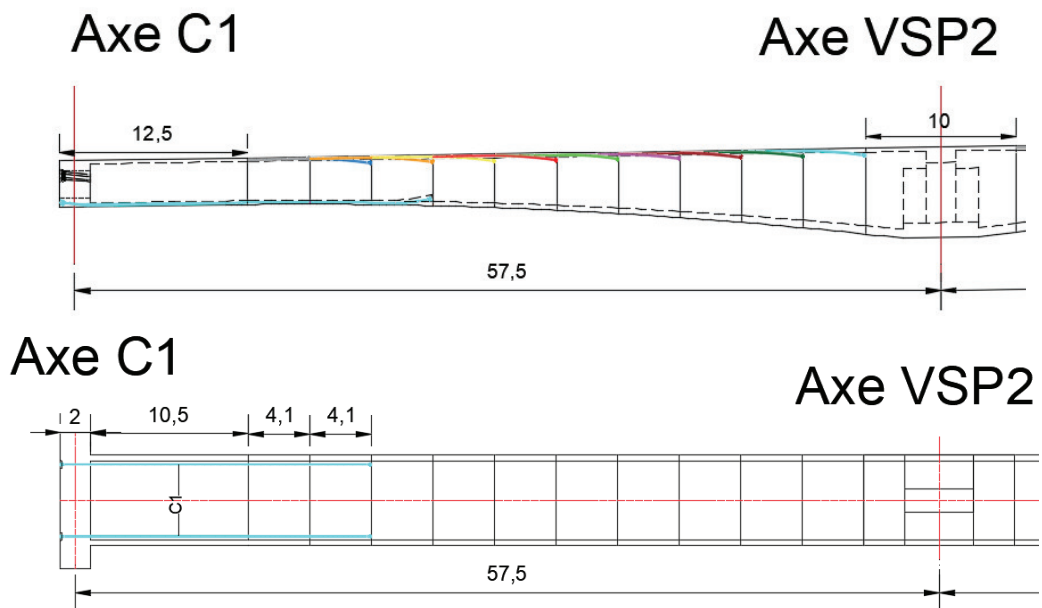


Figure. V. 7 : Tracé en élévation et en plan des câbles éclisses de travée de rive.

### V.3 CALCUL DE LA PRECONTRAINTES EXTERIEURE

Comme on a vu dans le premier chapitre (recherche bibliographique sur le câblage mixte), les câbles extérieurs sont dimensionnés à reprendre :

- Les charges permanentes dues aux équipements de pont (CCP).
- Les charges d'exploitation et les surcharges sur trottoirs.
- L'effets de gradient thermique.
- L'effet de fluage.
- Les moments isostatiques et hyperstatiques des câbles existants.

#### V.3.1 Evaluation des Efforts en Service

Lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées, les calculs seront effectués par un logiciel de calcul à base d'éléments finis. Le chargement appliqué est défini dans le chapitre III.

##### V.3.1.1 Combinaison d'actions

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

Tableau. V. 4 : Combinaisons de charge en phase de service.

Combinaisons		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240	St
ELU	Combinaison 1	1,35	1,6	0	0	0	0	1.6
	Combinaison 2	1,35	0	1,6	0	0	0	1.6
	Combinaison 3	1,35	0	0	1,6	0	0	1.6
	Combinaison 4	1,35	0	0	0	1,35	0	0
	Combinaison 5	1,35	0	0	0	0	1,35	0
ELS	Combinaison 1	1	1,2	0	0	0	0	1
	Combinaison 2	1	0	1,2	0	0	0	1
	Combinaison 3	1	0	0	1,2	0	0	1
	Combinaison 4	1	0	0	0	1	0	0
	Combinaison 5	1	0	0	0	0	1	0

##### V.3.1.2 Modélisation

La modélisation revêt une importance primordiale lors de l'étude d'une structure, car elle permet de créer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins précise, le comportement de l'ouvrage dans différentes conditions. La définition de la structure.

- La définition de différentes sections de l'ouvrage.
- La définition des matériaux à utilisés (béton).
- La définition des appuis et leurs conditions aux limites.
- Choix d'une méthodologie de calcul.
- Définitions des charges, surcharges et des combinaisons entre eux.
- Vérification des résultats.
- Lancement des calculs.
- Interprétation des résultats.

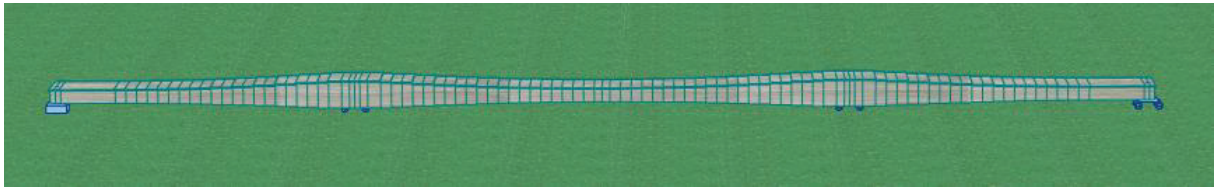


Figure. V. 8 : Modèle réalisé sur ROBOT.

V.3.1.3 Résultats

Les résultats de moment fléchissant maximal obtenue sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes, Les résultats ci-dessous sont donnés en en KN.m. (Le reste des diagrammes pour les autres cas de charges sont données à l'Annexe B).

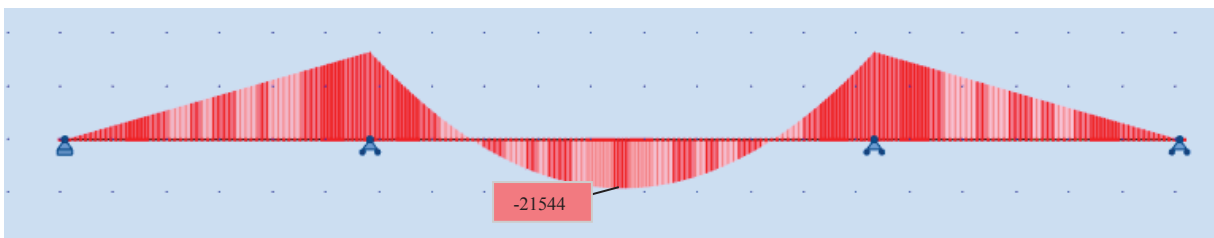


Figure. V. 9 : Moment fléchissant de A(l) (cas3 : travée principale chargée).

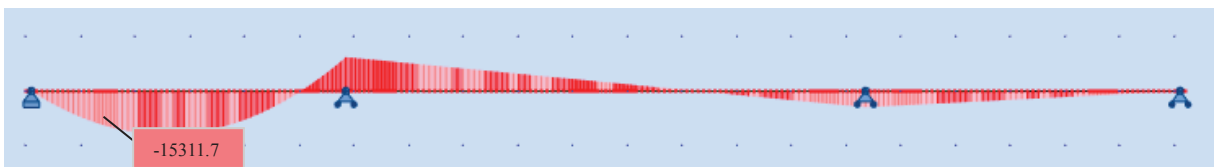


Figure. V. 10 : Moment fléchissant de A(l) (cas1 : travée de rive chargée).

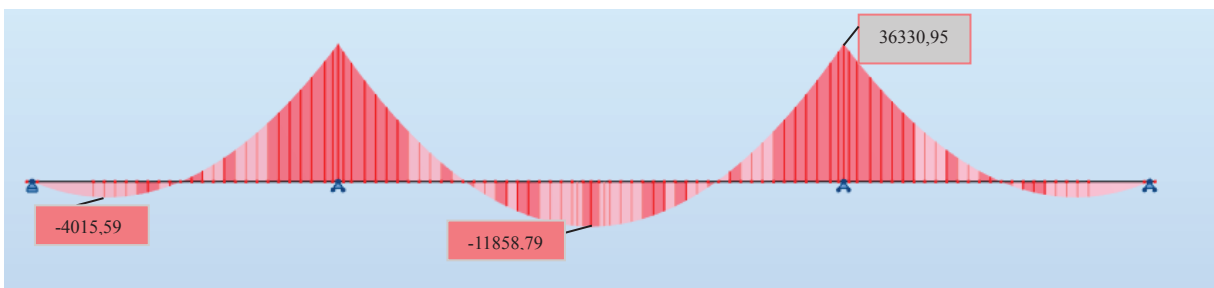


Figure. V. 11 : Moment fléchissant de CCP.

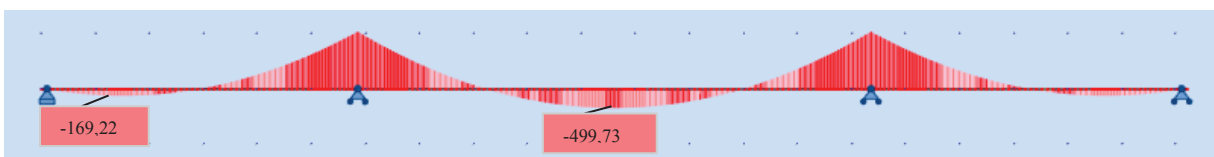


Figure. V. 12 : Moment fléchissant de St.



Figure. V. 13 : Moment fléchissant de gradient thermique.

- **Effet de fluage**

Approximativement, on se réserve une marge de 2 MPa sur la contrainte en fibre inférieure. Le moment de fluage dans la travée centrale est donc :

$$M_{\text{fluage}} = -\sigma_b \frac{I}{v'} = 10.66 \text{ MN}$$

Dans la travée de rive, le moment correspondant à cette réserve de compression sera déterminé en interpolant linéairement entre 0 MN.m sur culée et 10.66 MN.m sur pile.

### V.3.2 Dimensionnement de la Précontrainte Extérieure

Puisque cette précontrainte est extérieure, le tracé du câble est défini par son passage entre les entretoises (sur pile ou sur culée) et par la position des déviateurs situés en travée (1/3 de la travée centrale). Le tracé du câble est rectiligne entre deux déviateurs (voir la figure ci-dessous).

Les calculs étant similaires et répétitifs, nous dimensionnerons les câbles extérieurs uniquement au droit des sections de clavage.

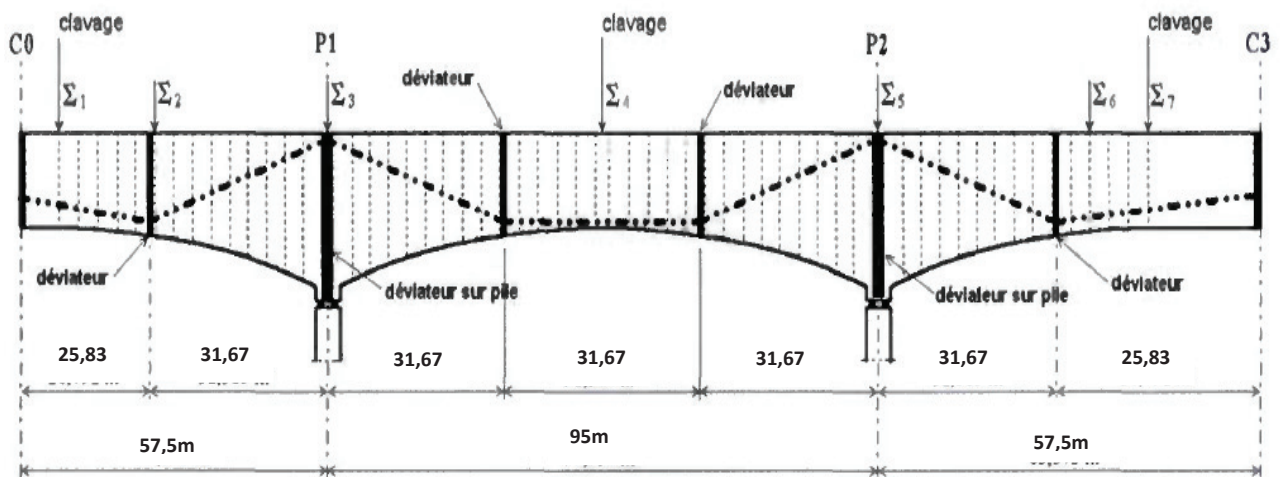


Figure. V. 14: Géométrie longitudinale des câbles extérieurs.

#### V.3.2.1 Clavage entre P2 et P3

- **Calcul de Mmax :**

$$M_{\text{max}} = M_{G \text{ max}} + M_{Q \text{ max}}$$

$$M_{\text{max}} = (M_{G1} + M_{CCP} + M_{\text{fluage}}) + (1.2 M_{A(l)} + M_{St} + 0.5 M_{\Delta t})$$

$$M_{\text{max}} = (-5.82 + 11.86 + 10.66) + (25.85 + 0.50 + 0.67)$$

$$M_{\text{max}} = 43.72 \text{ MN.m}$$

- **Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles éclisses :**

Tableau.V. 5 : Les moments isostatiques et hyperstatiques des câbles éclisses.

Miso (MN.m)	-6,95
Mhyper (MN.m)	1.42
Mp (MN.m)	-5.53

- Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs :

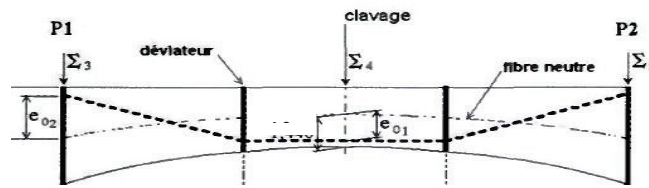


Figure. V. 15 : Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans la travée centrale.

Tableau. V. 6 : Les détails de calcul.

e <sub>01</sub> (m)	e <sub>02</sub> (m)	P <sub>0</sub> (MN)	Me <sub>1</sub> (MN.m)	Me <sub>2</sub> (MN.m)
-1,60	2,79	1.88	-3,00 n	5,24 n

Avec :

$$Me_1 = n \times P_0 \times e_{01} \quad \text{et} \quad Me_2 = n \times P_0 \times e_{02}$$

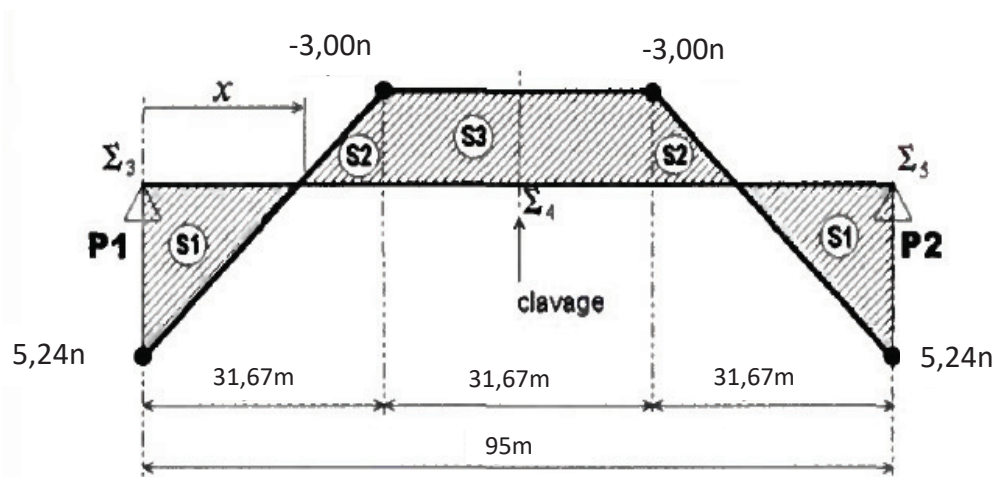


Figure. V. 16 : Diagramme du moment iso des câbles extérieurs dans la travée centrale.

Tableau. V. 7 : Détails de calcul du moment hyperstatique.

X (m)	20,13
2.S1	105.44 n
2.S2	-34.68 n
S3	-95.14 n
Somme	-24.38 n

$$M_{hyp} = \frac{24.38 \times n}{95} = 0,26n \text{ MN.m}$$

$$M_{pext} = M_{ISO} + M_{HYP} = -3,00n + 0,26n = -2,75n \text{ MN.m}$$

- Calcul de la contrainte :

Pour n = 8 :

$$\sigma_i = -0,55 \text{ MPa} > \sigma_t = -1,3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

⇒ Nous retiendrons donc 4 paires de câbles 12T15s.

Avec :

$$\sigma_i = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot v'}{I} = \frac{P_{ecl} + P_{ext}}{B} - \frac{M_{max} \cdot v'}{I} - \frac{(M_{Pecl} + M_{Pext}) \cdot v'}{I}$$

V.3.2.2 Clavage entre C1 et P2

- Calcul de Mmax :

$$M_{\max} = M_{G \max} + M_{Q \max}$$

$$M_{\max} = (M_{G1} + M_{CCP} + M_{\text{fluage}}) + (1.2 M_{A(l)} + M_{St} + 0.5 M_{\Delta t})$$

$$M_{\max} = (1.43 + 4.02 + 2.13) + (18.37 + 0.17 + 0.67)$$

$$M_{\max} = 26,79 \text{ MN.m}$$

- Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles existants :

Tableau. V. 8 : Les moments iso et hyper à la clé de rive dus aux câbles existants.

Miso éclisse C1-P2 (MN.m)	-6,95
Mhyper éclisse C1-P2 (MN.m)	0.00
Mhyper éclisse P2-P3 (MN.m)	0.28
Mhyp extérieur P2-P3 (MN.m)	0.41
Mp (MN.m)	-6,25

- Calcul des moments isostatiques et hyperstatiques des câbles extérieurs C1-P2 :

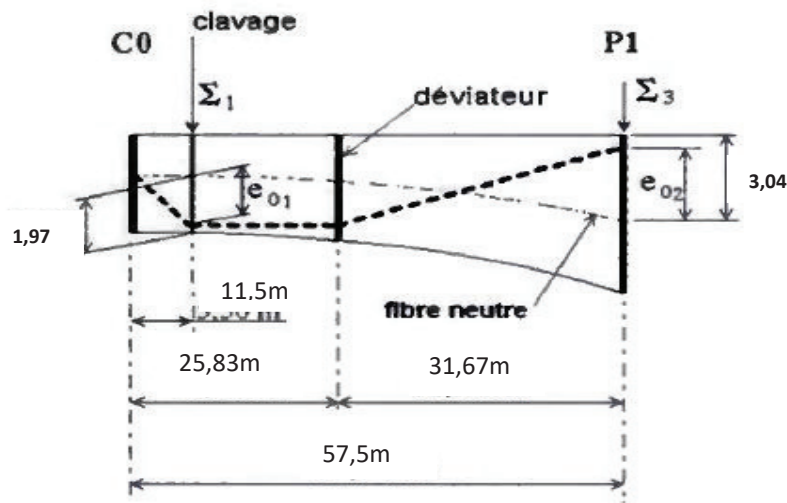


Tableau. V. 9 : Géométrie longitudinale des câbles extérieurs dans la travée de rive.

Tableau. V. 10 : Détails de calcul des moments isostatiques des câbles extérieurs.

e01 (m)	-1,60
e02 (m)	2,79
P0 (MN)	1.88
Me1 (MN.m)	-3,00 n
Me2 (MN.m)	5,24 n

Avec :

$$Me1 = n \times P0 \times e01$$

$$Me2 = n \times P0 \times e02$$

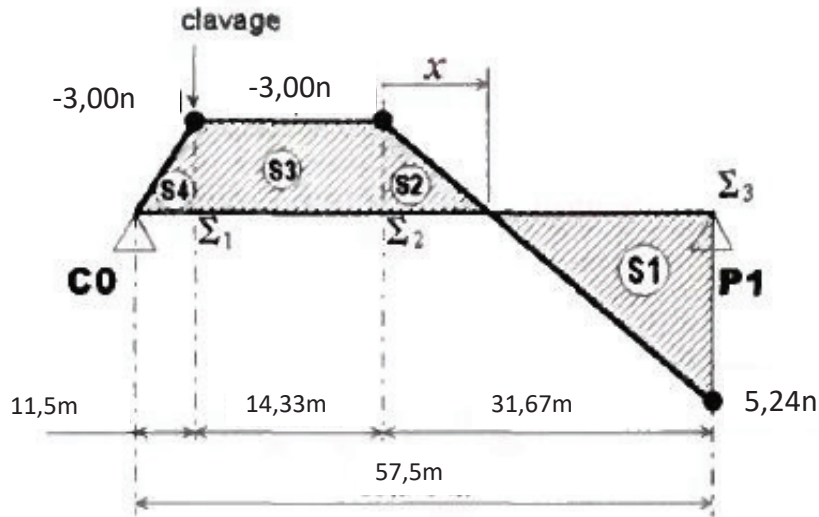


Figure. V. 17 : Diagramme du moment isostatique des câbles extérieurs dans la travée de rive.

- Calcul de x :

Tableau. V. 11 : Détails de calcul du moment hyperstatique.

X (m)	2.S1	2.S2	S3	S4	Somme
11,54	52,72n	-17,34n	-43,05n	-17,27n	-24,94n

Moment hyperstatique sur appuie :  $M_{hyp} = \frac{24.94 \times n \times 2}{57,5} = 0,87n \text{ MN.m}$

Moment hyperstatique dans la section 1 :  $M_{hyp} = \frac{0,87n \times 11,5}{57,5} = 0,17n \text{ MN.m}$

$M_{pext} = M_{ISO} + M_{HYP} = -3,00n + 0,17n = -2,83n \text{ MN.m}$

- Calcul de la contrainte :

Pour  $n = 4$  :

$\sigma_i = 0,95 \text{ MPa} > \sigma_t = -1,3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifié}$

$\Rightarrow$  Nous retiendrons donc 2 paires de câbles 12T15s.

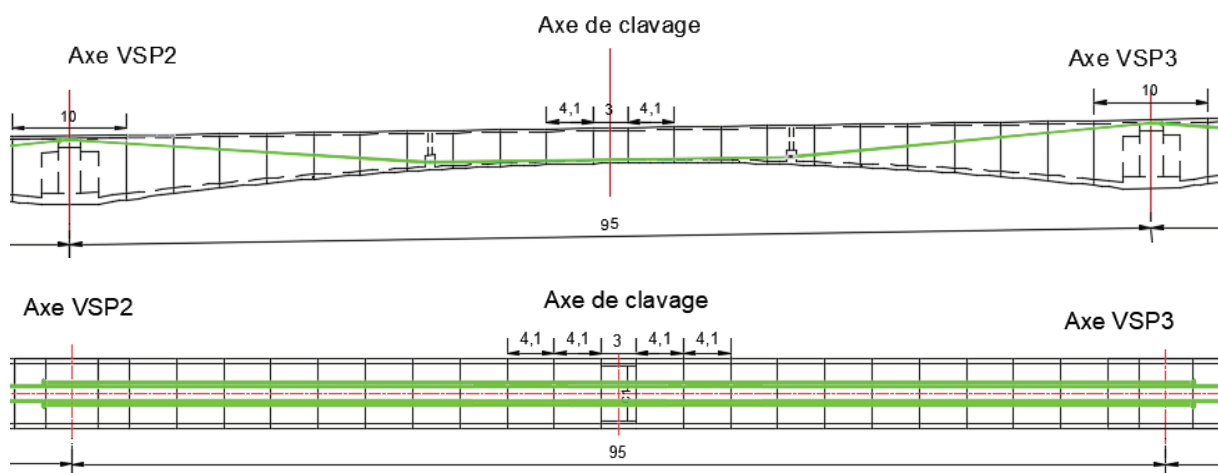


Figure. V. 18 : Tracé en élévation et en plan des câbles extérieurs de travée principale.

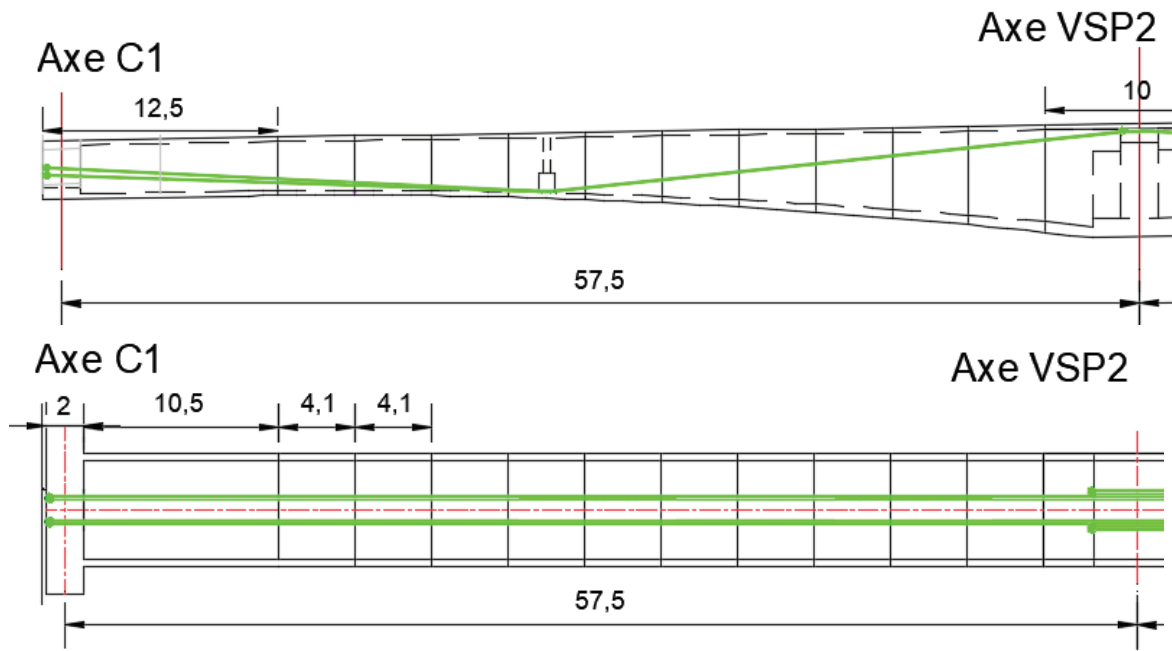


Figure. V. 19 : Tracé en élévation et en plan des câbles extérieurs de travée de rive.

#### V.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES

##### V.4.1 Vérification des Contraintes Normales

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service. Il y a deux cas de vérification :

- **Etat à vide** : on prend en considération seulement les charges permanentes.
- **Etat en charge** : on prend en considération les charges et surcharges.

La vérification des contraintes dans cette phase est conditionnée par :

$$\Delta P = 22.06 \% \text{ (câbles de fléau et éclisses) et } 11.29 \% \text{ (câbles extérieures)}$$

$$\overline{\sigma_{bcj}} = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 4.5 \text{ MPa ; Hors section d'enrobage.}$$

$$\overline{\sigma_{bt2}} = 1.0 \times f_{t28} = 3 \text{ MPa ; Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont résumés dans l'annexe C (Toutes les contraintes sont vérifiées) :

**NB** : pour vérifier les contraintes en phase de service. Nous devons utiliser l'enveloppe des sollicitations dans chaque section ( $M_1$  et  $M_2$ ).

##### V.4.2 Armatures des zones tendues

Dans les zones où une traction se produit dans le béton, il est essentiel de prévoir une section minimale d'armatures passives  $A_s$ . (**art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL**)

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left( \frac{NB_t}{f_e} + \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}} \right)$$

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

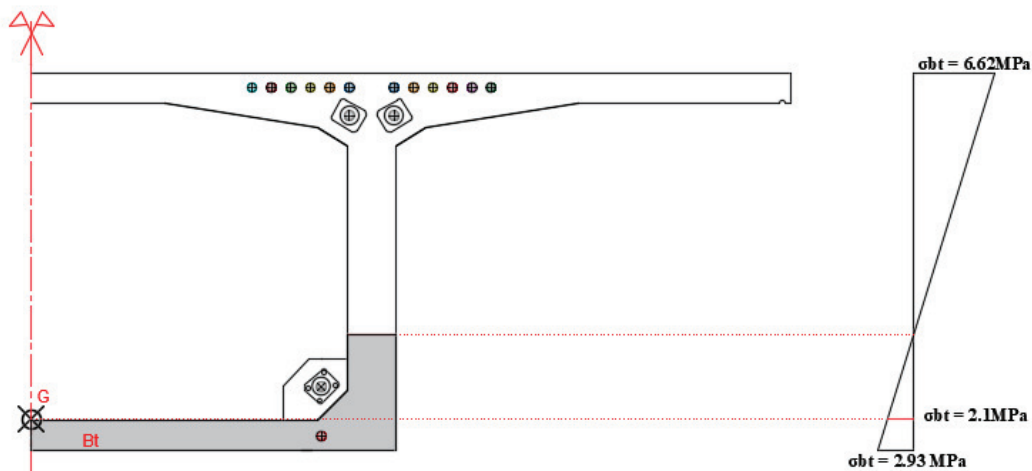


Figure. V. 20 : Diagramme des contraintes au niveau de clavage P2-P3.

D'après la figure ci-dessus et le tableau de vérification des contraintes (Annexe C), on a :

$$\sigma_{Bt} = 2.93 \text{ MPa} ; Bt = 2.1246 \text{ m}^2 ; \sigma_{NBt} = 2.1 \text{ MPa} ; \text{ donc : } NBt = 4.46 \text{ MN et}$$

$$A_s = \frac{2.1246}{1000} + \left( \frac{4.46}{500} + \frac{3}{2.93} \right) = 91.28 \text{ cm}^2 \text{ (7.61 cm}^2/\text{ml)} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{2 \text{ nappes de HA } 14 / e = 20 \text{ cm.}}$$

### V.4.3 Vérification des Contraintes Tangentielles

#### V.4.3.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'âme d'une poutre caisson représente la partie résistante à l'effort tranchant, tandis que les membrures supérieures et inférieures, en raison de leur inertie par rapport au centre de gravité de la section, sont les éléments résistants à la flexion.

#### ➤ Détermination de l'effort tranchant

##### • Effort tranchant dû aux charges extérieures

L'effort tranchant extérieur est déterminé à l'aide d'un logiciel informatique en utilisant la combinaison de charge maximale à l'État Limite de Service (ELS) (voir Annexe B).

Dans le cas d'une poutre continue, il n'est pas nécessaire de vérifier les sections situées à moins de "h/2" de chaque appui intermédiaire, car elles transmettent directement les charges à ces appuis.

##### • 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  $P \cdot \sin \alpha$  qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On aura donc :

$$V_P = P \times \sin \alpha$$

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

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

- **Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet RESAL)**

Dans les caissons à hauteurs variables, il est courant de calculer les contraintes tangentielles dans les âmes en utilisant une valeur réduite par rapport à sa valeur dans la section considérée. Cette réduction prend en compte l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

RESAL a proposé un terme correctif pour la composante tangentielle qui compense une partie de l'effort tranchant. Cette valeur est égale à :  $V_R = \frac{M}{z} + \frac{dh}{dx}$

On aura enfin un effort tranchant réduit égale à :  $V_{red} = V_{ext} - V_P - V_R$

**NB :** On ne tient pas compte de  $V_R$  sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet à la tendance de diminuer la valeur d'effort tranchant.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :

$$\tau^2 < \bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x] : \text{Non-rupture par fissuration}$$

$$\tau^2 < \tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 \times f_{cj} \times \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] : \text{Par compression-cisaillement}$$

- $\tau_{max}$  : contrainte de cisaillement maximale réduite de service :  $\tau = \frac{V_{red} \times S_n}{I_n \times b_n}$
- $\sigma_x$  : contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette :  $\sigma_x = \frac{P \times \cos \alpha}{B_n}$
- $B_n$  : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.
- $V_{red}$  : effort tranchant maximal réduit de service.
- $S_n$  : moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.
- $I_n$  : est le moment d'inertie nette.
- $b_n$  : l'épaisseur nette obtenue en soustrayant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré, exception faite des conduits injectés qui ne sont comptés que pour leur demi-diamètre. On doit compter au-moins un conduit.

**Application Numérique :**

$P_0 = 2,6568 \text{ MN}$  ;  $\Delta P = P_{tot} - P_{frott} = 11,29 \%$  ;  $n = 8$  câbles (nombre de câbles extérieurs) →  $P_{ext} = 18.85 \text{ MN}$

$\alpha_{ext} = 0.0948 \text{ rad}$  →  $V_{P_{ext}} = P \sin \alpha = 1.785 \text{ MN}$

$V_{ELS} (m) = 14,942 \text{ MN}$  →  $V_{red} = V_{ELS} - V_{P_{ext}} = 13.157 \text{ MN}$

$n = 28$  câbles →  $P = 57,98 \text{ MN}$

$B_n = 11.0993 \text{ m}^2$  →  $\sigma_x = 6.923 \text{ MPa}$

$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$  →  $\tau_{01} = 3.45 \text{ MPa}$  et  $\tau_{02} = 5.04 \text{ MPa}$

$I_n = 57.026 \text{ m}^4$  ;  $S_n = 11.7739 \text{ m}^3$  ;  $b_n = 2 (e_a - 0.5 \Phi_g) = 0.8 \text{ m}$  (pas de gaines).

→  $\tau_{max} = 3.3956 \text{ MPa}$ , On constate que :  $\tau_{max} < \tau$

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

#### V.4.3.2 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

La justification des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état-limite ultime comporte la vérification, d'une part, des bielles comprimées, et d'autre part, celle de la résistance des armatures transversales.

##### ➤ Les bielles comprimées :

L'angle  $\beta_u$ , qui représente l'inclinaison des bielles de béton par rapport à la fibre moyenne de la poutre, est déterminé en premier lieu selon la formule suivante :

$$\operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \quad \text{Avec :} \quad \beta_u \geq 30^\circ$$

- $\sigma_x$  : représente la contrainte normale au niveau de CDG suivant x :  $\sigma_x = P \cos \alpha / Bn$
- $\sigma_y$  : représente la contrainte normale au niveau de CDG suivant y :  $\sigma_y = 0$
- $\tau_u$  : contrainte tangentielle ultime réduite,  $\tau = \frac{V_{u,red} \times S_n}{I_n \times b_n}$
- $V_{u,red}$  : est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.
- La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$$\tau_u \leq \frac{0.85 f_{c28}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u, \quad \text{si : } \beta_u = 30^\circ, \quad \text{alors on obtient : } \tau_u = \frac{f_{c28}}{6}.$$

##### Application Numérique :

$$V_{ELU} = 26,043 \text{ MN} ; V_P = 1.785 \text{ MN} \rightarrow V_{u,red} = V_{ELU} - V_P = 24.2583 \text{ MN}$$

$$I_n = 57.026 \text{ m}^4 ; S_n = 11.7739 \text{ m}^3 ; b_n = 0.8 \text{ m} \rightarrow \tau_u = 6.261 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = 6.923 \text{ MPa}, \sigma_y = 0 \text{ MPa} \rightarrow \beta_u = 0.5328 \text{ rad} = 30.53^\circ$$

$$\rightarrow \text{On prend : } \beta_u = 30.53^\circ \rightarrow \tau_u = 6.261 \text{ MPa} < \frac{0.85 f_{c28}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u = 8.62 \text{ MPa}$$

➔ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

##### ➤ La résistance des armatures transversales :

Consiste à déterminer la section des armatures transversale  $A_t$ , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left[ \tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \operatorname{tg} \beta_u$$

- $A_t$  : 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.

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :  $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e}$

---

➤ **Application Numérique :**

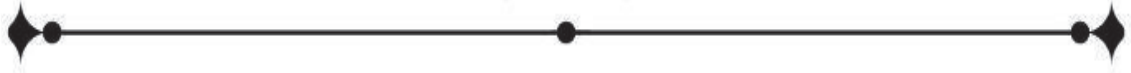
$$\tau_u = 6.261 \text{ MPa} ; f_{t28} = 3 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; b_n = 0.8 \text{ m} ; \beta_u = 30.53^\circ$$

$$\rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 57.087 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 11.04 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{à vérifier dans l'étude transversale.}$$

## V.5 CONCLUSION

L'étude de la précontrainte est une étape essentielle dans la conception d'un pont en voussoirs construit par encorbellements successifs. Les différents types de câbles sont choisis en fonction des moments à équilibrer. En se basant sur les moments apparaissant après le clavage, on détermine les câbles de continuité nécessaires. Enfin, une vérification des contraintes normales est effectuée le long du tablier, aussi qu'une vérification des contraintes de cisaillement au niveau des sections critiques.



**Chapitre VI**  
**Etude Transversale**



## VI.1 INTRODUCTION

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

À cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

## VI.2 EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

### VI.2.1 Modélisation

La modélisation est effectuée par le logiciel Robot Structural. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de l'hourdis inférieur par appui simple et un appui double.

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

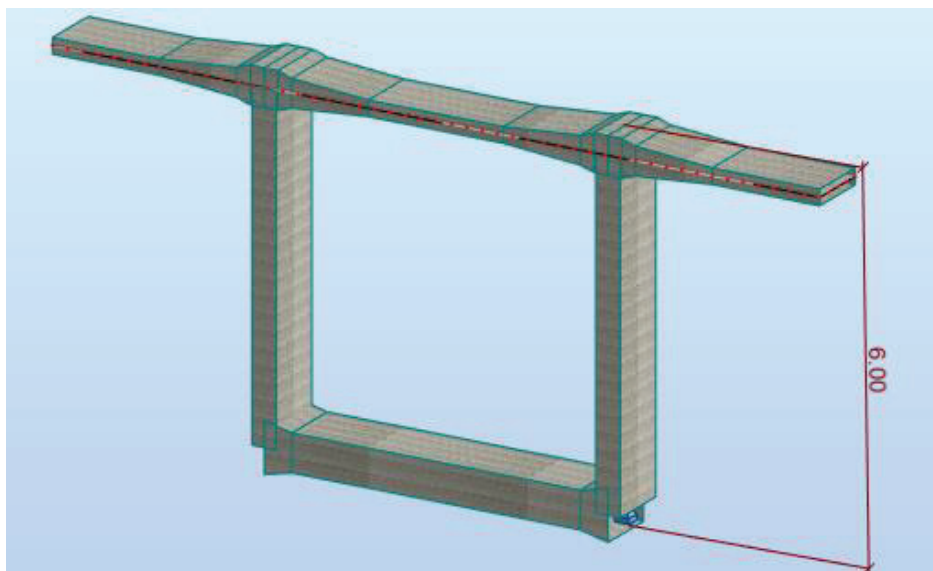


Figure VI. 1 : Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel.

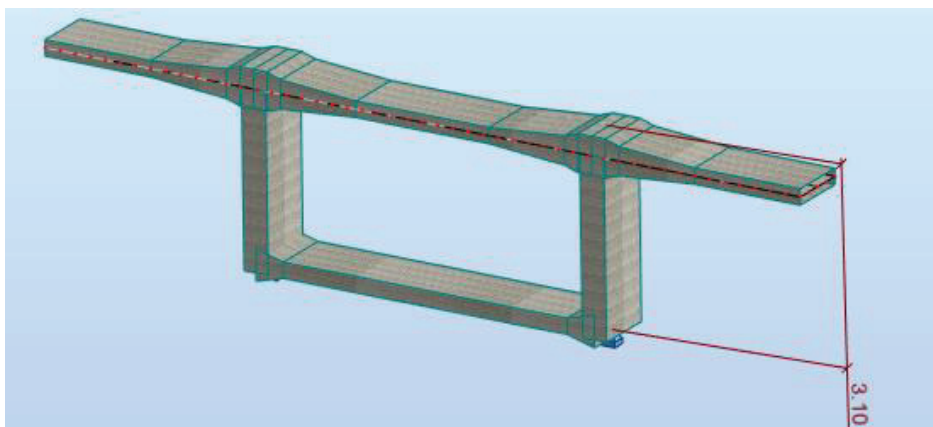


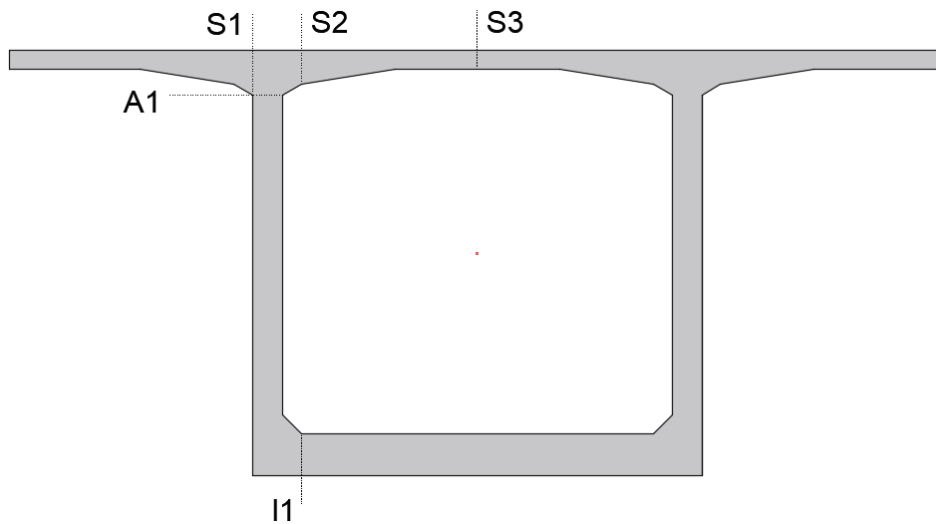
Figure VI. 2 : Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel.

**VI.2.2 Détermination des sollicitations**

Les charges à considérer sont celles définies précédemment dans le **CHAPITRE III**. Le voussoir doit être ferrailé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée par le RCPR. Le tableau des combinaisons est le même que celui de chapitre précédent.

**VI.2.3 Résultats**

Les diagrammes de moment fléchissant transversal sont donnés dans l'**Annexe B**. Les sections à justifier sont représentées dans la figure ci-dessous :



**Figure VI. 3 : Sections à justifier selon le guide SETRA.**

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

**Tableau VI. 1 : Efforts extrêmes dans le voussoir sur pile.**

Elément	Section	M <sub>max</sub> (KN.m)		M <sub>min</sub> (KN.m)		N <sub>max</sub> (KN)	
		M <sub>ult</sub>	M <sub>ser</sub>	M <sub>ult</sub>	M <sub>ser</sub>	N <sub>ult</sub>	N <sub>ser</sub>
Hourdis supérieur	S1	-75,47	-55,99	-300,87	-224,26	/	/
	S2	104,64	77,51	-298,34	-220,99	/	/
	S3	177,77	131,68	-88,05	-65,95	/	/
Âmes	A1	318,47	235,9	-168,88	-125,78	719,17	537,41
Hourdis inf	I1	90,23	67,37	-140,08	-103,76	/	/

**Tableau VI. 2 : Efforts extrêmes dans le voussoir à la clef.**

Elément	Section	M <sub>max</sub> (KN.m)		M <sub>min</sub> (KN.m)		N <sub>max</sub> (KN)	
		M <sub>ult</sub>	M <sub>ser</sub>	M <sub>ult</sub>	M <sub>ser</sub>	N <sub>ult</sub>	N <sub>ser</sub>
Hourdis supérieur	S1	-75,47	-55,99	-300,87	-224,26	/	/
	S2	85,53	63,36	-330,72	-244,98	/	/
	S3	154,00	114,08	-71,15	-53,36	/	/
Âmes	A1	352,62	261,20	-174,33	-129,83	685,97	512,84
Hourdis inf	I1	11,46	8,47	-64,00	-47,41	/	/

### VI.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 composé.

#### VI.3.1 Exemple de Calcul de Ferrailage de l'Hourdis Supérieur

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

- **Application Numérique :**

- **Nappe supérieure :**

$$M_{ser} = 224,26 \text{ KN.m} ; \overline{\sigma_{bc}} = 24 \text{ MPa} ; \overline{\sigma_s} = 250 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} ; h = 0.6 \text{ m} ; d = 0.9 h = 54 \text{ cm}$$

$$X = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} \times d = 31,87 \text{ cm} ; Z = d - \frac{X}{3} = 43,38 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0.5 \times b \times X \times \overline{\sigma_{bc}} \times Z = 287,96 \text{ KN.m}$$

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

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_s}} = 20,68 \text{ cm/ml}$$

$$A_{min}(\text{CNF}) = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 7,45 \text{ cm} \leq A_{ser}$$

→ La condition de non fragilité (CNF) est vérifiée.

- **Nappe inférieure :**

$$h = 0.25 \text{ m} ; M_{ser} = 131,68 \text{ KN.m} \leq M_1 = 287,995 \text{ KN.m} \rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_s}} = 29,14 \text{ cm/ml}$$

$$A_{min}(\text{CNF}) = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3,11 \text{ cm} \leq A_{ser}$$

→ CNF est vérifiée.

- **Ferrailage longitudinal :**

$$A_{s1} = \frac{A_{st}}{3} = 6,89 \text{ cm/ml}$$

$$A_{min}(\text{CNF}) = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 7,45 \text{ cm} \leq A_{s1}$$

→ CNF non vérifiée.

**NB :** Veuillez noter que les armatures longitudinales sont uniquement utilisées à des fins de construction, car il a été précédemment mentionné que nous avons adopté une approche totale. Cela signifie que les câbles de précontrainte supportent toutes les charges et surcharges de l'ouvrage.

#### VI.3.2 Ferrailage Passif des Voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferrailage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats donnés dans les **Tableau VI.3** et **Tableau VI.4**.

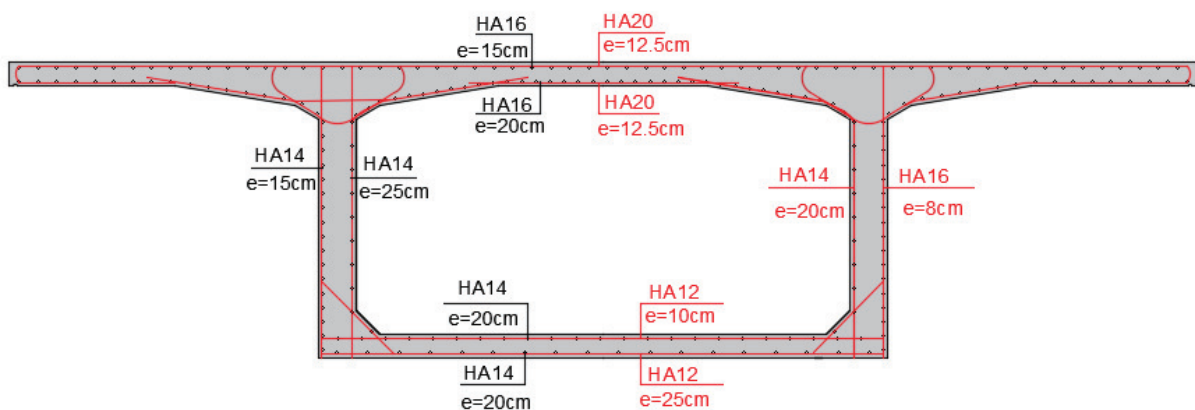
**Tableau VI. 3 : Ferrailage passif du VSP.**

Elément	Nappe	Sect	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
				As (cm <sup>2</sup> )	Ø (mm)	e (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Ø (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	S1	60	17,9	HA20	15	8,33	HA16	20
		S2	45	<b>25,0</b>		12.5			20
		S3	25	15,1		20			20
	Inf	S1	60	0	HA20	12.5	10,5	HA16	15
		S2	45	8,5		30			15
		S3	25	<b>31,5</b>		10			15
Âme	Interne	A1	40	5,6	HA14	25	4,97	HA14	25
	Externe	A1	40	20,4	HA16	10	6,8	HA14	20
Hourdis inférieur	Sup	I1	60	8,1	HA12	12.5	<b>7.61</b>	<b>HA14</b>	<b>20</b>
	Inf	I1	60	7,3		15			<b>7.61</b>

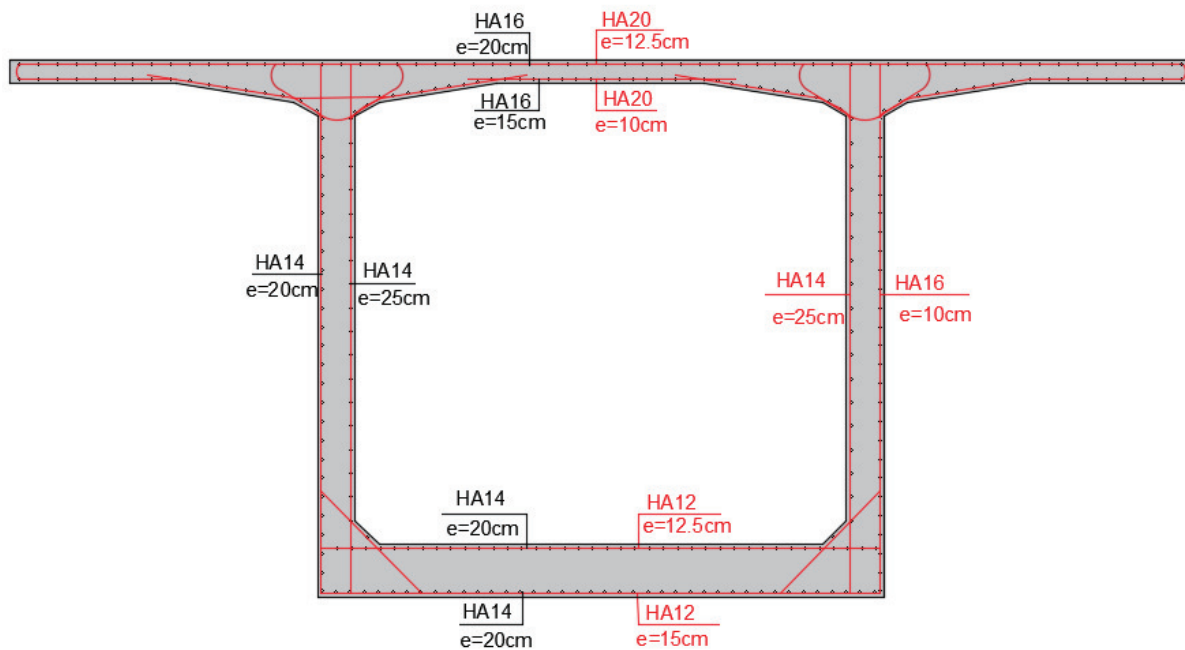
**Tableau VI. 4 : Ferrailage passif du VSC.**

Elément	Nappe	Sect	h (cm)	Transversal			Longitudinal		
				As (cm <sup>2</sup> )	Ø (mm)	e (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Ø (mm)	e (cm)
Hourdis supérieur	Sup	S1	60	17,9	HA20	15	10,8	HA16	15
		S2	45	<b>32,4</b>		10			15
		S3	25	12,1		25			15
	Inf	S1	60	7,3	HA20	30	9	HA16	20
		S2	45	6,8		30			20
		S3	25	<b>27</b>		12.5			20
Âme	Interne	A1	40	6,5	HA14	20	4,97	HA14	25
	Externe	A1	40	24,4	HA16	8	8,13	HA14	15
Hourdis inférieur	Sup	I1	25	10,7	HA12	10	<b>7.61</b>	<b>HA14</b>	<b>20</b>
	Inf	I1	25	3,5		25			<b>7.61</b>

**NB :** Les armatures longitudinales de l'hourdis inférieur sont des armatures des zones tendues déterminés dans le chapitre précédent (Voir le paragraphe V.4.2)



**Figures VI. 4 : Ferrailage du voussoir à la clef.**



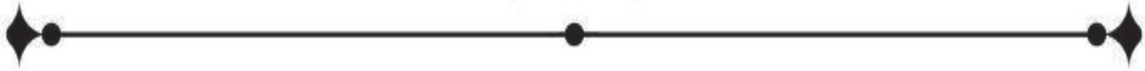
Figures VI. 5 : Ferrailage du voussoir sur pile.

#### VI.4 CONCLUSION

Ce chapitre a examiné de manière transversale le tablier (VSP-VSC) afin de comprendre les différentes contraintes exercées sur les voussoirs.

La dalle supérieure et les porte-à-faux nécessitent un renforcement significatif en raison de l'importance des charges roulantes qui tendent à fléchir la dalle.

Le ferrailage vise à renforcer la section transversale de la structure, ce qui assure une bonne transmission des charges verticales vers les appuis.



## **Chapitre VII**

# **Etude Sismique et Equipements de Pont**



## VII.1 INTRODUCTION

Les éléments constitutifs d'un pont revêtent une importance capitale dans sa conception, son calcul et sa durabilité. Ce sont ces composants qui garantissent le bon fonctionnement de l'ouvrage et assurent la sécurité des usagers. En effet, les équipements du pont jouent un rôle essentiel en permettant à celui-ci de remplir efficacement sa fonction principale.

## VII.2 APPAREILS D'APPUI

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation. Les premiers appareils d'appui étaient métalliques, puis des articulations en béton ont été utilisées dans les petits ponts en béton armé. Mais à partir des années 1950 l'utilisation des appuis en élastomère vont être prédominante. Aujourd'hui les appareils d'appui en élastomère fretté et les appareils d'appui à pot représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

### VII.2.1 Limites d'Utilisation

Les appareils d'appui en élastomère fretté conviennent aux charges d'appui jusqu'à 12 MN. Cependant, pour des réactions d'appui supérieures à 20 MN, il est préférable d'utiliser des appareils d'appui à pot. Ces derniers offrent l'avantage de limiter l'encombrement du dispositif, ce qui les rend plus appropriés dans ces situations.

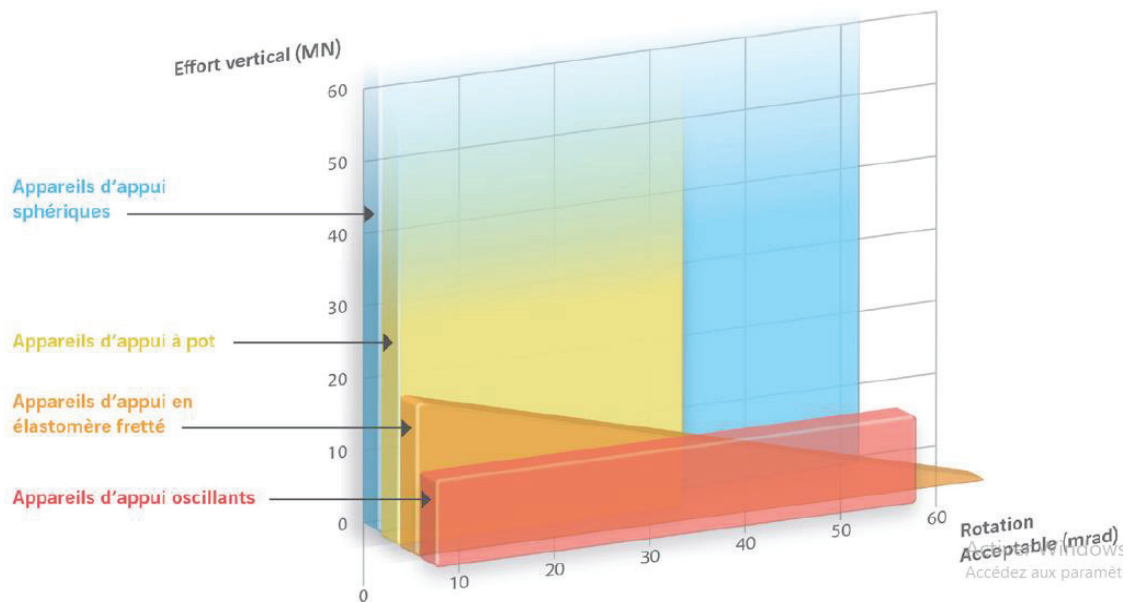


Figure. VII. 1 : Limites D'utilisation des appareils d'appui.

### VII.2.2 Appareils d'Appui à Pot

Les appareils d'appuis à pot constitués d'une embase métallique en forme de pot cylindrique dans laquelle est enserré un coussin en caoutchouc apparaissent au début des années 1960. Une plaque de glissement, généralement en PTFE (polytétrafluoroéthylène), peut être insérée dans la partie supérieure pour permettre les glissements.

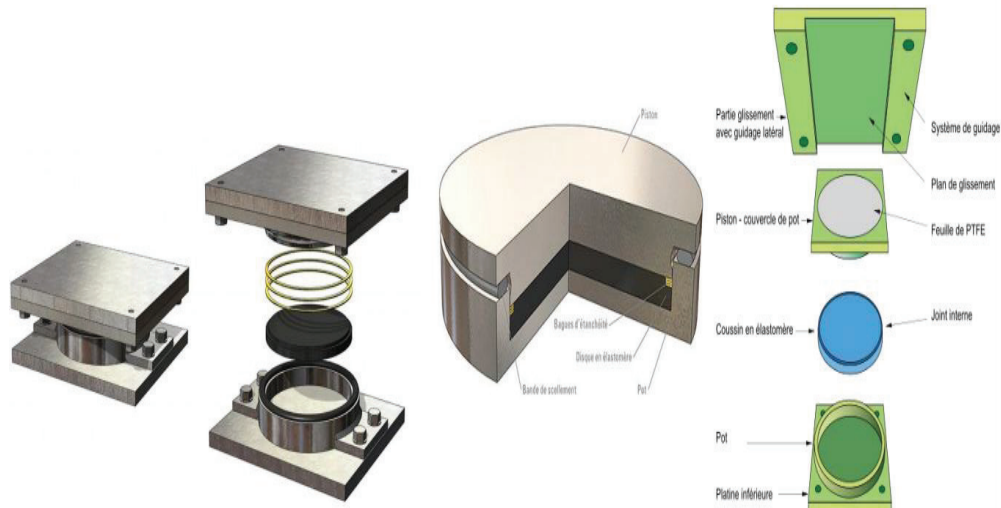


Figure. VII. 2 : Les appareils d'appui à pot.

Classement sur le critère de fonctionnement :

- Fixes : Ils permettent les rotations sur appui mais ne permettent pas les déplacements.
- Mobiles unidirectionnels : Ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans une seule direction.
- Mobiles multidirectionnels : Ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans toutes les directions.

### VII.2.3 Le Dimensionnement des Appareils d'Appuis à Pot

- Les appareils d'appui à pot de caoutchouc sous pression ou métalliques sont le plus souvent des produits fournis sur catalogue par les fabricants, en fonction des efforts verticaux et horizontaux à transmettre.
- Le dimensionnement est fait sur la base de guide technique de SETRA ; « Appareils d'appui à pot – utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires ». Les charges à prendre en compte sont celles définies au chapitre III.

#### VII.2.3.1 Conditions d'appuis

On a opté à une fixation sur 2 piles afin de minimiser les efforts sismiques à leur base :

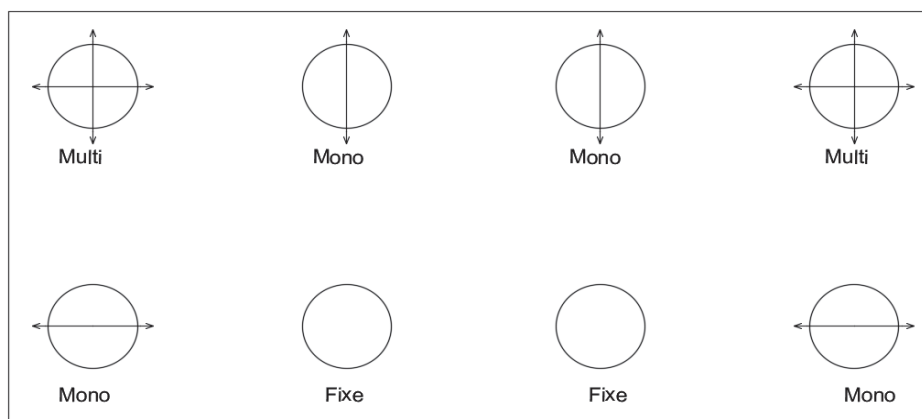


Figure. VII. 3 : Vue en dessus, Conditions d'appuis.

### VII.2.3.2 Descente des charges du tablier pour un appareil d'appuis à pot

Les valeurs affichées dans le tableau suivant sont basées sur les résultats des réactions d'appui obtenues à partir d'un calcul automatique réalisé à l'aide d'un logiciel robot :

**Tableau. VII. 1 : Descentes de charges du tablier pour une paire d'appareils d'appui à pot.**

Descentes des charges en MN (pour un appareil d'appui à pot)	C1	P2	P3	C4
ELU combinaison permanente	4,70	33,15	33,11	4,72
ELU combinaison fondamentale (réactions minimales)	3,72	32,82	32,65	3,74
ELU combinaison fondamentale (réactions maximales)	7,98	39,93	38,71	7,74

**Tableau. VII. 2 : Descentes de charges du tablier pour un appareil d'appui à pot.**

Descentes des charges en MN (pour un appareil d'appui à pot)	C1	P2	P3	C4
ELU combinaison permanente	2,35	16,58	16,56	2,36
ELU combinaison fondamentale (réactions minimales)	1,86	16,41	16,33	1,87
ELU combinaison fondamentale (réactions maximales)	3,99	19,96	19,35	3,89

Compte tenu des tableaux précédents, l'ouvrage étant symétrique, on peut évaluer les efforts verticaux à prendre en compte à l'ELU pour un appareil d'appui :

**Tableau. VII. 3 : Efforts maximaux pour un appareil d'appui à pot.**

Effort en MN	C1 et C4	P2 et P3
1,35 G	2,35	16,58
Effort minimal fondamental	1,87	16,41
Effort maximal fondamental	3,99	19,96

### VII.2.3.3 Efforts verticaux pour l'appareil d'appui à pot

- **Pression dans le PTFE :**

La norme limite la pression moyenne sous combinaisons fondamentales à  $f_{e,d \text{ moy}} = 40,00$  MPa. On peut donc en déduire la surface minimum  $S_p$  du pot pour chaque appui :

**Tableau. VII. 4 : La surface minimum  $S_p$  du pot.**

Appui	C1 et C4	P2 et P3
Surface $S_p$ du pot en $m^2$	0,09975	0,499

- **Pression dans l'élastomère :**

La pression moyenne  $f_{e,d}$  du coussin est limitée à  $f_u/\gamma_M$  sous combinaisons fondamentales.

Soit avec :  $f_u = 60,00$  MPa

$$\gamma_{M,Fond} = 1,30$$

D'où  $f_{e,d} = 46,15$  MPa. La contrainte limite  $f_{e,d}$  donne la surface  $S_c$  du coussin pour les différents appuis :

Tableau. VII. 5 : La surface minimum  $S_c$  de coussin.

Appui	C1 et C4	P2 et P3
Surface $S_c$ du coussin en $m^2$	0,08645	0,43250

- **Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissants :**

Pour le coefficient de frottement d'un appareil d'appui isolé, on a :

$$\mu_{\max} = 3,2 \%$$

$$PP = 0,3 \%$$

$$D'où H = (\mu_{\max} + PP) \times V = 3,5 \% \times V$$

Comme proposé dans le guide, on retient les charges verticales des combinaisons extrêmes de l'ELU :

- Effort horizontal maximal à retenir pour l'étude d'un appareil d'appui glissant :

$$C1 \text{ et } C4 : H = 3,5 \% \times V = 3,5 \% \times 3,99 = 0,14 \text{ MN}$$

- Effort horizontal maximal à retenir pour l'étude des piles (ou des culées) et des fondations :

$$C1 \text{ et } C4 : H = 3,5 \% \times V = 3,5 \% \times 7,98 = 0,28 \text{ MN}$$

- Variations de longueur du tablier :

Calculons les coefficients de frottement maximum et minimum  $\mu_a$  et  $\mu_r$ . Il y a quatre appareils d'appui à pot glissants d'où  $n = 4$  et donc  $\alpha = (16 - 4) / 12 = 1$ . On a donc :

$$\mu_a = 0,5 \mu_{\max} \times (1 + 1) = \mu_{\max} = 3,2 \%$$

$$\mu_r = 0,5 \mu_{\max} \times (1 - 1) = 0 \mu_{\max} = 0 \%$$

$$\text{Soit } \Delta\mu = \mu_a - \mu_r = \mu_{\max} = 3,2 \%$$

Par simplification pour l'appui fixe, on retient ici ce coefficient, soit  $3,5 \% - PP = 3,2 \%$ . L'effort longitudinal, dû aux variations de longueur du tablier, que doivent reprendre les appareils d'appui à pot fixes de la pile P3 et P2 à l'ELU vaut :

$$HP2 = [\mu_a \times VC1] - [\mu_r \times VC4] = [3,2 \% \times 3,99] - [0 \% \times 3,87] / 2 = 0,12768 \text{ MN}$$

$$HP3 = [\mu_a \times VC1] - [\mu_r \times VC4] = [3,2 \% \times 3,99] - [0 \% \times 3,87] / 2 = 0,12768 \text{ MN}$$

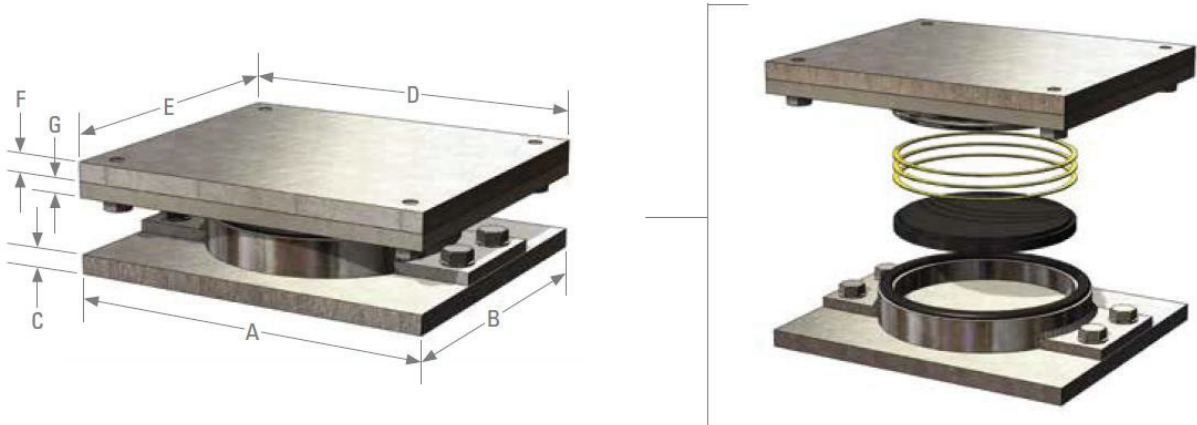
Tableau. VII. 6 : Résultats finaux – Choix des appareils d'appuis commerciaux.

Appuis	$S_p$ ( $m^2$ )	$S_c$ ( $m^2$ )	V max (MN)	H max (MN)	Appareil d'appui 1	Appareil d'appui 2
C1/C4	0,09975	0,08645	3,99	0,14	Mono	Multi
P2 /P3	0,499	0,43250	19,96	0,12768	Fixe	Mono

### VII.2.3.4 Choix des appareils d'appui

Pour notre ouvrage on utilise des appareils d'appui à pot de type GOODCO-Z-TECH, Les appareils choisis sont les suivantes :

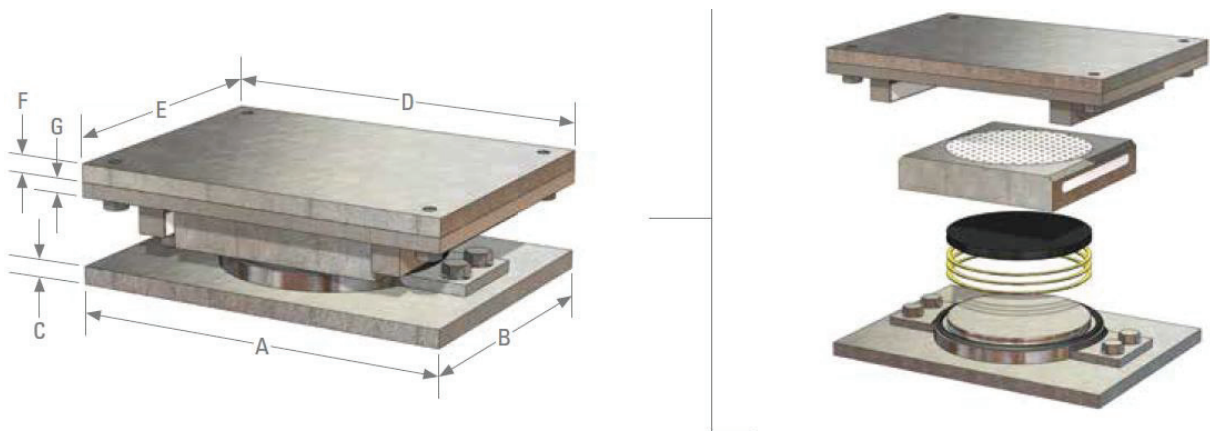
- Appareil d'appui fixe :



Modèle n°*	Capacité de charge (ÉLUT)		Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de boulonnerie				Hauteur totale
	Verticale maximale kN	Horizontale kN	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	G mm	H mm
PF 15000	15 000	1 000	1 235	1 060	41	1 235	1 060	41	35	322
<b>PF 20000</b>	20 000	1 250	1 365	1 225	41	1 365	1 225	41	35	355

Figure. VII. 4 : Appareil d'appui fixe (P2/P3) - (Type GOODCO-Z-TECH).

- Appareil d'appui mono (à guidage latéral PMG) :



Modèle n°*	Capacité de charge (ÉLUT)		Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de glissement				Hauteur totale
	Verticale maximale kN	Transversale kN	A mm	B mm	C mm	D mm	E'' mm	F mm	G mm	H mm
PMG 4000	4 000	400	750	550	28	750	550	31	31	206
PMG 20000	20 000	1 250	1 435	1 225	47	1 435	1 225	69	66	382

Figure. VII. 5 : Appareil d'appui mono (C1/C4) - (Type GOODCO-Z-TECH).

- Appareil d'appui multidirectionnelle :

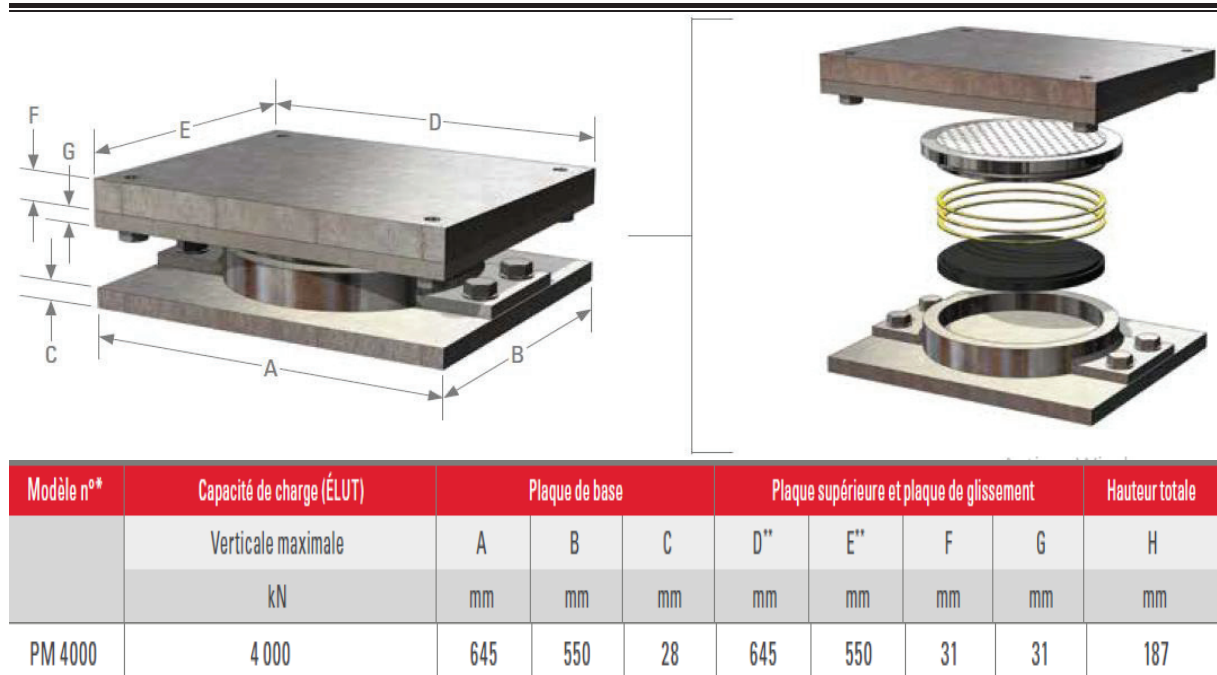


Figure. VII. 6 : Appareil d'appui multi (C1/C4 et P2/P3) - (Type GOODCO-Z-TECH).

**VII.3 DES D'APPUIS**

Le dé d'appui joue un rôle essentiel en transférant les charges concentrées du tablier vers l'élément porteur, tout en permettant de compenser le déséquilibre du tablier.

**VII.3.1 Dimensionnement Des Dés D'appuis Au Niveau De La Pile**

$A = b + 200 = 1225 + 200 = 1425 \text{ mm} ;$   
 $B = a + 200 = 1365 + 200 = 1565 \text{ mm} ;$   
 $h \geq 2 B_0 / P_0 \rightarrow h \geq 0,75 \text{ m. On prend } h = 0.8 \text{ m.}$   
 $B_0 = A \times B = 2,23 \text{ m}^2 ;$   
 $P_0 = 2 (A + B) = 5,98 \text{ m.}$

**VII.3.2 Ferrailage Des Dés D'appuis Au Niveau De La Pile**

La section d'armatures est évaluée suivant le guide SETRA (P.P.73).

$A_s = \frac{0,04 \cdot N}{\sigma_s} = \frac{0,04 \cdot 19,96}{434,78} = 18,36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 12\text{HA}14.$

**VII.3.3 Dimensionnement Et Ferrailage Des Dés D'appuis Au Niveau De La Culée**

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile. On trouve :

$(A \times B \times h) = (950 \times 750 \times 450) \text{ mm}^3$

$A_s = \frac{0,04 \cdot N}{\sigma_s} = \frac{0,04 \cdot 3,99}{434,78} = 3,67 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 8\text{HA}8.$

### VII.4 JOINT DE CHAUSSEE

Il est nécessaire de permettre aux tabliers de pont de se dilater librement en raison des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations causées par l'utilisation. Ainsi, il est important de créer un espace libre à une ou aux deux extrémités du tablier de manière à accommoder ces variations dimensionnelles longitudinales.

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- La température.
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).
- L'action sismique.

$$W = WD + 0,4WT + \frac{WS}{3} = 7.54 \text{ cm}$$

W : souffle total du joint.

WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

WT : souffle thermique.

WS : souffle sismique.

Les souffles WT, WD sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui. Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques ( $Ws = 3,9 \text{ cm}$ ).

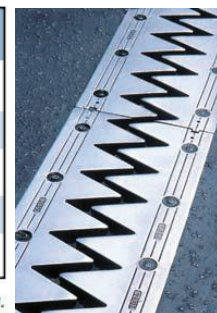
#### VII.4.1 Type De Joint Chaussé

La sélection du joint de chaussée est basée sur le calcul du souffle, et après avoir consulté le catalogue de joints de chaussée CIPEC, il est observé que pour un souffle de 7,54 cm, il est recommandé d'utiliser les joints de la famille WD (souffles moyens). Ces joints sont spécifiquement conçus pour une circulation lourde et intense, et ils se caractérisent par leur robustesse exceptionnelle.

Tableau. VII. 7 : Capacité de souffle des joints Wd en fonction du biais.

Type	Droit (100 gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Dimensions en mm.



Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint Wd80. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 5 à 85 mm.

### VII.5 CALCUL SISMIQUE

Il est nécessaire de réaliser une vérification rigoureuse des structures en termes d'actions sismiques pour garantir un niveau de risque de défaillance suffisamment faible en cas de séisme potentiel.

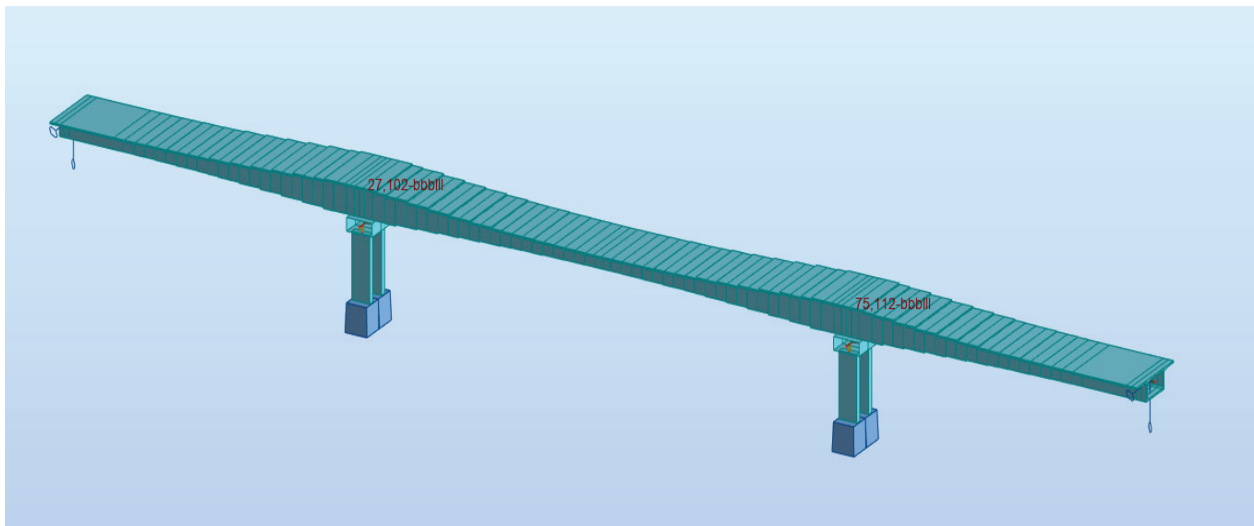
**VII.5.1 Caractéristiques de L’ouvrage Relatives à L’étude Sismique**

Le RPOA 2008 établit différentes classifications nécessaires pour définir la situation sismique de l'ouvrage étudié. Ces classifications sont indispensables pour choisir le modèle, la méthode de calcul et les paramètres à utiliser. Voici les classifications pertinentes :

- Le pont est classé dans le groupe 2 (pont important) en termes de risque sismique.
- L'ouvrage se situe dans une zone sismique de niveau III (sismicité très élevée).
- Le coefficient d'accélération de la zone A est de 0.3, selon le tableau 3.1 du RPOA.
- Le sol est de catégorie S2, ce qui correspond à un site ferme.
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé) est représenté par  $\xi$  en pourcentage,  $\xi = 5 \%$ .
- Les translations des appareils d'appuis glissants sont totalement libérés dans la direction considérée.

**VII.5.2 Spectre De Réponse**

Pour effectuer notre calcul multimodal, nous avons besoin d'un logiciel de calcul. À cette fin, nous utiliserons le modèle longitudinal existant, en prenant en compte les piles et les appareils d'appui, et en appliquant une analyse spectrale multimodale.



**Figure. VII. 7: Modèle de calcul multimodal.**

Le spectre de réponse élastique Sae constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

**VII.5.2.1 Spectre de réponse de la composante horizontale**

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul.

A : coefficient d'accélération de zone : A = 0.3

g : accélération de la pesanteur g = 9.81 m/s<sup>2</sup>

S : coefficient du site S = f (S2) = 1.1 (RPOA, tableau 3.3).

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) : (T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>) = f (S2) = (0.15 ; 0.40)

η : facteur de correction de l'amortissement : η = √ 7/(2 +ξ) = 1

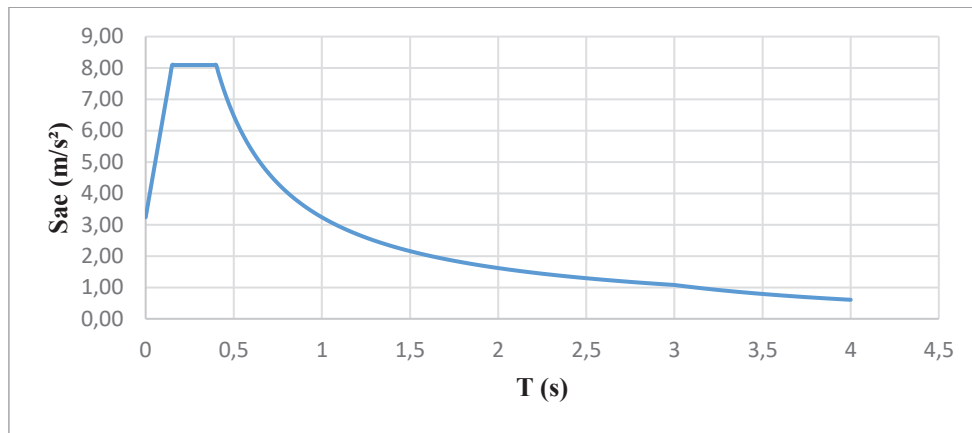


Figure. VII. 8 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

VII.5.2.2 Spectre de réponse de la composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae(T, \xi) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de sismicité très élevée α (zone) = 1.

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

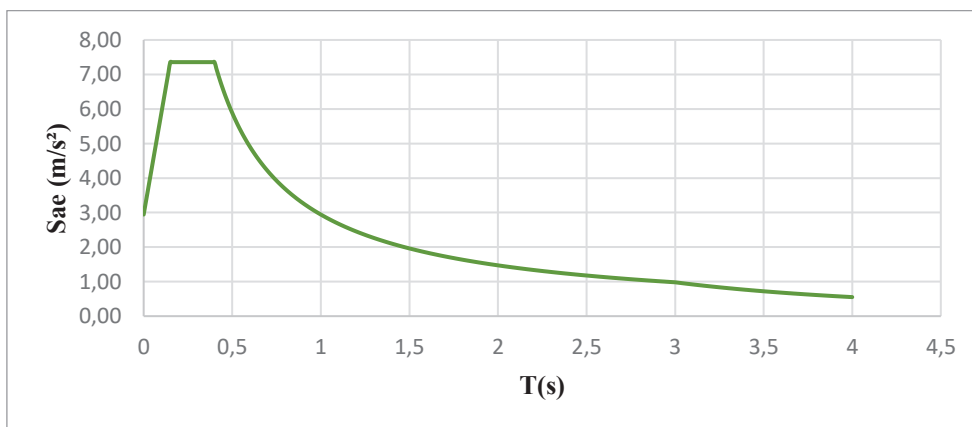


Figure. VII. 9 : Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

### VII.5.3 Modes Significatifs

Il est nécessaire de prendre en compte tous les modes qui contribuent de manière significative à la réponse structurale globale. En d'autres termes, il est important de considérer les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives, représentée par  $\Sigma(M_i)c$ , atteint au moins 90% de la masse totale du pont MT (ou 70% si l'on inclut le mode résiduel qui prend en compte les modes négligés).

Cependant, cette condition n'est pas pertinente pour la direction verticale, car cette méthode ne permet pas de mobiliser une masse vibrante suffisante (masse modale < 70%). Néanmoins, afin de ne pas négliger l'effet du séisme vertical, nous examinons les 30 premiers modes pour lesquels la participation dépasse 90% dans toutes les directions.

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en Annexe C) :

**Tableau. VII. 8 : Modes propres.**

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masse cumulée (U <sub>x</sub> )	Masse cumulée (U <sub>y</sub> )	Masse Cumulée (U <sub>z</sub> )	Masse modale U <sub>x</sub> (%)	Masse modale U <sub>y</sub> (%)	Masse modale U <sub>z</sub> (%)
1	1,38	0,72	0,00	0,00	5,16	0,00	0,00	5,16
2	1,40	0,71	0,00	0,00	5,16	0,00	76,92	0,00
3	2,17	0,46	0,00	76,92	5,16	99,94	0,00	0,00
4	2,22	0,45	99,94	76,92	5,16	0,00	0,00	0,00
5	2,76	0,36	99,94	76,92	5,16	0,00	0,00	0,00
6	3,39	0,29	99,94	76,92	5,16	0,00	15,38	0,00
7	3,60	0,28	99,94	92,30	58,20	0,00	0,00	53,03
8	5,41	0,18	99,94	92,30	58,20	0,00	0,00	0,00
9	5,86	0,17	99,94	92,30	58,20	0,00	0,00	0,00
10	8,40	0,12	99,94	92,30	58,20	0,00	0,00	0,00
...	...	...	...	...	...	...	...	...
30	36,19	0,03	99,95	95,5	94,91	0,00	0,00	2,77

### VII.5.4 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

Selon RPOA, une méthode est utilisée pour prendre en compte l'incertitude directionnelle des séismes en combinant les forces sismiques orthogonales. Cette combinaison permet de déterminer l'effet probable de l'action sismique maximale résultant de l'occurrence simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y, ainsi que de l'axe vertical Z.

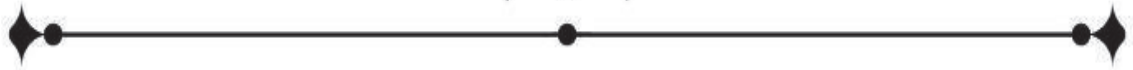
$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

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

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

## VII.6 CONCLUSION

Les équipements du pont jouent un rôle essentiel dans la conception, le calcul et la résilience de la structure. Ils sont responsables de garantir le bon fonctionnement du pont et la sécurité des usagers, en particulier dans des situations sismiques.



# **Chapitre VIII**

## **Etude de l'Infrastructure**



### VIII.1 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une étape essentielle du projet, étroitement liée à l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations nécessite une réflexion approfondie qui suit un processus progressif et itératif. Cela nous conduit à examiner les appuis et les fondations situés sous l'ouvrage.

### VIII.2 ETUDE DE LA PILE

La pile, en tant qu'appui intermédiaire, joue un rôle essentiel dans la transmission des charges et des surcharges du pont jusqu'au sol de fondation. Elle contribue à la résistance globale de la structure.

#### VIII.2.1 La Géométrie de la Pile

Le choix du type de fondation dépend principalement des caractéristiques géométriques et mécaniques du site où la structure sera construite. Dans notre cas, les piles sont composées de deux fûts rectangulaires surmontés par un chevêtre, comme expliqué dans le procédé de construction, chapitre II.

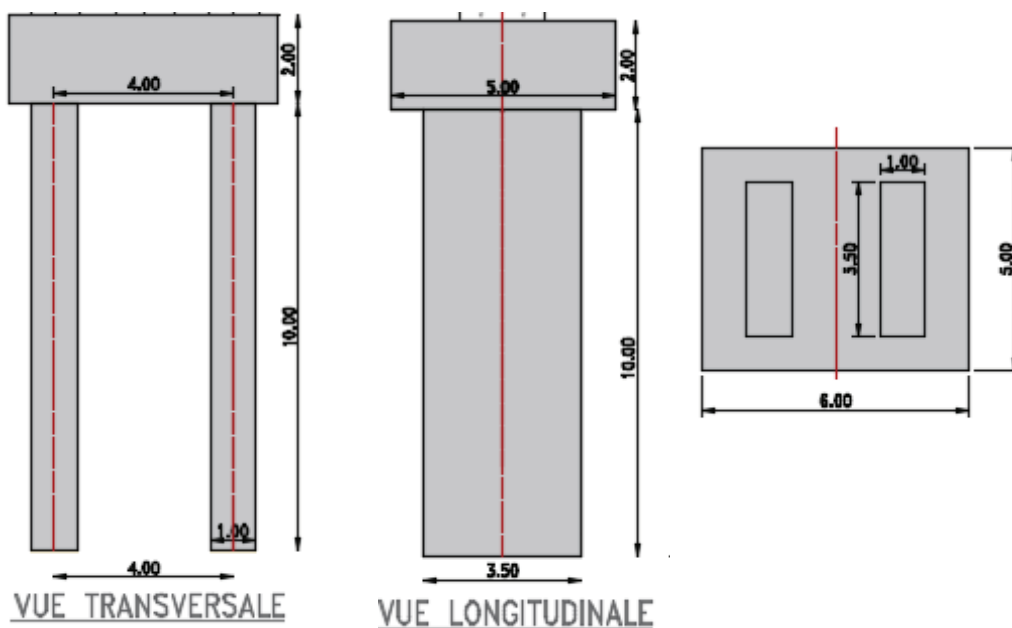


Figure. VIII. 1 : Dimensions des piles.

Tableau. VIII. 1 : Implantation et hauteurs des piles.

Implantation	Caractéristiques	Section de fût	Section de chevêtre
P1 (PK8+238,5)	Hauteur	10 m	2 m
	Longueur	3,5 m	5 m
P2 (PK8+333,5)	Largeur	1 m	ep = 2 m
	Section	3,5 m <sup>2</sup>	10 m <sup>2</sup>
	Inertie Ix	3,57 m <sup>4</sup>	20,83 m <sup>4</sup>
	Inertie Iy	0,29 m <sup>4</sup>	3,33 m <sup>4</sup>

### VIII.2.2 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élanement  $\lambda$  doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

- $l_f$  : longueur du flambement de la pile la plus haute :  
 $l_f = 0.7 \times 10 = 7$  (10 est la hauteur du fût).
- $i$  : rayon de giration de la section :  $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$  (transversal) et  $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$  (longitudinal)

Tableau. VIII. 2 : Vérification du flambement des piles.

Appuis	Pile 01/02
$l_f$	7
$i_x$	1,01 m <sup>3</sup>
$i_y$	0,29 m <sup>3</sup>
$\lambda_x$	6,93 m <sup>-2</sup>
$\lambda_y$	24,14 m <sup>-2</sup>

$\lambda < 70 \rightarrow$  Pas de risque de flambement

### VIII.2.3 Efforts sismiques

Selon les résultats de l'étude sismique menée dans le chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont présentées dans l'Annexe C. Voici les résultats max :

Tableau. VIII. 3 : Réactions et moments dus au séisme à la base de fût.

Réactions	Rv (KN)	RL (KN)	RT (KN)	ML (KN.m)	MT (KN.m)
Pile 03	4 864.31	10 883.16	5 449.11	119 450.45	28 044.43

### VIII.2.4 Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

- ELS ; G + 1.2 A(l) + 0.6ΔT + D
- ELU ; 1.35G + 1.6 A(l) + 0.9 ΔT + D
- ELA (ΨQ = 0) ; G + E + 0.4 ΔT + D

Tableau. VIII. 4 : Combinaison des efforts à la base de fût.

Réactions	Combinaison	Pile 03
Rv (KN)	ELS	15 867,14
	ELU	21 386,91
	ELA	20 049,93
RL (KN)	ELS	2 672,19
	ELU	1 145,22
	ELA	14 573,32
RT (KN)	ELA	1 505,16
ML (KN.m)	ELS	29 394,04
	ELU	12 597,44
	ELA	160 042,23
MT (KN.m)	ELA	8 991,05

VIII.2.5 Ferrailage des éléments de la pile

- Ferrailage de chevêtre

Les diagrammes suivants présentent les résultats de calcul des efforts internes principalement appliqués au chevêtre, comprenant un moment longitudinal et un effort tranchant.

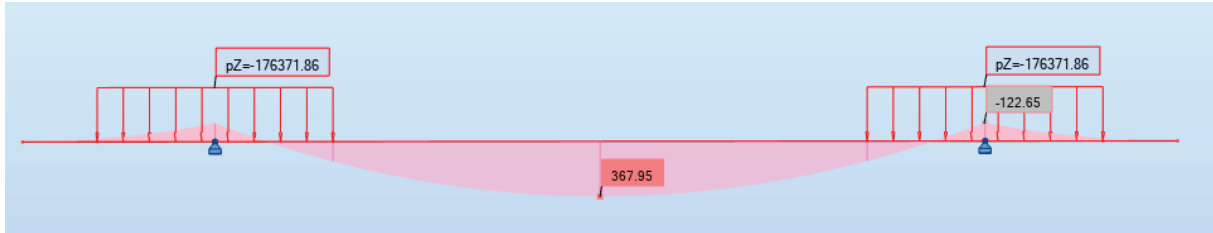


Figure. VIII. 2 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(I).

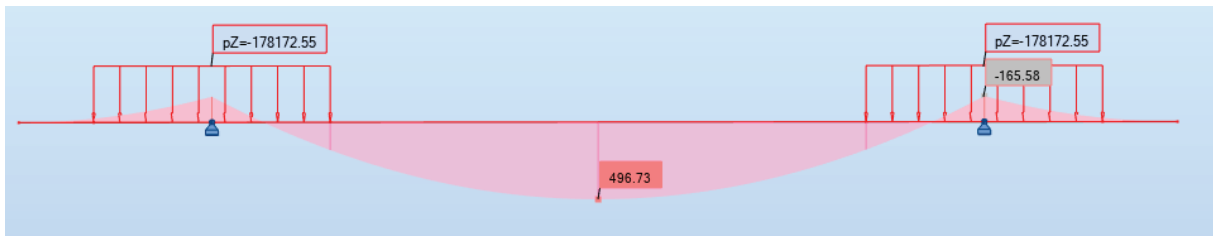


Figure. VIII. 3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(I).

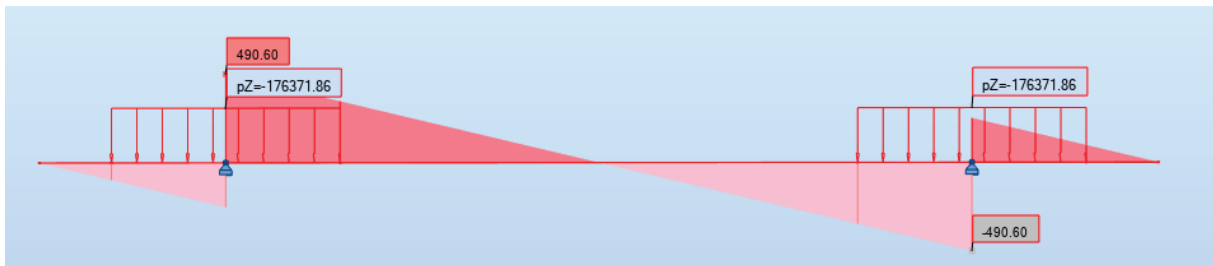


Figure. VIII. 4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(I).

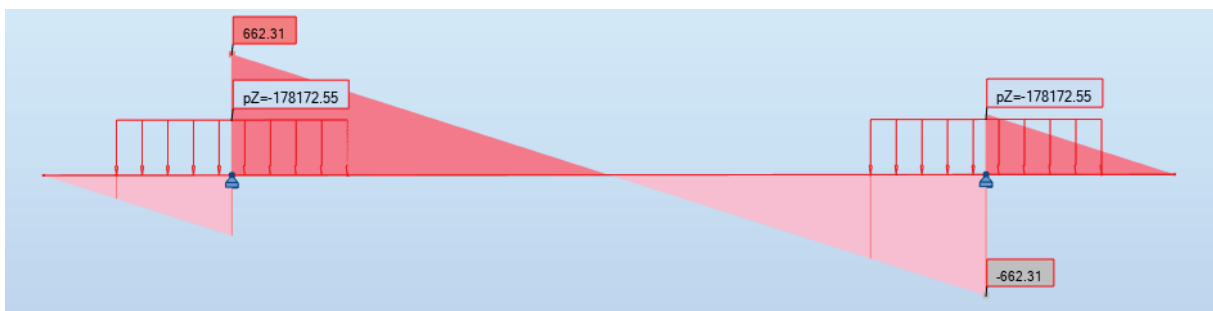


Figure. VIII. 5 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(I).

Les résultats de ferrailage sont donnés au tableau ci-dessous (ANNEXE D) :

Tableau. VIII. 5 : Ferrailage de chevêtre.

Armature		Effort ELS	Effort ELU	As (cm <sup>2</sup> )	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	Nappe sup	122,65	165,58	20.5	HA20	15
	Nappe inf	367,95	496,73	20.5	HA20	15
Transversale		490,6	662,31	1.01	HA8	15

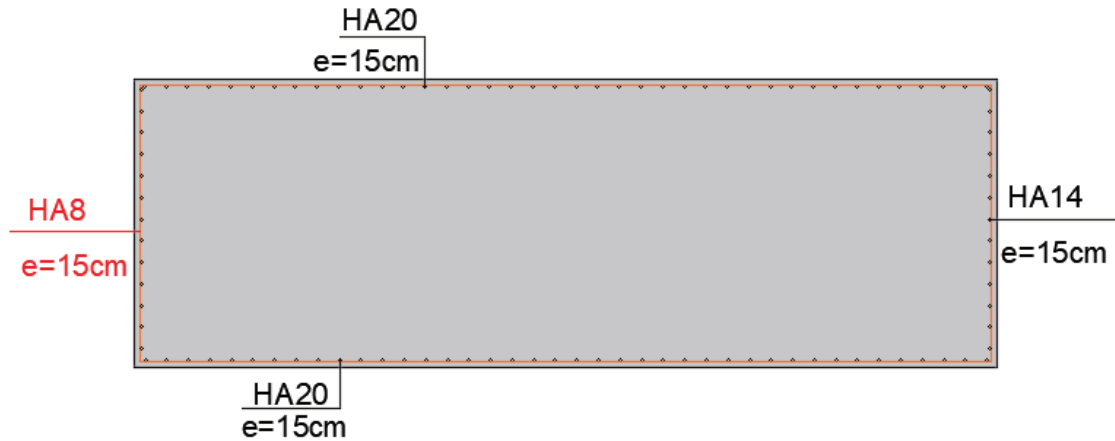


Figure. VIII. 6 : Ferrailage de chevêtre (coupe transversale).

- Ferrailage des fûts

La colonne est un élément structural qui est fixé à sa base dans la semelle et est soumis à des forces de flexion composée déviée. Les informations de renforcement obtenues sont présentées dans l'Annexe D.

Tableau. VIII. 6 : Ferrailage des fûts.

Arm	Efforts	ELS	ELU	ELA	As <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ø (mm)	e (cm)	As <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ø (mm)	e (cm)
Long	Rv (KN)	15 867,2 7	21 384,39	20 047,75	377,4	HA40	10	93,8	HA32	10
	ML (KN.m)	29 394,0 4	12 597,44	78 857,85						
	MT (KN.m)	0	0	8 990,29						
Trans	RL (KN)	2 672,19	1 145,22	7 192,92	6,16	HA14	25	/	/	/
	RT (KN)	166,75	224,72	1 505,04						

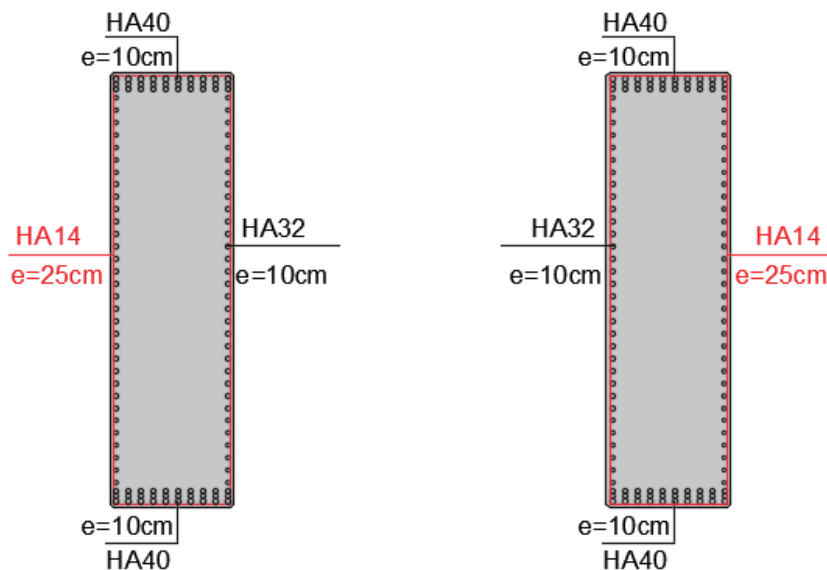


Figure. VIII. 7 : : Ferrailage des fûts.

VIII.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée joue un rôle essentiel dans la structure globale du pont. Elle agit comme un appui extrême pour le tablier du pont, mais sa fonction principale est d'assurer la connexion de l'ouvrage avec le terrain, créant ainsi une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Il existe deux types de culées :

Culée à mur de front (remblai) : Cette configuration est utilisée lorsque la culée est soutenue par un remblai de terre.

Culée enterrée : Dans ce cas, la culée est partiellement ou totalement enterrée dans le sol.

VIII.3.1 La Géométrie De La Culée

Après avoir analysé les données géotechniques du site, la décision a été prise d'opter pour une culée enterrée fondée sur des pieux. La culée est composée des éléments suivants :

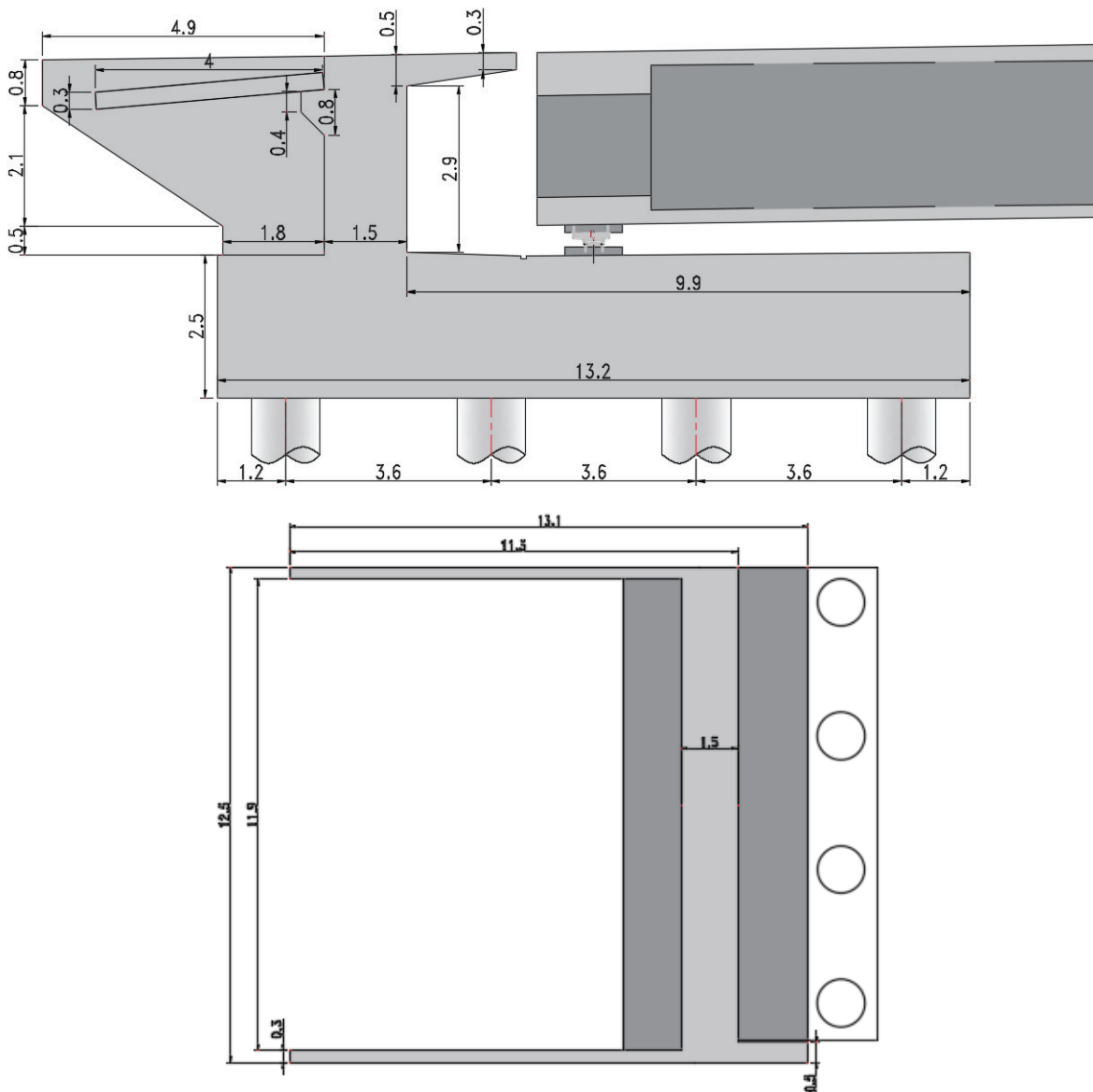


Figure. VIII. 8 : Dimensions de la culée.

- Deux murs en retour qui jouent un rôle de soutènement des terres du remblai.
- Un mur de garde-grève qui a pour objectif de protéger l'extrémité du tablier en retenant les terres et assurant la fixation du joint de chaussée.
- Un corbeau arrière sur lequel repose la dalle de transition.
- Un corbeau avant pour crier de l'espace entre le VSC et le mur garde grève permettant ainsi la visite des voussoirs pour toute éventuelle inspection du tablier.
- Une dalle de transition qui a pour fonction de limiter les tassements de la chaussée et d'assurer le confort des usagers lors du passage d'un milieu souple (la route) à un milieu rigide (le pont).

**VIII.3.2 Efforts sollicitant la culée**

**VIII.3.2.1 Calcul du coefficient de poussée (La méthode de Monobe- Okabe RPOA)**

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh ; kv :

$$kh = A = 0.3 ; kv = 0.3 \times kh = 0.09$$

- kh : Coefficient sismique horizontal .
- A : coefficient d'accélération de zone.
- kv : Coefficient sismique vertical.

$$Kad = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$$

Avec :

- $\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;
- $\beta = 0^\circ$  : angle de talus avec l'horizontale ;
- $\theta = \arctg\left(\frac{Kh}{1+Kv}\right)$ .

Les coefficients de poussée sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau. VIII. 7 : Calcul des coefficients de poussée possibles.**

Action du séisme		kH	kV	θ (°)	Kad
Normal		0	0	0	0.33
Conditions sismiques	Séisme « horizontal »	0.3	0	16.7	0.57
	Séisme « horizontal ; 1+kv »	0.3	0.09	15.39	0.54
	Séisme « horizontal ; 1-kv »	0.3	-0.09	18.25	0.6

**VIII.3.2.2 Evaluation des efforts issus du remblai et des surcharges**

- **Evaluation des charges statiques dues au remblai**

La culée est sollicitée par le poids propre du remblai d'accès ainsi que par une poussée statique qui s'applique à une hauteur H/3, suivant un diagramme de pression triangulaire.

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2$$

Avec :

$\gamma$  : est la masse volumique de remblai ;  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

$H$  : est la hauteur totale de la culée ;  $H = 6.01 \text{ m}$

$K_a$  : coefficient de poussée dans le cas normal (voir tableau VIII.11).

**Tableau. VIII. 8 : Evaluation des charges statiques dues au remblai.**

Poids (KN)	$d_v$ (m)	$M_v$ (KN.m)	$F_h$ (KN)	$d_h$ (m)	$M_h$ (KN.m)
1 338.814	5.69	7 263.812	1 276.59	2.003	2 557.01

- Evaluation des charges Sismiques dues à la poussée des terres :**

La formule suivante permet de calculer la valeur totale de la poussée dynamique globale, qui englobe à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, lors d'un séisme. Cette poussée est appliquée à mi-hauteur du mur.

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad}$$

**Tableau. VIII. 9 : calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres.**

Cas	$K_{ad}$	$F_{ah}$ (KN)	$d_h$ (m)	$M_h$ (KN.m)
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0,54	2 276.97	3.005	6 842.29
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0,6	2 112.18	3.005	6 347.10

- Evaluation des efforts dus aux surcharges :**

Selon SETRA, une surcharge sur remblai  $q = 10 \text{ KN/m}^2$  est appliquée sur le remblai d'accès. Cette surcharge provoque une poussée appliquée à mi-hauteur selon un diagramme rectangulaire. Elle est donnée par :

$$F_{ah} = \frac{q \times H \times K_a}{\cos \beta}$$

**Tableau. VIII. 10 : Evaluation des efforts dus à surcharge sur remblai.**

Poids (KN)	$d_v$ (m)	$M_v$ (KN.m)	$F_{ah}$ (KN)	$d_h$ (m)	$M_h$ (KN.m)
556.325	5.66	3 148.8	236.05	2.003	472.81

### VIII.3.2.3 Evaluation des efforts issus de la culée

- Efforts statiques dus au poids propre des éléments de la culée :**

Pour calculer les efforts des éléments de béton armé, il suffit de multiplier leur volume par le poids volumique du béton armé, qui est généralement considéré comme  $\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3$ . De plus, il est nécessaire de prendre en compte les excentricités de ces éléments par rapport au centre de la semelle, du côté du tablier.

Tableau. VIII. 11 : Efforts statiques dus au poids propre des éléments de la culée.

Elément	P (KN)	dh (m)	Mv (KN.m)
Semelle	10 312.50	0.00	0.00
Dalle de transition	375.00	6.74	2 527.50
Mur en routeur	181.34	6.74	1 222.21
Corbeau arrière	72.63	4.90	355.86
Corbeau avant	255.72	2.42	618.84
Mur garde-grève	1 566,0	4.01	6 279.66
<b>Total</b>	<b>12 763.19</b>	<b>24.81</b>	<b>11 004.07</b>

- Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée :

Pour générer ces efforts, on accélère les masses en utilisant les coefficients sismiques  $k_h$  et  $k_v$ . L'effort résultant sera considéré comme agissant au niveau du centre de gravité de l'appui.

Tableau. VIII. 12 : Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée.

$F_v(\text{KN}) = P_{\text{tot}} \times K_v$	dv (m)	Mv (KN.m)	$F_{hc}(\text{KN}) = P_{\text{tot}} \times K_v$	dh (m)	Mh (KN.m)
1 148.687	2.406	2763.741	3828.957	2.001	7661.743

Avec :  $K_h=0.3$  ;  $K_v=0.09$

#### VIII.3.2.4 Evaluation des efforts issus du tablier

Les charges statiques et dynamiques issues du tablier sont :

**NB** : En raison de la présence d'appareils d'appui à pot glissant dans notre disposition, il convient de prendre en compte uniquement Effort horizontal maximal sur l'appui culée, à savoir  $H_c(\text{max})$ , comme indiqué dans le chapitre VII.

Tableau. VIII. 13 : Evaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier.

Charge	N (KN)	dv (m)	Mv (KN.m)	N (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
G (Tablier)	3484.26	1	3484.26	/	/	/
A(l)	1804.41	1	1804.41	/	/	/
Bc	1983.53	1	1983.53	/	/	/
Bt	782.51	1	782.51	/	/	/
Mc 120	1058.43	1	1058.43	/	/	/
D240	1933.81	1	1933.81	/	/	/
St	26.75	1	26.75			
Hc	/	/	/	280	4,79	1341.2

**VIII.3.3 Vérification de la Stabilité de la Culée**

La vérification de la stabilité de la culée sera effectuée à la fois dans des conditions normales et dans des conditions sismiques.

**VIII.3.3.1 Vérification du tiers central**

- On vérifie que :  $E < E_{max}$
- Telle que :  $E_{max} = B/6$  ;  $\bar{X} = \frac{M_s - M_r}{(1 + K_h) \times P}$  ;  $E = \frac{B}{2} - \bar{X}$

**B** : largeur de la semelle.

**Ms et Mr** : sont les moments stabilisants et renversants par rapport au point déjà défini.

**P** : l'effort normal.

- **Application numérique :**

$$\begin{aligned} N_{culée} &= 12\,763.19 \text{ KN} ; N_{remblai} = 1\,338.814 \text{ KN} \rightarrow N = 14\,102.004 \text{ KN} \\ M_s &= 93\,073.23 \text{ KN.m} ; M_r = 4\,230.6 \text{ KN.m} \rightarrow \bar{X} = 4.9 \text{ m} \\ B &= 13.2 \text{ m} \rightarrow e_0 = 1.7 \text{ m} < B/6 = 2.2 \text{ m} \checkmark \end{aligned}$$

**VIII.3.3.2 Vérification au renversement et au glissement à l'état normal**

Deux conditions nécessaires sont à vérifier :

- **Stabilité au renversement :**  
 $M_s/M_r \geq 1,50$  Condition normale.  
 $M_s/M_r \geq 1,00$  Condition sismique.
- **Stabilité au glissement :**  
 $V/H \times \text{tg}(\phi) \geq 1,50$  Condition normale.  
 $V/H \times \text{tg}(\phi) \geq 1,00$  Condition sismique.

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée tout en vérifiant les deux conditions précédentes :

**Tableau. VIII. 14 : Vérification de stabilité au glissement et renversement aux états normaux.**

Combinaison	N (KN)	H (KN)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms /Mr	N.tgφ/ H
<b>En construction (G +1.2Qr)</b>	18 915.40	1 559.85	124 841.60	3 124.38	39.957	7.001
<b>ELS (G+1.2Bc+Hc)</b>	20 628.04	1 556.59	136 145.07	3 117.86	43.66	7.651
<b>ELU (1.35G+1.6Bc+Hc)</b>	27 808.18	2 003.40	183 534.02	4 012.81	45.74	8.014

⇒ La stabilité de la culée est assurée aux états limites ultime et de service ✓

**VIII.3.3.3 Vérification au renversement et au glissement à l'état accidentel**

Il existe deux cas distincts en fonction du séisme prépondérant lorsqu'il s'agit des combinaisons les plus défavorables pour l'effet de la charge sismique à l'état limite ultime (ELU). Ces cas se produisent lorsque les séismes horizontal et vertical ascendant se produisent simultanément.

- G + Hc - EH - 0.3EV
- G + Hc - EV - 0.3EH

**Tableau. VIII. 15 : Vérification de stabilité au glissement et renversement à l'ELA.**

Combinaison	N (KN)	H (KN)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	N.tgφ/ H
G + 0.4T + D - EH - 0.3EV	17 876.45	8 498.12	117 984.56	17 021.72	6.931	1.215
G + 0.4T + D - EV - 0.3EH	17 072.37	5 817.85	112 677.63	11 653.14	9.669	1.694

⇒ La stabilité de la culée est assurée sous séisme ✓

### VIII.3.4 Calcul du Sommier

Il est possible qu'il se produise des efforts significatifs localisés dans la partie supérieure des piles en raison des charges verticales provenant du tablier. Sous l'impact de ces charges, il existe un risque de fissuration du béton, à la fois le long de plans verticaux et le long de plans obliques aux extrémités. Par conséquent, il est nécessaire de déterminer les armatures de renforcement du sommier conformément aux recommandations du SETRA (PP73).

- **Armatures de chaînage**

La disposition des armatures de chaînage sera généralement réalisée en une seule couche, avec des extrémités ancrées. La section des armatures est calculée de manière à équilibrer une force égale à 0,25 fois la valeur de descente de charge localisée la plus élevée.

$$A_c = \frac{0,25 \times R}{\sigma_s}$$

Avec :

- **R** : Effort maximal sur pile (R = 19,96 MN).
- **R** : Effort maximal sur culée (R = 3,99 MN).
- **σs** : contrainte de traction (σs = 434,78 MPa).

- **Armatures horizontales**

Afin de restreindre la propagation de fissures potentielles, des armatures horizontales sont positionnées sous le chaînage, sur une hauteur équivalente à la moitié de l'espacement entre les appareils d'appui. Ces armatures doivent supporter 12,5% de la même valeur de descente de charge.

$$A_h = \frac{0,125 \times R}{\sigma_s}$$

- **Frettes inférieures (d'éclatement)**

Elles sont placées à une profondeur comprise entre un tiers de l'épaisseur de l'appui (E/3) et l'épaisseur totale de l'appui (E), mesurée à partir de sa face supérieure.

$$A_i = \frac{0,1 \times R}{\sigma_s}$$

Les résultats de calcul et le ferrailage choisis sont données au tableau suivant :

Tableau. VIII. 16 : Ferrailage des sommiers.

Armatures		Appui de rive	Appui intermédiaire
De chainage	As (cm <sup>2</sup> )	22,94	114,77
	Ø (mm)	12HA16	24HA25
Horizontales	As (cm <sup>2</sup> )	11,47	57,39
	Ø (mm)	8HA14	19HA20
D'éclatement	As (cm <sup>2</sup> )	9,18	45,91
	Ø (mm)	9HA12	15HA20

#### VIII.4 CONCLUSION

Lors de la conception d'une infrastructure de pont, il est essentiel de prendre en compte l'effet sismique, qui revêt une importance capitale, en particulier lorsque l'ouvrage est situé dans une zone présentant un niveau élevé ou même modéré de séismicité. Le dimensionnement de l'infrastructure doit donc être réalisé en prenant en considération ces contraintes sismiques.



# **Conclusion Générale**



### CONCLUSION GENERALE

En conclusion, ce projet de fin d'études a été une occasion précieuse de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics. Nous avons pu développer nos compétences dans divers domaines de l'ingénierie civile, tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, les procédés de précontrainte et la dynamique des structures.

L'étude approfondie du pont nous a permis de comprendre les enjeux complexes auxquels un ingénieur est confronté lors du choix de la meilleure solution possible. Nous avons également appris à résoudre efficacement les problèmes, en utilisant des logiciels spécialisés tels que Robot structural analysis 2020, AutoCAD 2016, Robot Expert 2010, ARCGis, Excel et Word.

La consultation de références bibliographiques et l'interaction avec des ingénieurs et des chercheurs dans le domaine du génie civil ont été essentielles pour approfondir nos connaissances et développer notre compréhension des principes de calcul des structures d'ouvrages d'art.

De plus, nous avons réalisé l'importance de la surveillance et de la gestion rigoureuse lors de la construction d'un ouvrage en béton précontraint par encorbellements successifs. Le comportement réel de la structure doit être conforme aux prédictions de l'analyse, ce qui nécessite une vigilance constante.

Être les premiers, au niveau de l'école, à entamer un projet de fin d'études sur l'étude des ponts voussoirs basée sur la précontrainte extérieure, explique l'esprit de recherche et les difficultés de calculs qui se cache derrière ce mémoire, un pas courageux qui va ouvrir les portes aux élèves ingénieurs à développer ce sujet encore plus à l'avenir.

Enfin, ce projet de fin d'études nous a offert une expérience précieuse en termes d'organisation, de gestion du temps et d'application concrète des compétences acquises. Nous sommes reconnaissantes de cette opportunité qui nous a permis d'approfondir notre compréhension du génie civil et de nous préparer à relever de futurs défis dans notre carrière d'ingénieur.



# **Bibliographie**



### BIBLIOGRAPHIE

#### • Ouvrages :

- [1] A. BERNARD – GELY & J.A. CALGARO, *Conception des ponts*, Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, 1994.
- [2] Collectif Eyrolles, *Règles B.P.E.L 91 (Béton précontraint aux états limites)*, Eyrolles, 1993.
- [3] Document technique réglementaire, *Règles parasismiques applicables aux ouvrages d'art*, RPOA, 2008.
- [4] DTR, *Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes*, RCPR, Ministère des Travaux Publics, Algérie, Juin 2009.
- [5] Guide de conception, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*, Document SETRA – Juin 2003.
- [6] Guide technique : *Appuis des tabliers*, P.P.73 – 1.3.1 & 1.3.2, SETRA – Octobre 1977.
- [7] Guide technique, *Appareil d'appui a pot, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires*, Document SETRA, 2007.
- [8] Guide technique, *Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3*, Document SETRA, 1999.
- [9] J.P MOUGIN, *B.A.E.L 91 (Béton armé aux états limites) modifiée 99 et DTU associés*, Eyrolles, 2000.
- [10] Soletanche Freyssinet, *La Précontrainte Freyssinet*, octobre 2014.

#### • Thèses :

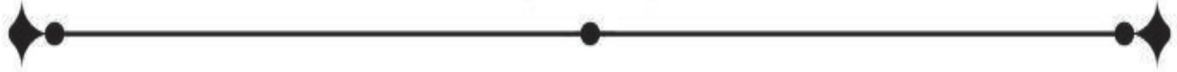
- [11] AIT ALI BELKACEM Mohamed Ilias, HEDDAD Bilal, *Conception et dimensionnement d'un pont construit par encorbellement successifs avec des voussoirs coulés sur place*, encadré par : Mr : DEHMOUS.H, Mr : HAMAIDI.Z, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, juin 2017.
- [12] BOUCHIKH Ilyas, BOUDJERDA Mounir, *Conception et étude du viaduc V29 du PK 29+725 au PK 29+885 de la liaison autoroutière reliant le port DjenDjen "w. Jijel" à l'autoroute est-ouest au niveau de la ville d'el Eulma*, encadré Par : Dr. AMIEUR Mohamed, Mr. CHAMI Said, ENSTP, 2022.
- [13] CHAMI Said, *Conception et étude du viaduc v18 du PK 32+700 au PK 33+500 relevant de la pénétrante de Tizi-Ouzou*, Encadré par : Mr. Y BABAKHOUYA, Mr. ZOURGUI, ENSTP, 2020.

#### • Sites Internet :

- [14] [www.freyssinet.com](http://www.freyssinet.com)
- [15] [www.infociments.fr](http://www.infociments.fr)
- [16] [www.setra.fr](http://www.setra.fr)
- [17] [www.techniques-ingenieur.fr](http://www.techniques-ingenieur.fr)

#### • Logiciels :

- [18] ArcGIS
- [19] AutoCAD 2016
- [20] Robot Expert
- [21] Robot structurel analysis



## **Annexe A**

# **Résultats des Essais Géotechniques**



- LITHOLOGIE

Tableau A. 1 : La lithologie des sondages

	PROFONDEURS	DESCRIPTIONS DU SOL
SC 01 Culée N°01	0.00 – 3.00 m 3.00 – 5.00 m 5.00 – 25.00 m	Argile sableuse tufeuse beige brunâtre à rougeâtre. Sable argileux brunâtre Sable graveleux grisâtre (Alluvions)
SP 01 Culée N°01	0.00 – 3.00 m 3.00 – 5.00 m 5.00 – 25.00 m	Argile sableuse tufeuse beige brunâtre à rougeâtre. Sable argileux brunâtre Sable graveleux grisâtre (Alluvions)
SP 02 Pile N°01	0.00 – 22.00 m 22.00 – 30.00 m	Alluvions plus moins argileuse compacte Sable marneux très compact.
SC 02 Pile N°02	0.00 – 5.00 m 5.00 – 11.50 m	Sable beige avec présence de débris de schiste. Sable graveleux, caillouteux grisâtre (Alluvions)
SP 03 Pile N°02	0.00 – 20.00 m 20.00 – 30.00 m	Sable graveleux, caillouteux cimenté compact Sable marneux grisâtre très compact.
SP 04 Culée N°02	0.00 – 8.20 m 8.20 – 16.00 m 16.00 – 20.00 m 20.00 – 25.00	Marne argileuse beige brunâtre. Marne grise bleuâtre. Marne grise peu sableuse caillouteuse. marne caillouteuse à débris de schistes grise bleuâtre indurée.



Figure A. 1 : Sp4 (C2) : Marne avec débris de schiste.



Figure A. 2 : SC2(Pile N°02) de 0.00 – 11.50m (Sable, gravier, cailloux à passer de galets.).



Figure A. 3 : Sondage SC 01 : de 0.00 à 25.0 m au droit de C1.



Figure A. 4 : Sondage SC 01 : de 0.00 à 25.0 m au droit de C1.



Gravier, cailloux cimentés par des sables de couleur marron

Figure A. 5 : Vue sur un affleurement au niveau d'un talus près de la pile n°02.

- Essais Pressiométriques :

Tableau A. 2 : Résultats des essais Pressiométriques.

N° du sondage	Profondeur (m)	E (bars)	PI (bars)	E/PI
SP1 Culée n°01	1.00	252,31	15,39	16,40
	2.00	211,82	16,75	12,65
	3.00	217,51	19,89	10,94
	4.00	164,94	16,28	10,13
	5.00	93,31	13,98	6,67
	6.00	353,70	15,68	22,56
	7.00	1416,26	44,80	31,61
	8.00	1656,67	58,58	28,28
	9.00	1688,56	49,96	33,80
	10.00	1313,10	50,09	26,21
	11.00	1713,75	50,16	34,16
	12.00	2232,61	50,23	44,45
	13.00	1122,58	55,37	20,27
	14.00	798,39	47,07	16,96
	15.00	1541,88	45,62	33,80
	16.00	1540,72	50,61	30,44
	17.00	1818,36	45,79	39,71
	18.00	1277,56	40,28	31,72
	19.00	1389,45	51,01	27,24
	20.00	970,66	51,20	18,96
	21.00	979,01	51,24	19,11
	22.00	1398,36	51,04	27,40
	23.00	1528,59	56,26	27,17
	24.00	1538,66	56,61	27,18
	25.00	1583,94	56,82	27,88

N° du sondage	Profondeur (m)	E (bars)	PI (bars)	E/PI
SP2 Pile N°01	2.00	54,1	3,85	14,6
	3.00	66,2	3,8	18,7
	4.00	206	18,7	11,2
	5.00	206	28,2	7,43
	6.00	819	48,7	17
	7.00	1050	50,7	21
	8.00	808	50,9	16,1
	9.00	838	51	16,7
	10.00	878	50	17,9
	11.00	636	50,3	12,9
	12.00	785	50,1	17,7
	13.00	852	50,5	17,3
	14.00	735	49,8	15,2
	15.00	857	49,8	17,7
	16.00	851	50,8	17,3
	17.00	901	51,9	17,9
	18.00	831	50,7	16,9
	19.00	734	50,2	15,1
	20.00	960	50	19,9
	21.00	819	50,6	16,8
	22.00	836	50,1	17,4
	23.50	1420	50,7	29,1
	25.00	1250	51,3	25,4
	27.00	1620	50	34,1
	28.50	917	50,5	19,1
	30.00	1030	50,5	21,6

N° du sondage	Profondeur (m)	E (bars)	PI (bars)	E/PI
SP3 Pile N°02	4.00	80,7	6,31	13,6
	5.00	84,7	9,66	9,2
	6.00	432	55,5	7,85
	7.00	452	44,7	10,2
	8.00	576	48,6	12
	9.00	977	50	19,8
	10.00	577	50	11,7
	11.00	432	55	8,01
	12.00	804	53,1	17
	13.00	872	50,4	17,7
	14.00	673	50,3	13,7
	15.00	857	50,2	17,5
	16.00	810	50,6	16,5
	17.00	662	50,2	13,6
	18.00	647	50,4	13,3
	19.00	845	50,3	17,4
	20.00	980	50,8	20
	21.00	998	50,6	20,5
	22.00	1220	50,8	25,1
	23.50	1510	50,1	31,5
25.00	1280	50,9	26,4	
27.00	1220	50,7	25,3	
28.50	1560	50,4	32,6	
30.00	1170	51,3	24	

N° du sondage	Profondeur (m)	E (bars)	PI (bars)	E/PI
SP4 Culée N°02	2.00	66,48	5,06	13,15
	3.00	188,78	8,74	21,60
	4.00	179,98	11,28	15,95
	5.00	154,75	10,70	14,47
	6.00	166,65	10,67	15,61
	7.00	110,35	12,55	8,79
	8.00	207,33	24,25	8,55
	9.00	301,60	28,36	10,63
	10.00	266,78	25,96	10,28
	11.00	221,42	24,87	8,90
	12.00	339,76	23,14	14,68
	13.00	697,49	23,06	30,25
	14.00	659,89	14,89	44,32
	15.00	318,63	14,59	21,84
	16.00	234,57	9,89	23,72
	17.00	212,73	9,39	22,65
	18.00	394,28	16,41	24,03
	19.00	337,55	16,52	20,43
	20.00	327,88	9,98	32,86
	21.00	481,00	29,98	16,04
	22.00	862,62	28,29	30,49
	23.00	844,90	25,05	33,73
	24.00	845,83	26,24	32,23
	25.00	727,34	27,80	26,16

- Essais de laboratoire

Tableau A. 3 : Caractéristiques physiques et mécaniques.

Sondage	Prof (m)	Wl (%)	Ip (%)
Culée N°02 SP4	0.00 – 6.00	58	32
	8.00 – 16.00	64	35

Tableau A. 4 : Résultats de l'analyse granulométrique.

Sondage	Prof (m)	20 mm	5 mm	2 mm	0.08 mm	20 µ	20 µ
Pile N°02 SP3	0.00 – 6.00	99	88	76	17	-	-
	6.00 – 11.00	100	92	81	18	-	-
Culée N°02 SP4	0.00 – 6.00	100	100	100	99	78	50
	8.00 – 16.00	100	100	100	99	71	36

- Analyses chimiques

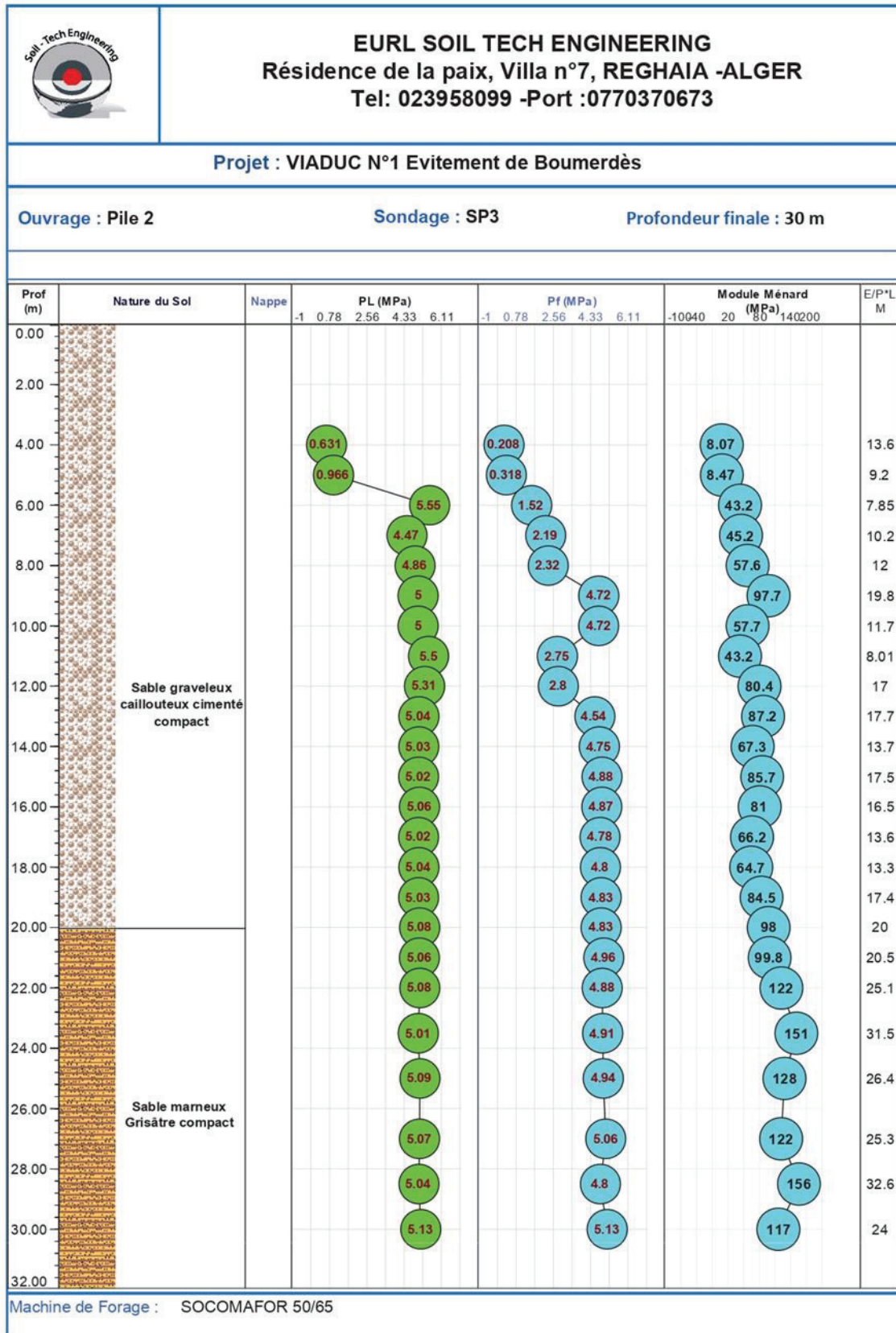
Tableau A. 5 : Résultats des analyses chimiques du sol exprimés en % poids.

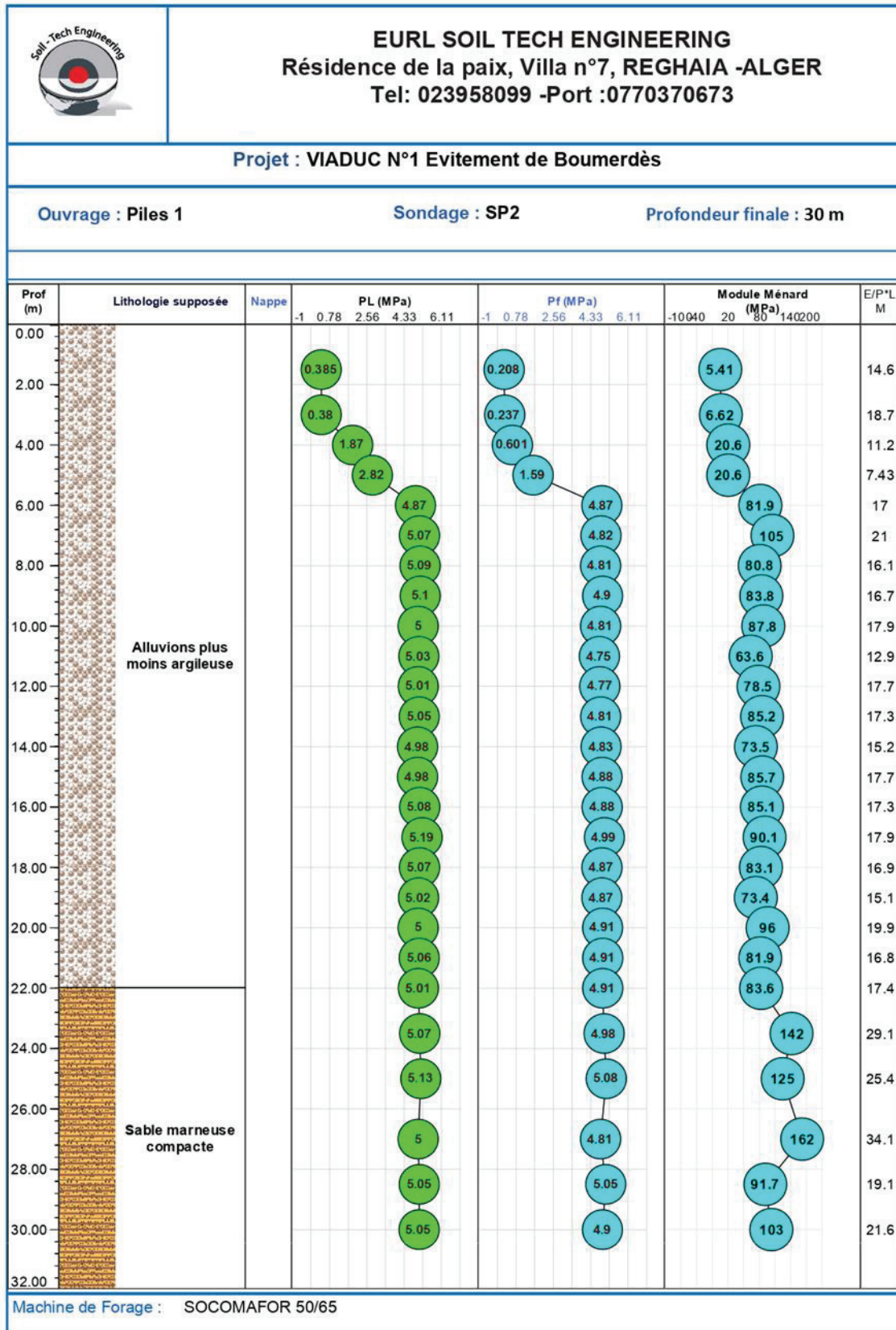
Sondage	Profondeur (m)	Sulfates SO <sub>4</sub> <sup>-</sup>	Carbonates CaCO <sub>3</sub>	Chlorures Cl <sup>-</sup>
SC-01 (Culée N°01)	5.00 à 15.00	0.07	2.29	0.02
SC-02 (Pile N°02)	7.00 à 11.00	0.05	1.46	0.01
	11.00 – 20.00	0.02	1.36	0.01
SP-04 (Culée N°02)	6.00 - 8.00	1.78	23.29	0.06
	12.00 - 16.00	0.18	16.64	0.05
	20.00 à 25.00	0.25	17.47	0.03

Echelle (m)		Elevation (m)		Profondeur (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)		ROD		Tubage		Carottier		Etat		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		ESSAIS DE LABORATOIRE	
		-3.50		3.50																				Argile sableuse tufeuse beige brunâtre à rougeâtre.			
		-5.00		5.00																				Sable argileux brunâtre			
						45 %																		Sable graveleux grisâtre (Alluvions)			
		-25.00		25.00																				Fin du forage à une profondeur de 25 m.			
REMARQUES :										TYPE CAROTTIER :					ABREVIATIONS :												
										CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier					AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique GIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Retus à l'enfoncement												
Préparé par :										Vérifié par :					15/04/2018					Page : 1 de 1							

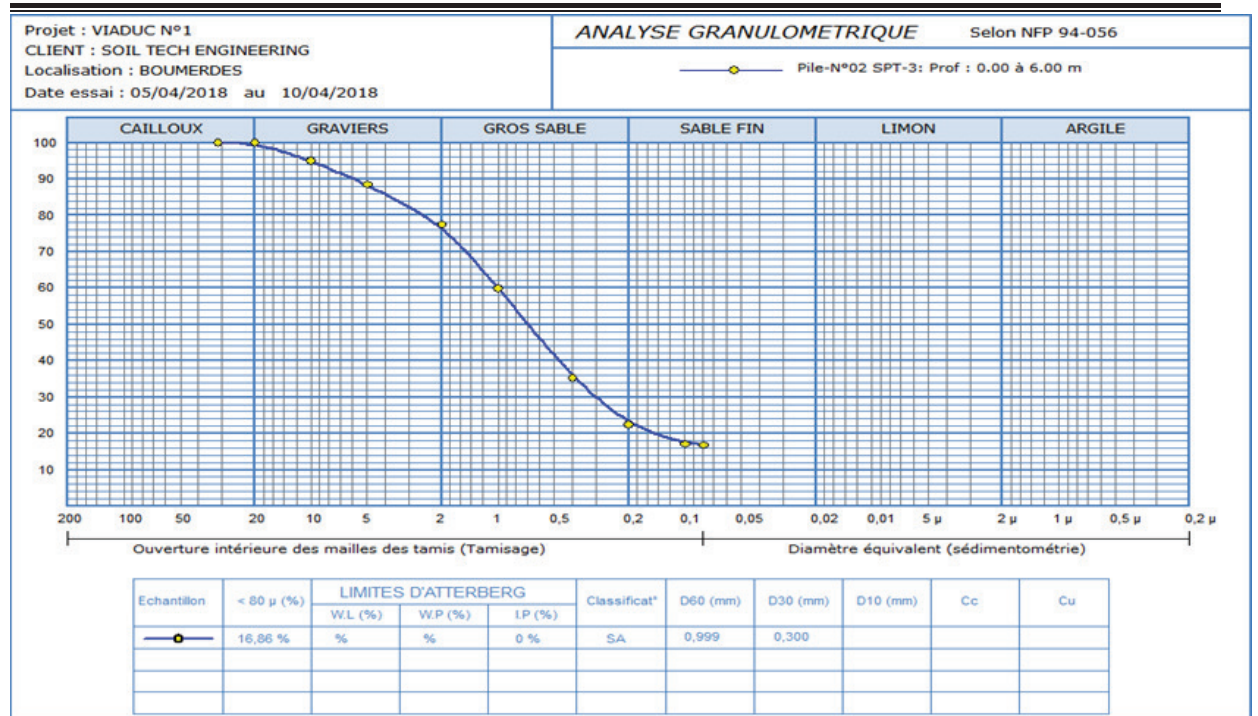
Echelle (m)		Élévation (m)		Profondeur (m)		Récupération		SPT (Nf + Nz)		RQD		Tubage		Carottier		État		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		ESSAIS DE LABORATOIRE	
		-5.00		5.00		40 %																		Sable beige avec présence de débris de schiste.			
		-11.50		11.50																				Sable graveleux, caillouteux grisâtre (Alluvions)			
																								Fin du forage à une profondeur de 11,5 m.			
REMARQUES :										TYPE CAROTTIER :					ABREVIATIONS :												
										CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier					AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement												
Préparé par :										Vérifié par :					15/04/2018		Page : 1 de 1										



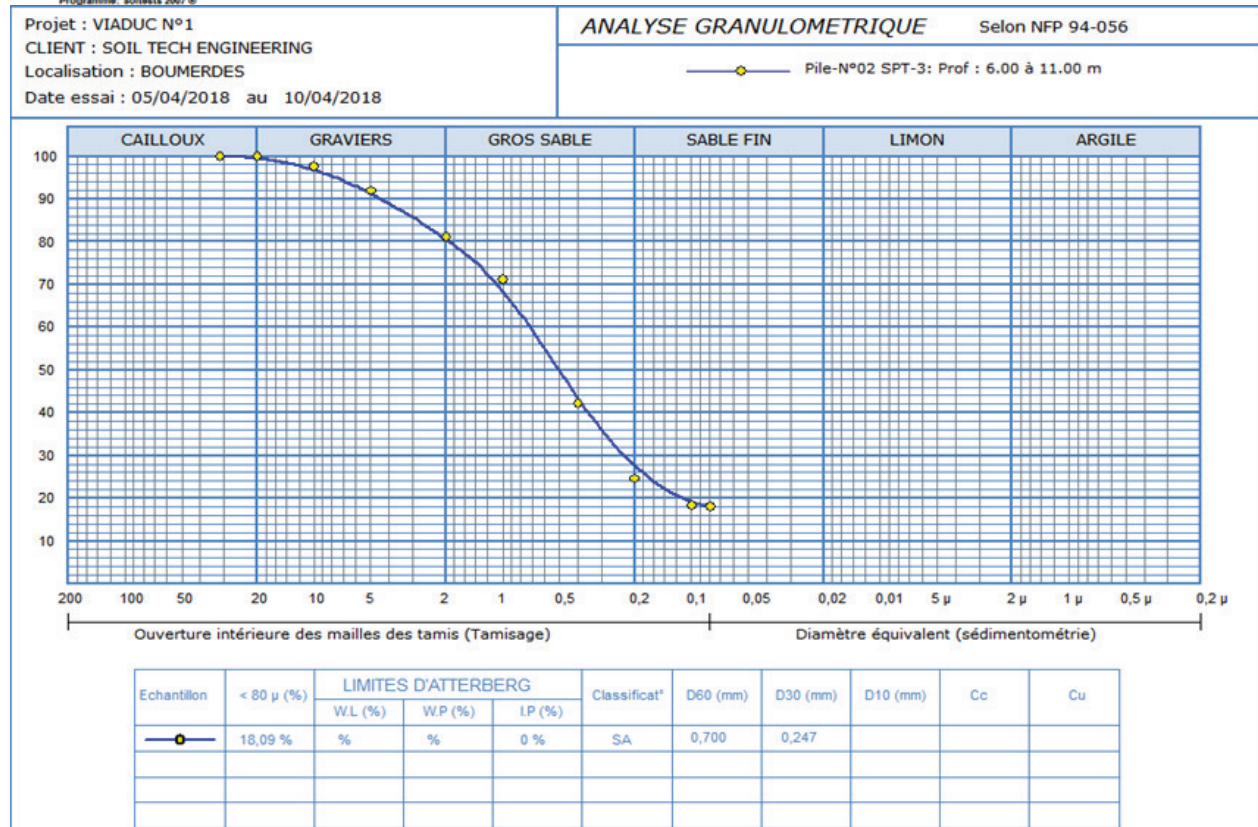




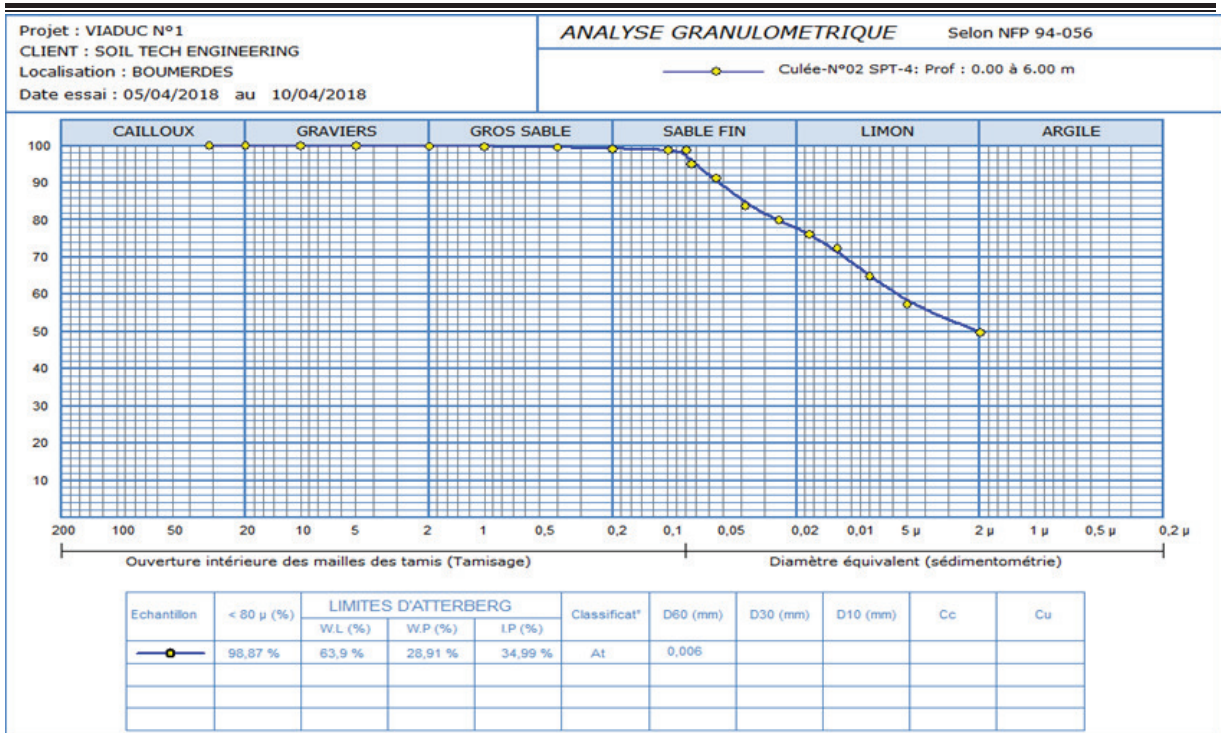




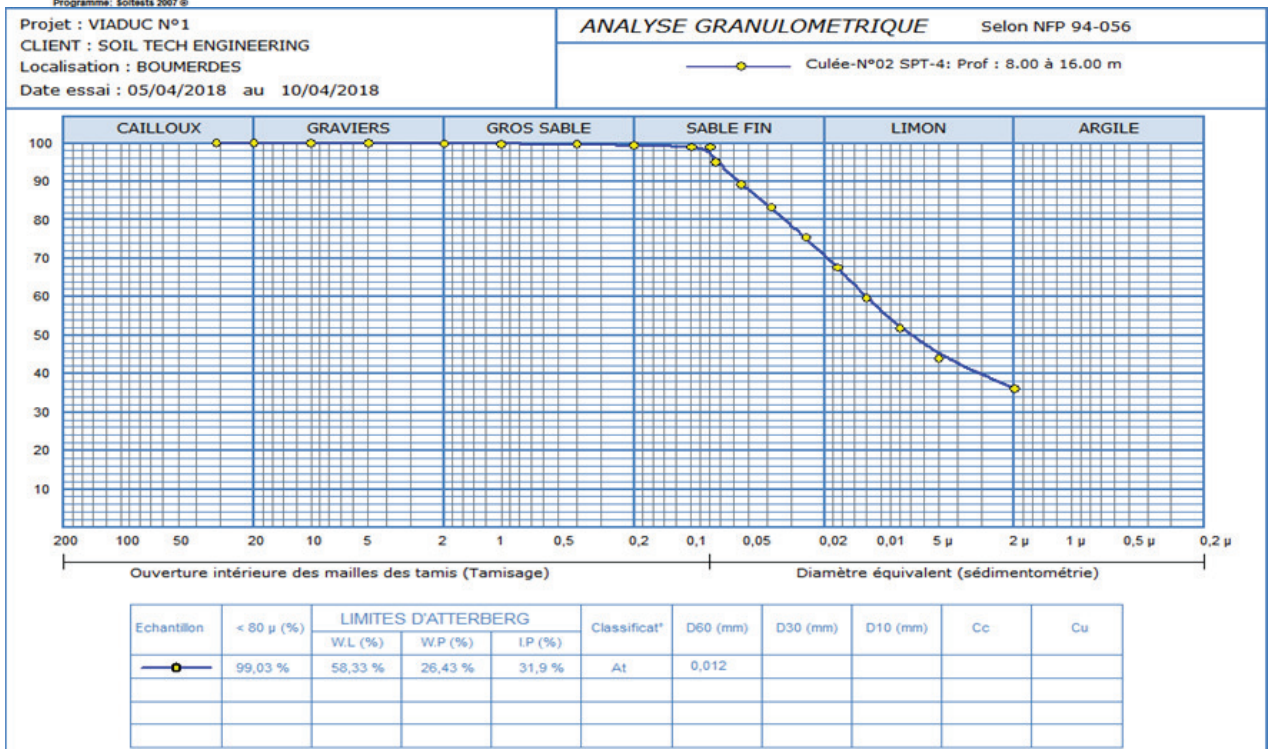
Programme: soiltests 2007 ©



Programme: soiltests 2007 ©



Programme: soiltests 2007 ©

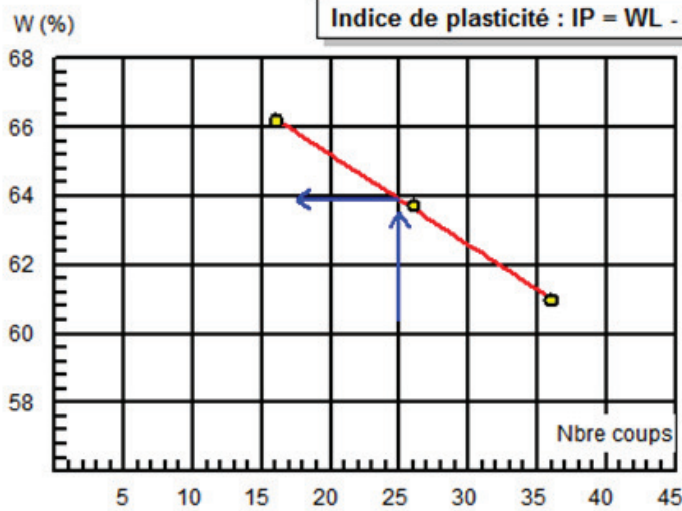


Programme: soiltests 2007 ©

**RAPPORT D'ESSAI**

**LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51**

Etude : VIADUC N°1	Réf : Culée N°2 SPT-4
N° Dossier : 36/2018	Profondeur : 0.00 à 6.00 m
Lieu : BOUMERDES	Nature : Argiles très plastiques
Client: SOIL TECH ENGINEERING	Date essais : 08/04/2018 au 10/04/2018

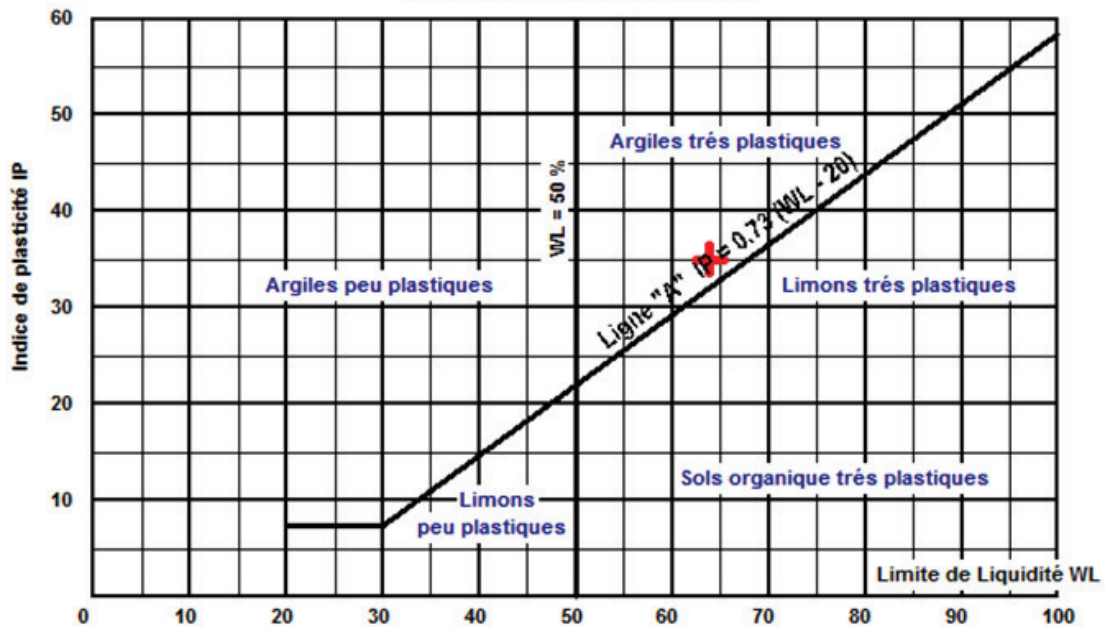


Essai N°	W (%)
1	28,87
2	28,72
3	29,15

Limite de Plasticité  
WP = 28,91 %

Limite de Liquidité (WL) = 63,9 %

**ABAQUE DE CASAGRANDE**

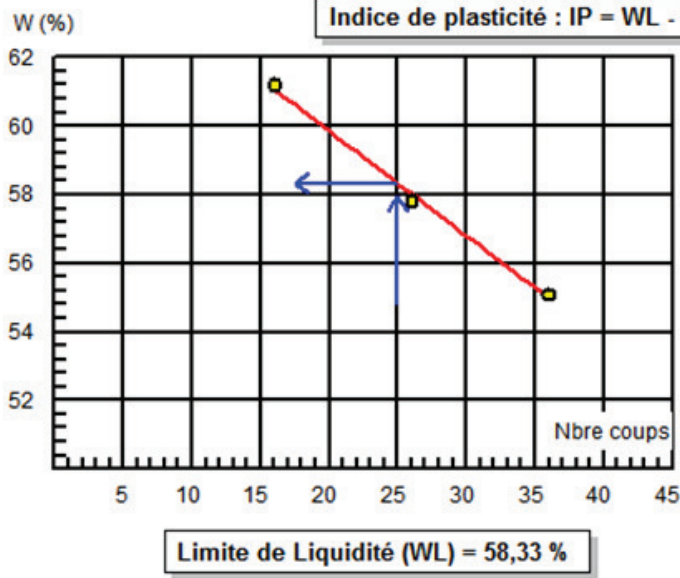


Programme: Soiltests 2007 ©

**RAPPORT D'ESSAI**

**LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51**

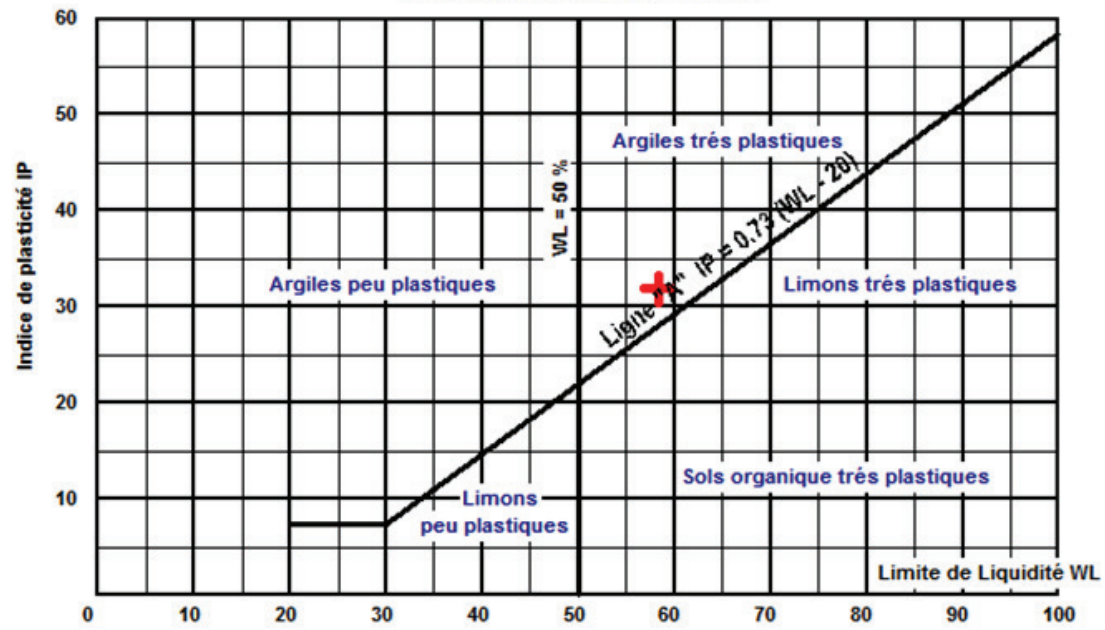
Etude : VIADUC N°1	Réf : Culée N°2 SPT-4
N° Dossier : 36/2018	Profondeur : 8.00 à 16.00 m
Lieu : BOUMERDES	Nature : Argiles très plastiques
Client: SOIL TECH ENGINEERING	Date essais : 08/04/2018 au 10/04/2018



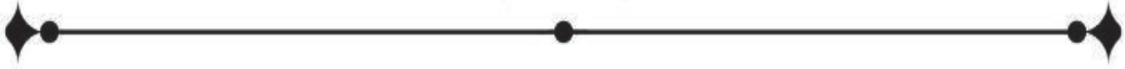
Essai N°	W (%)
1	26,16
2	26,26
3	26,86

Limite de Plasticité  
WP = 26,43 %

**ABAQUE DE CASAGRANDE**



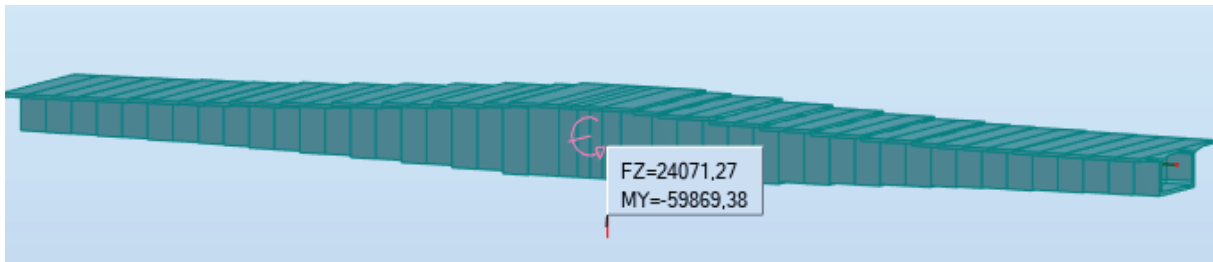
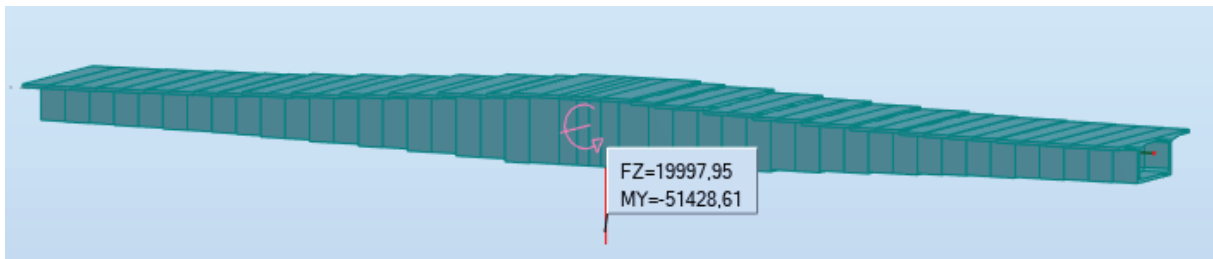
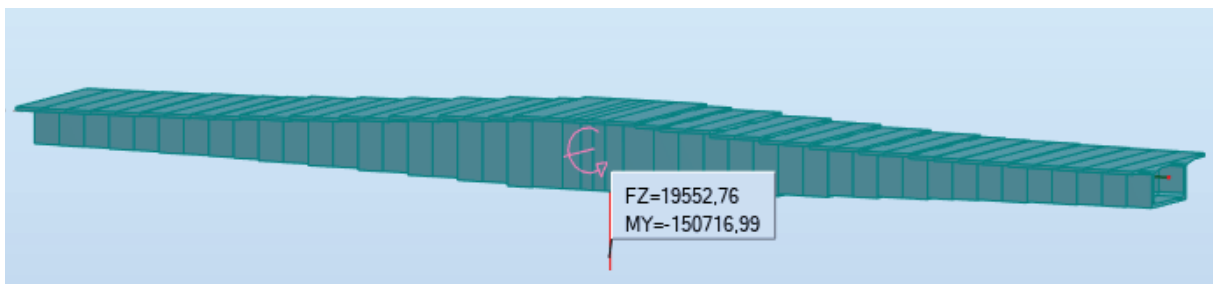
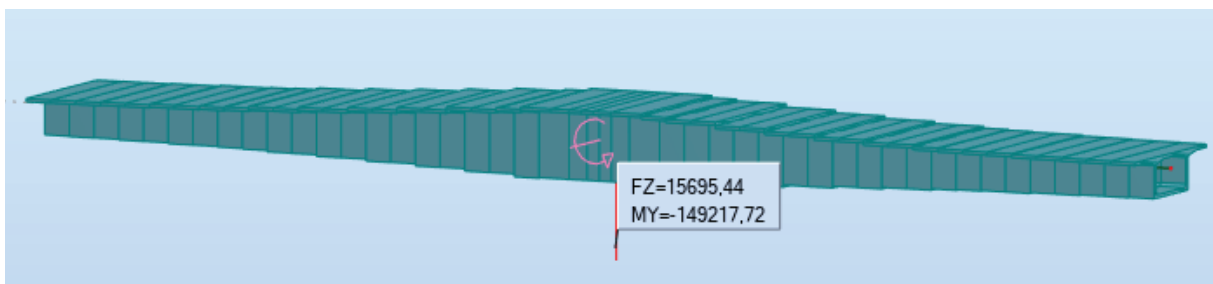
Programme: softests 2007 ©



## **Annexe B**

# **Diagrammes des Efforts Internes**



**Diagrammes des efforts internes du fléau en phase de construction****Figure. B. 1 : Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison (A1).****Figure. B. 2: Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison (A2).****Figure. B. 3: Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison (B1).****Figure. B. 4: Moment fléchissant dans la phase de construction sous la combinaison (B1).**

### Diagrammes des efforts internes longitudinaux (Partie Voussoir)

ELS

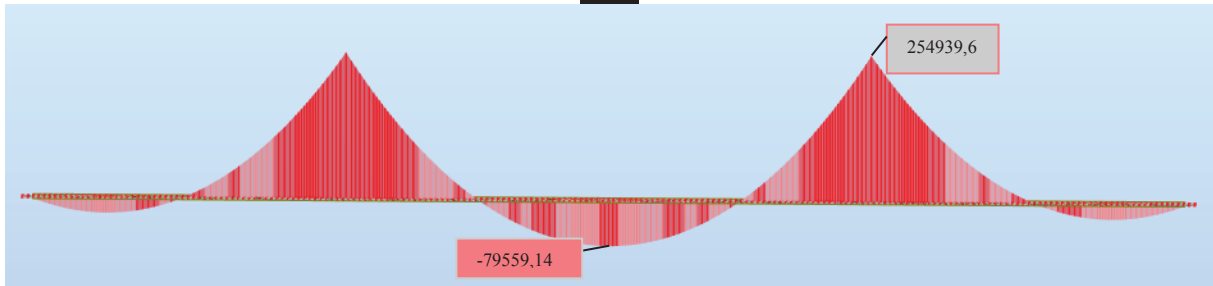


Figure. IV. 1 : Moment maximum à l'ELS.

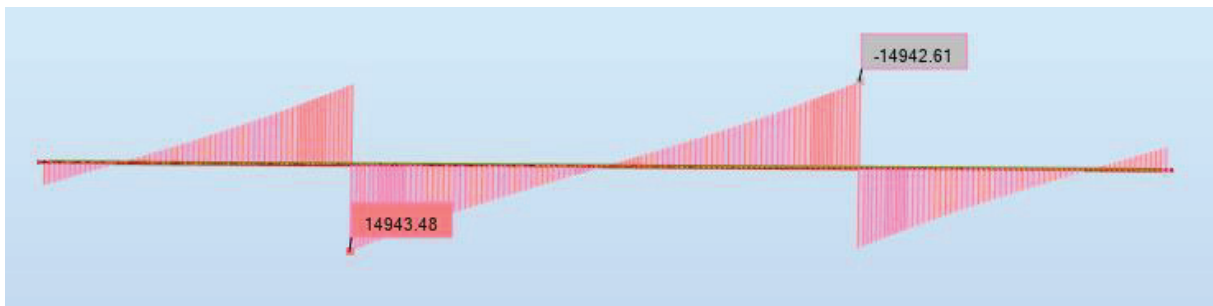


Figure. IV. 2 : Effort tranchant maximum à l'ELS.

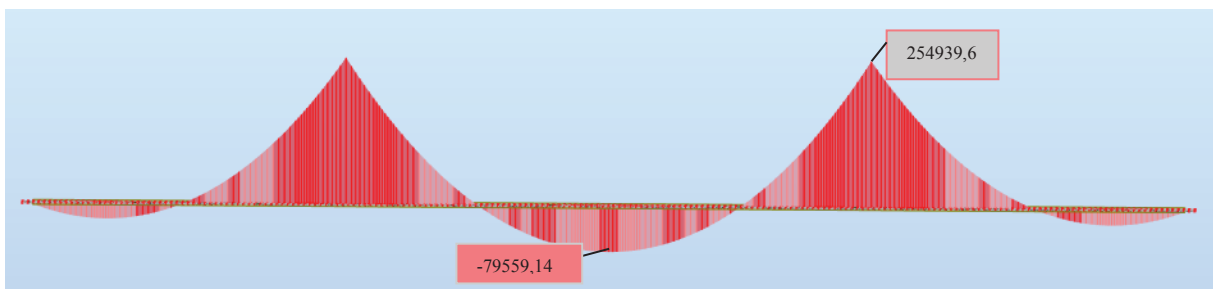


Figure. B. 5 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

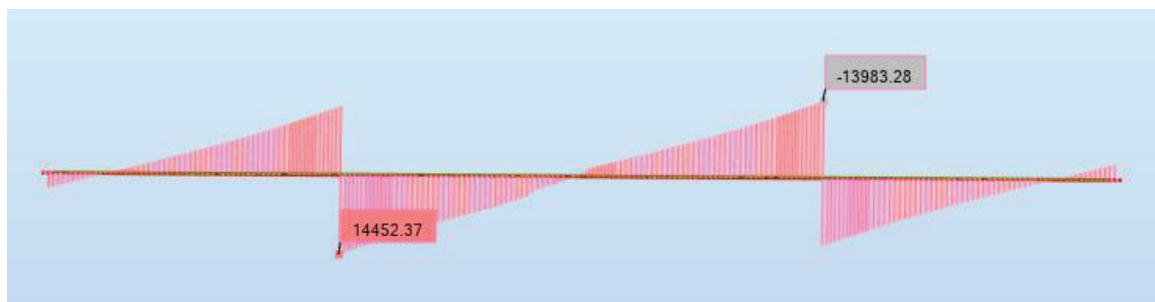


Figure. B. 6 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc.

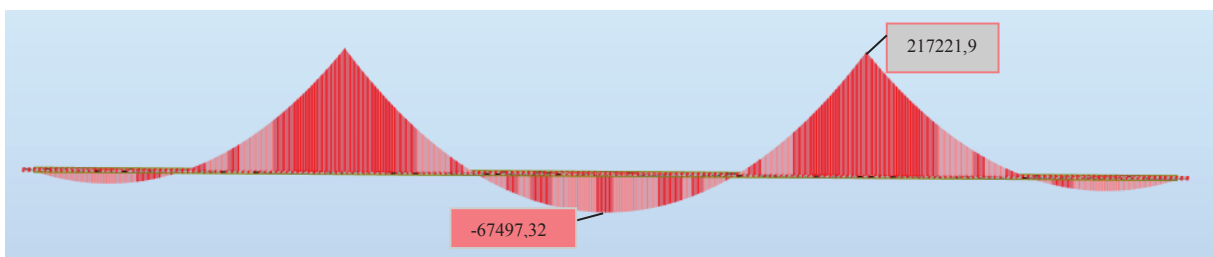


Figure. B. 7 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt.

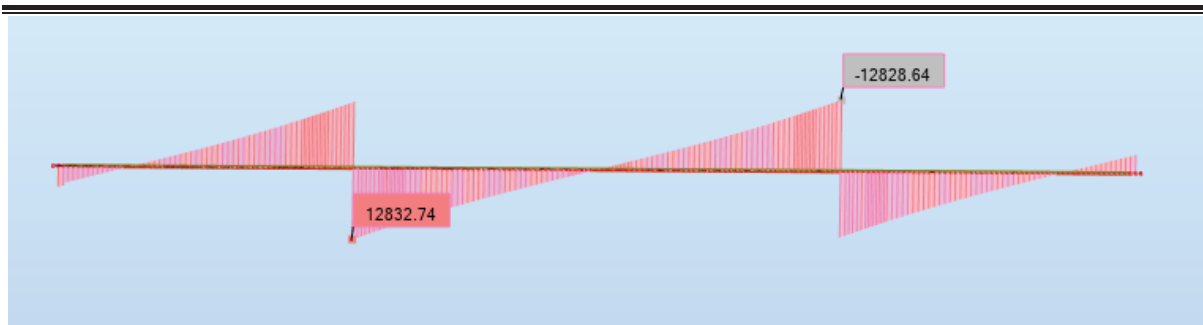


Figure. B. 8 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison  $G+1.2Bc$ .

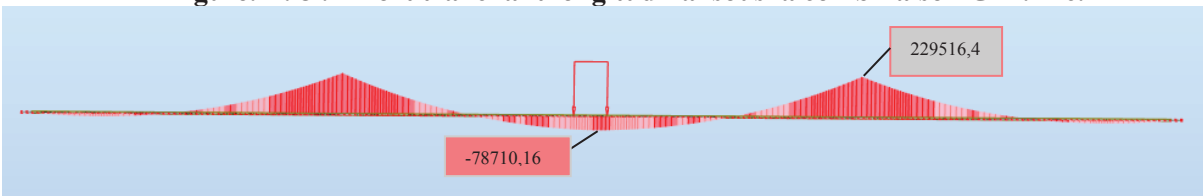


Figure. B. 9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $G+Mc120$ .



Figure. B. 10 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison  $G+Mc120$ .

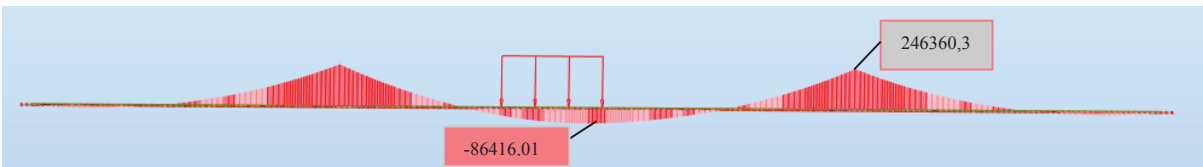


Figure. B. 11 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison  $G+D240$ .

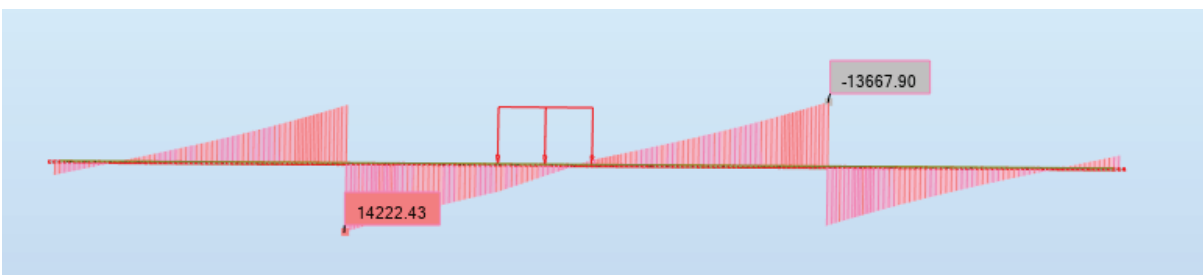


Figure. B. 12 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison  $G+Mc120$ .

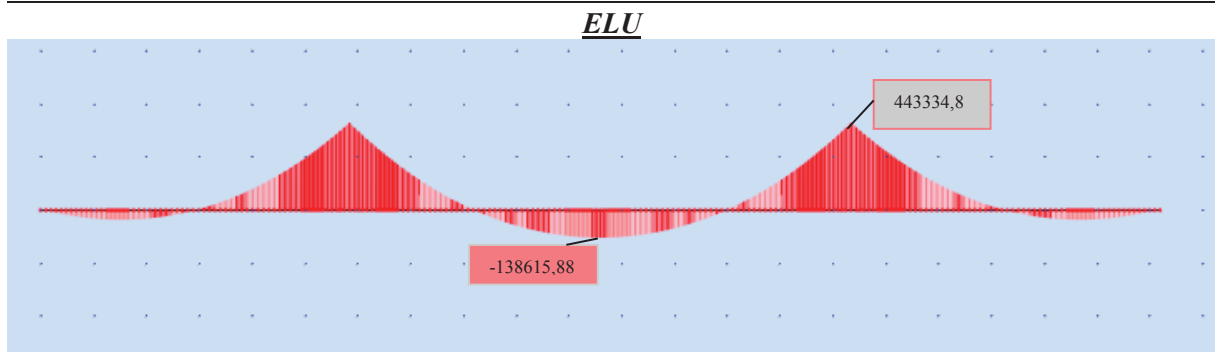


Figure. IV. 3 : Moment maximum à l'ELU.

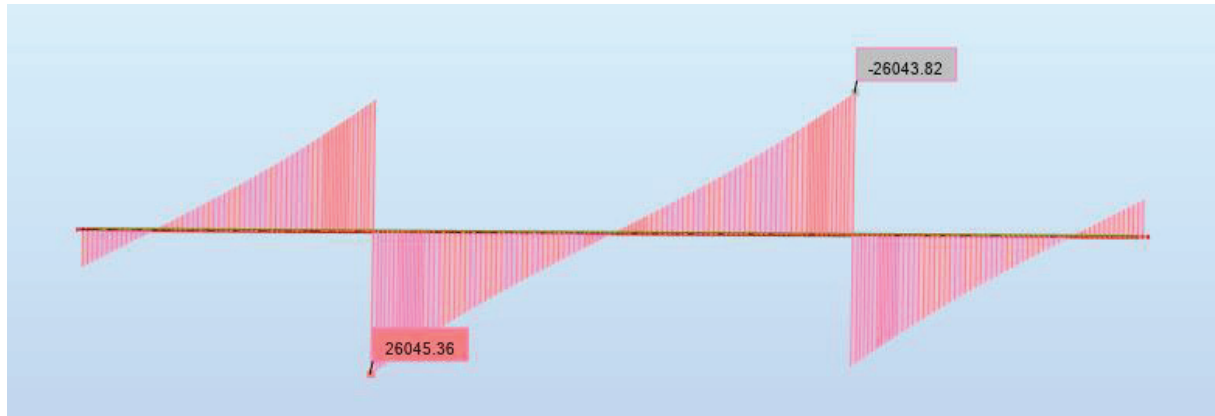


Figure. IV. 4 : Effort tranchant maximum à l'ELS.

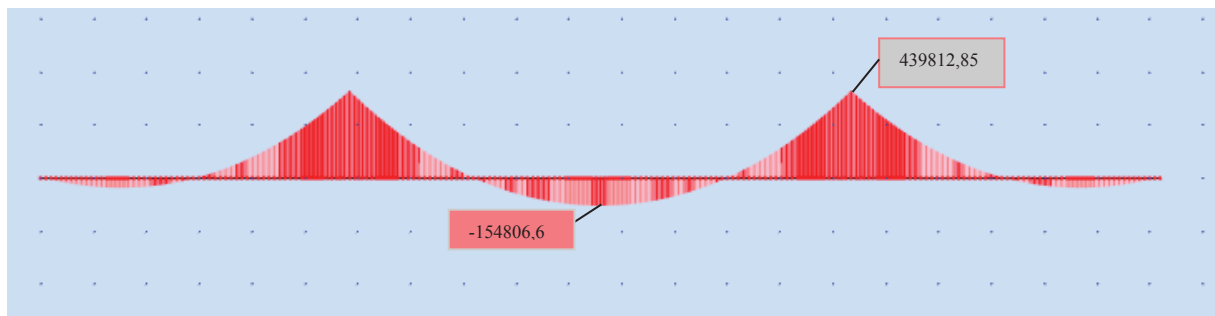


Figure. B. 13 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.

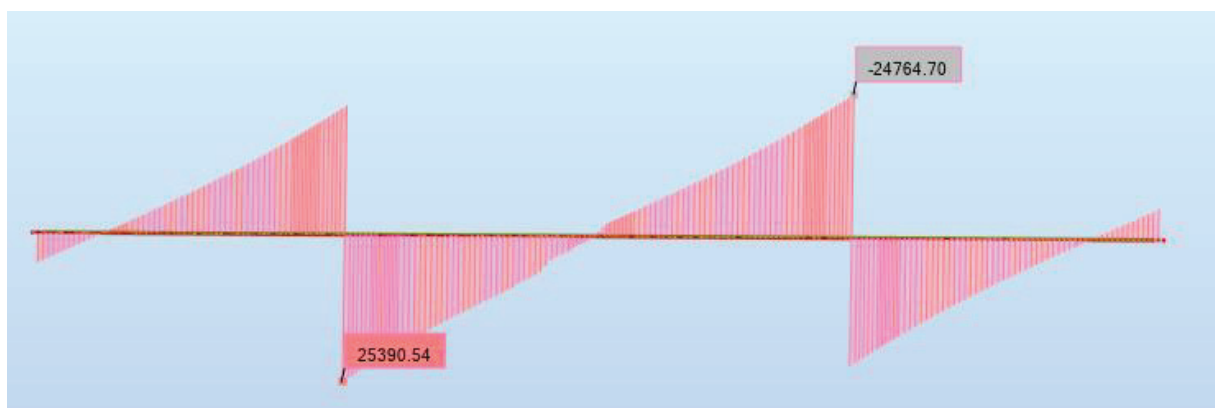


Figure. B. 14 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.

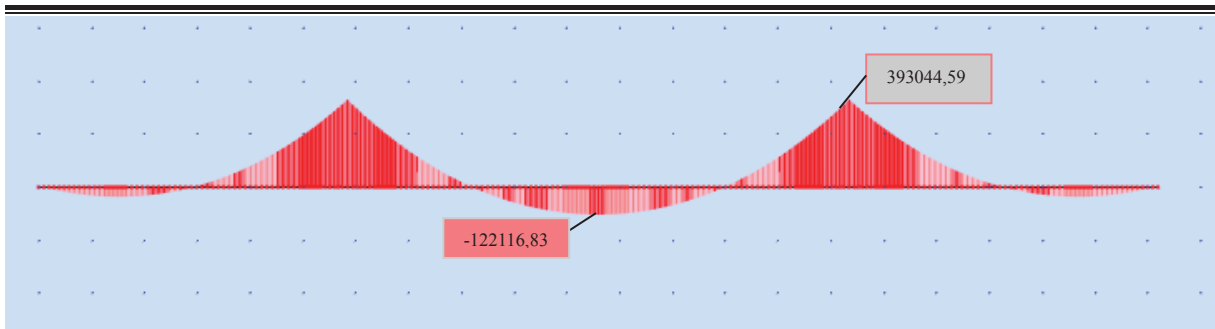


Figure. B. 15 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.

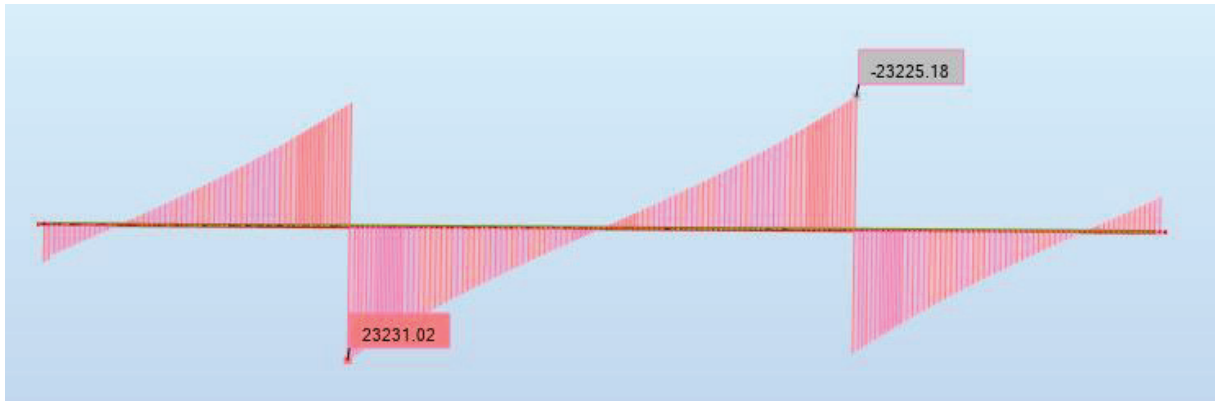


Figure. B. 16 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.

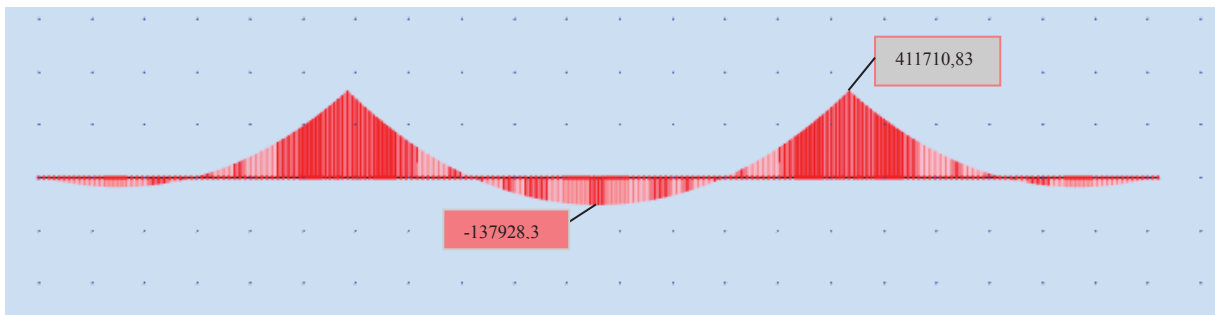


Figure. B. 17 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

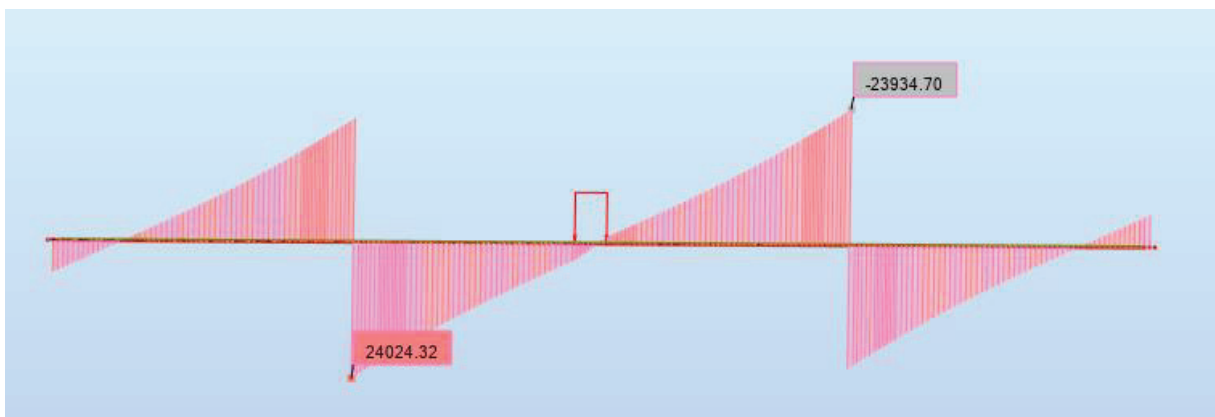


Figure. B. 18 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.

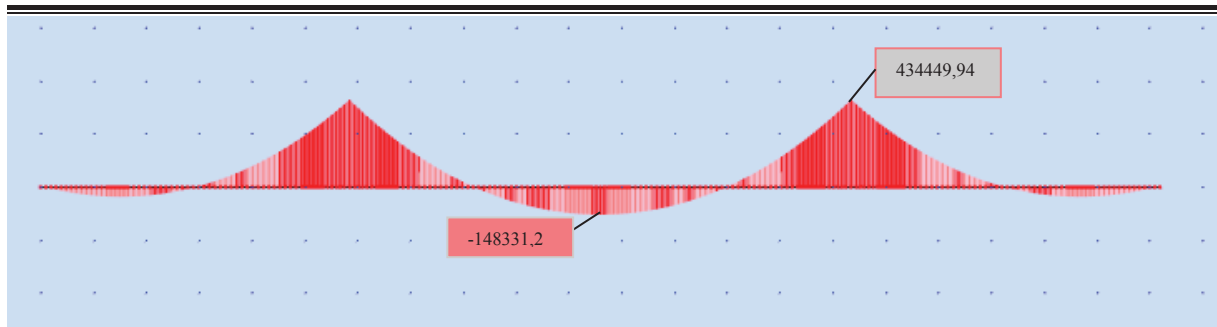


Figure. B. 19 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

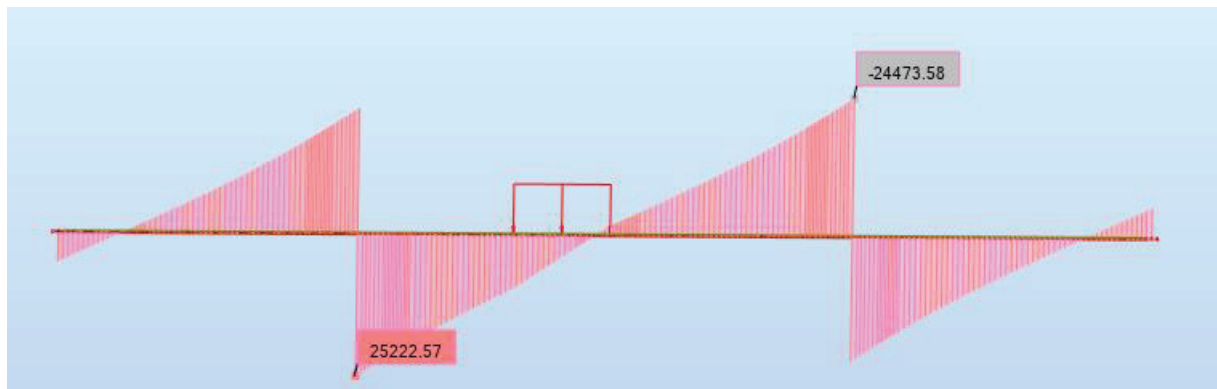


Figure. B. 20 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

### Diagrammes des efforts internes transversaux de VSP

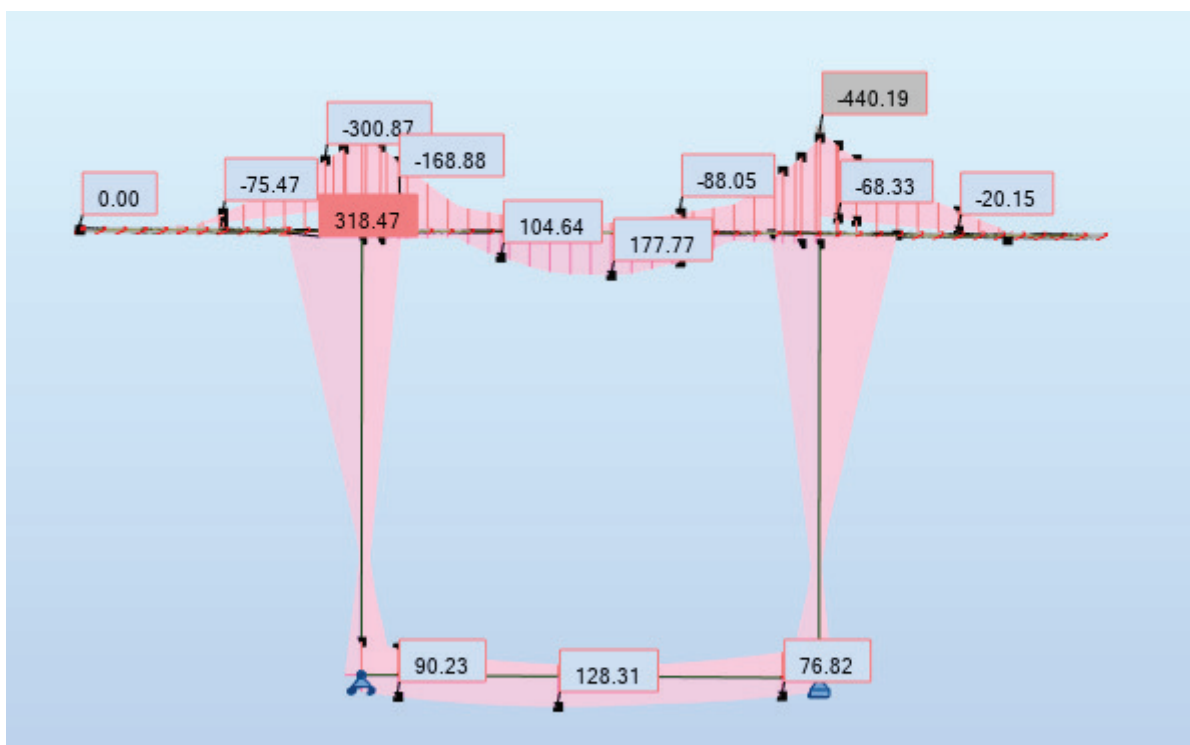


Figure. B. 21 : Diagramme des moments sous les combinaisons a ELU.

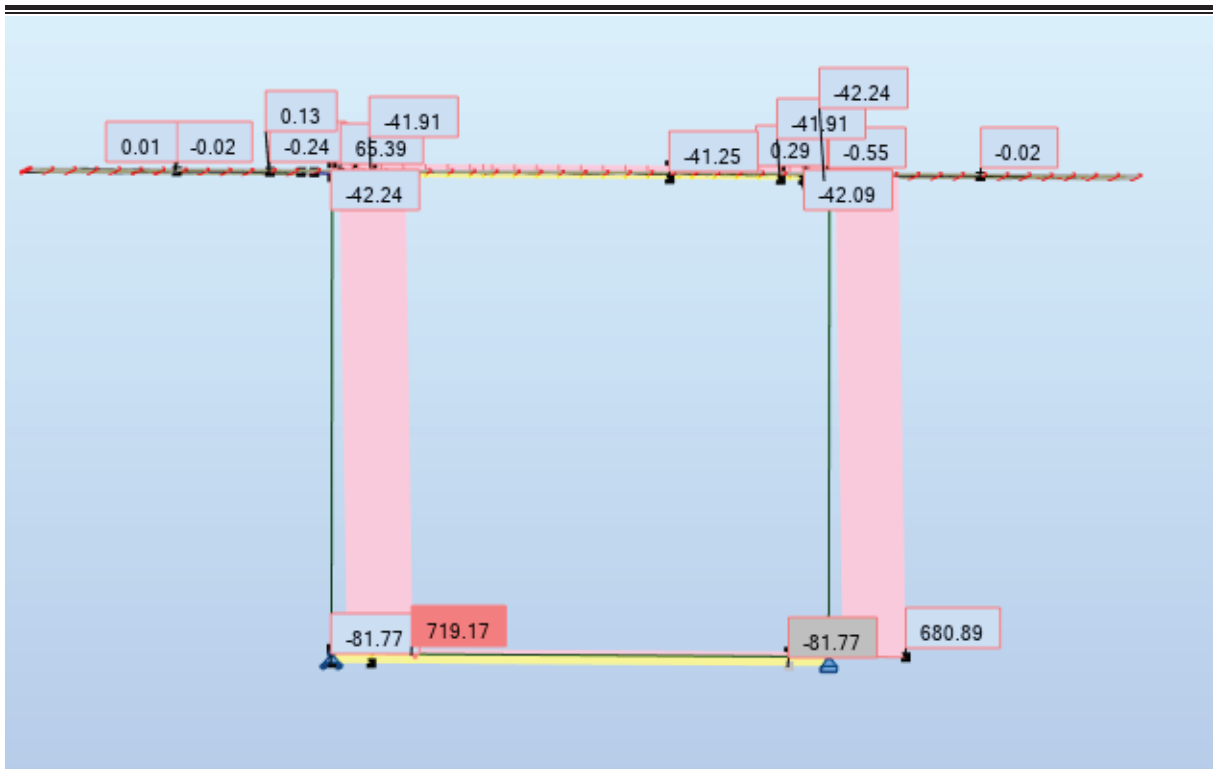


Figure. B. 22 : Diagramme des efforts normaux sous les combinaisons a ELU

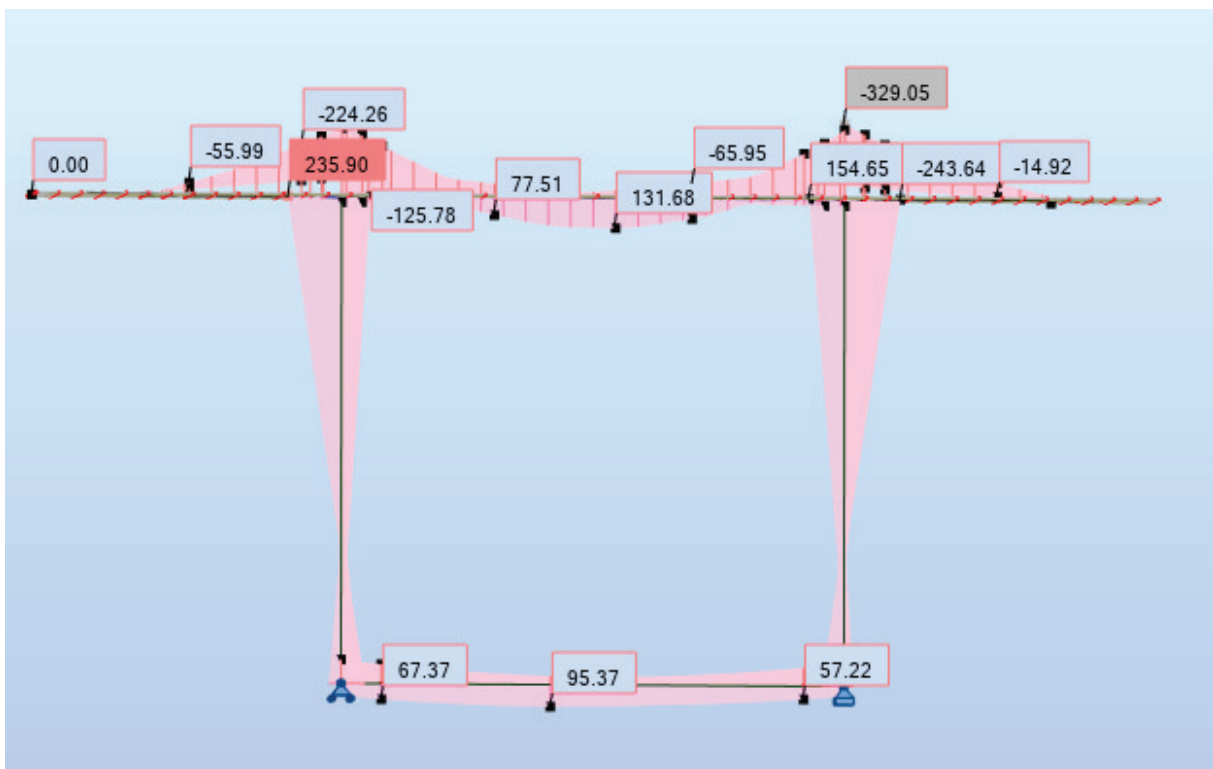


Figure. B. 23 : Diagramme des moments sous les combinaisons a ELS

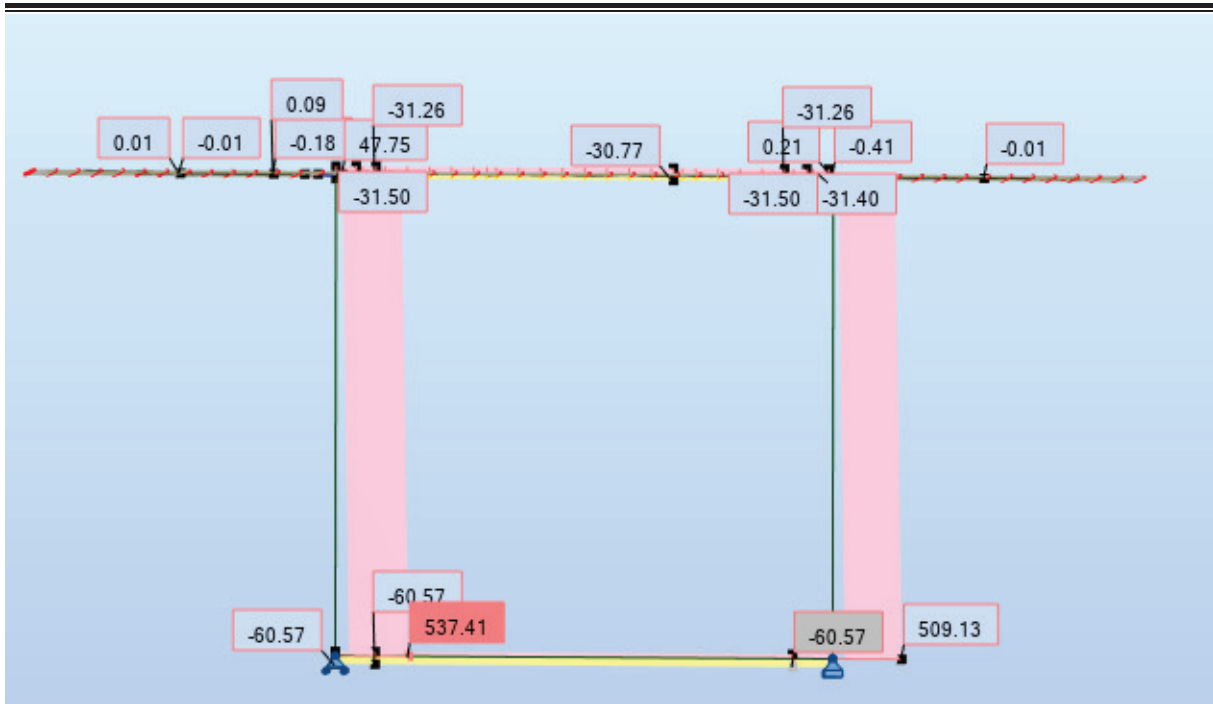


Figure. B. 24 : Diagramme des efforts normaux sous les combinaisons a ELS

**Diagrammes des efforts internes transversaux de VC**

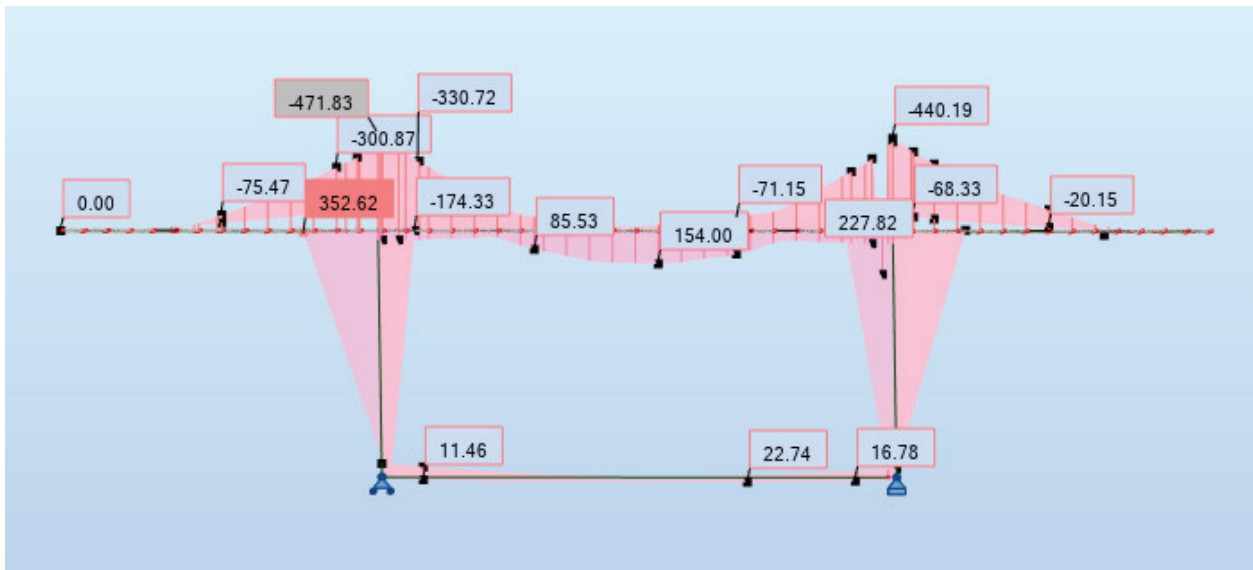


Figure. B. 25: Diagramme des moments sous les combinaisons a ELU.

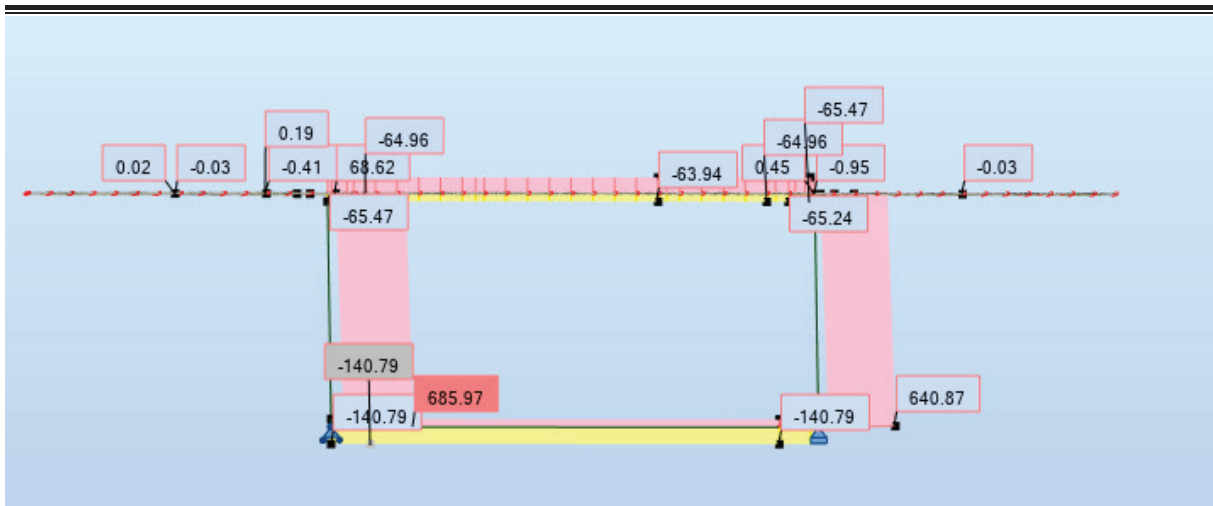


Figure. B. 26: Diagramme des efforts normaux sous les combinaisons a ELU.

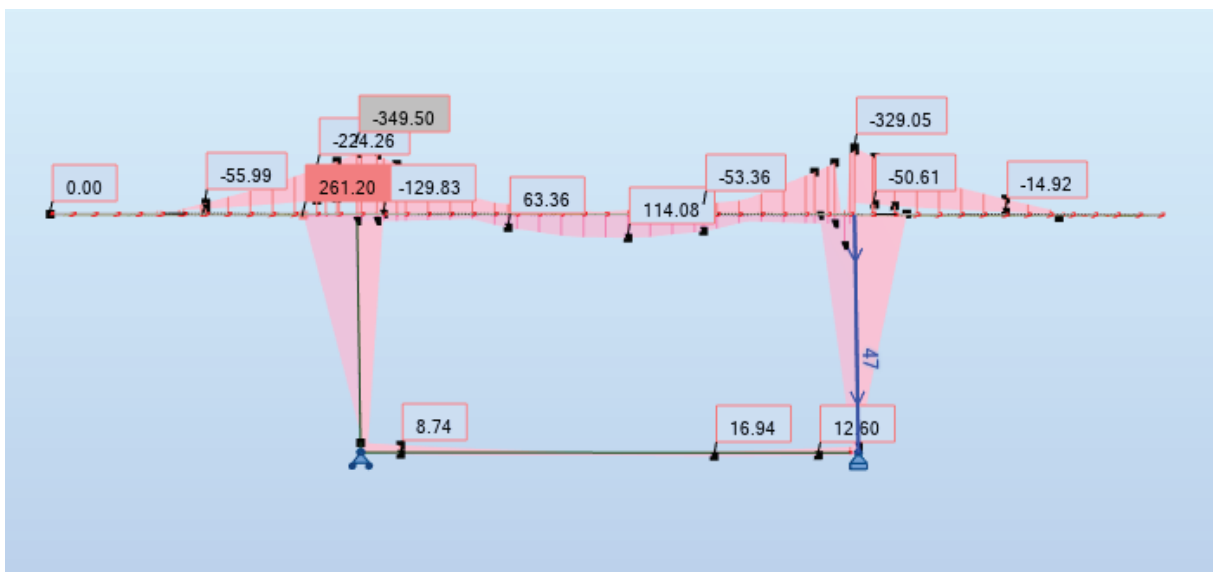


Figure. B. 27 : : Diagramme des moments sous les combinaisons a ELS.

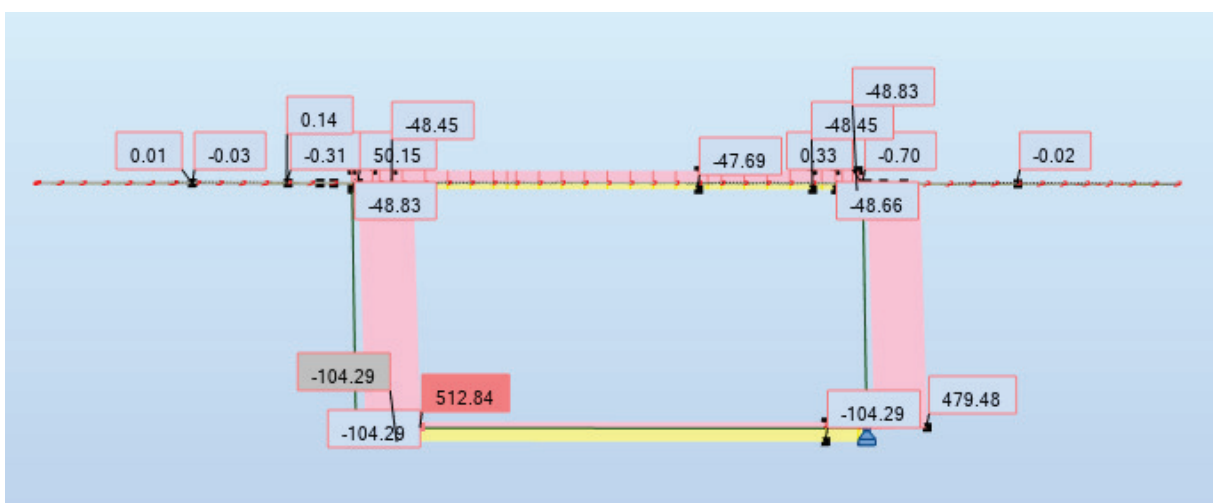
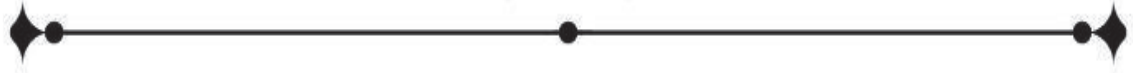


Figure. B. 28 : : Diagramme des efforts normaux sous les combinaisons a ELS



## **Annexe C**

# **Tableaux de Calcul**



Tableau C. 1 : Pertes par frottement.

X	Câbles	L	$\Theta_{i-1}(\text{rad})$	$\Theta_i(\text{rad})$	$\Theta_{i+1}(\text{rad})$	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
9,1	C1	4,10	0,0000	0,0000	0,0000	39,75	18,04	0,00									
9,1	C1	4,10	0,0000	0,0000	0,0000	39,75	18,04	0,00									
13,2	C2	4,10	0,1117	0,1117	0,1117	88,66	67,69	50,26	0,00								
13,2	C2	4,10	0,1117	0,1117	0,1117	88,66	67,69	50,26	0,00								
17,3	C3	4,10	0,2675	0,1896	0,1117	147,66	127,58	89,46	50,26	0,00							
17,3	C3	4,10	0,2675	0,1896	0,1117	147,66	127,58	89,46	50,26	0,00							
21,4	C4	4,10	0,4214	0,2666	0,1117	203,67	184,44	168,46	110,64	50,26	0,00						
21,4	C4	4,10	0,4214	0,2666	0,1117	203,67	184,44	168,46	110,64	50,26	0,00						
25,5	C5	4,10	0,3448	0,2283	0,1117	199,82	180,53	164,50	148,27	100,1364	50,2612	0,00					
29,6	C6	4,10	0,3448	0,2283	0,1117	215,42	196,37	180,53	164,50	148,27	100,14	50,26	0,00				
33,7	C7	4,10	0,4214	0,2666	0,1117	249,76	231,23	215,82	200,23	184,44	168,46	110,64	50,26	0,00			
37,8	C8	4,10	0,4214	0,2666	0,1117	264,75	246,45	231,23	215,82	200,23	184,44	168,46	110,64	50,26	0,00		
41,9	C9	4,10	0,4971	0,3044	0,1117	297,54	279,73	264,92	249,94	234,76	219,40	203,85	188,10	120,93	50,26	0,00	
46	C10	4,10	0,4971	0,3044	0,1117	311,94	294,35	279,73	264,92	249,94	234,76	219,40	203,85	188,10	120,93	50,26	0,00
<b>Moyenne</b>						<b>178,478</b>	<b>158,87</b>	<b>139,51</b>	<b>130,46</b>	<b>121,83</b>	<b>119,68</b>	<b>125,43</b>	<b>110,57</b>	<b>89,82</b>	<b>57,07</b>	<b>25,13</b>	<b>0,00</b>
<b>EN (%)</b>						<b>12,09</b>	<b>10,76</b>	<b>9,45</b>	<b>8,84</b>	<b>8,25</b>	<b>8,11</b>	<b>8,50</b>	<b>7,49</b>	<b>6,09</b>	<b>3,87</b>	<b>1,70</b>	<b>0,00</b>

- $\Theta_{i+1}$ : variation d'angle au dernier voussoir de chaque câble.
- $\Theta_i$ : variation d'angle de chaque câble à l'avant dernier voussoir.
- $\Theta_{i-1}$ : variation d'angle de chaque câble à l'avant des deux dernier voussoir.
- L : longueur de déviation pour une seule pente (par défaut est la longueur du dernier voussoir).

Tableau C. 2 : Pertes par recul d'ancrage.

X	Câbles	L	$\theta$	k	d1pente	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
9,1	C1	9,1	0,0000	0,003	9,26	9,26	1,46	45,74	82,05									
9,1	C1	9,1	0,0000	0,003	9,26	9,26	1,46	45,74	82,05									
13,2	C2	4,1	0,1117	0,008	5,52	7,60	-	-	29,74	130,26								
13,2	C2	4,1	0,1117	0,008	5,52	7,60	-	-	29,74	130,26								
17,3	C3	4,1	0,1117	0,008	5,52	5,92	-	-	-	34,73	135,25							
17,3	C3	4,1	0,1117	0,008	5,52	5,92	-	-	-	34,73	135,25							
21,4	C4	4,1	0,1117	0,008	5,52	5,35	-	-	-	-	36,81	137,33						
21,4	C4	4,1	0,1117	0,008	5,52	5,35	-	-	-	-	36,81	137,33						
25,5	C5	4,1	0,1117	0,008	5,52	5,58	-	-	-	-	-	35,95	136,47					
29,6	C6	4,1	0,1117	0,008	5,52	5,58	-	-	-	-	-	-	35,95	136,47				
33,7	C7	4,1	0,1117	0,008	5,52	5,35	-	-	-	-	-	-	-	36,81	137,33			
37,8	C8	4,1	0,1117	0,008	5,52	5,35	-	-	-	-	-	-	-	-	36,81	137,33		
41,9	C9	4,1	0,1117	0,008	5,52	5,19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	37,46	137,98	
46,0	C10	4,1	0,1117	0,008	5,52	5,19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	37,46	137,98
<b>Moyenne</b>							<b>0,21</b>	<b>6,53</b>	<b>15,97</b>	<b>27,50</b>	<b>34,41</b>	<b>38,83</b>	<b>28,74</b>	<b>34,66</b>	<b>43,54</b>	<b>58,26</b>	<b>87,72</b>	<b>137,98</b>
<b>En (%)</b>							<b>0,01</b>	<b>0,44</b>	<b>1,08</b>	<b>1,86</b>	<b>2,33</b>	<b>2,63</b>	<b>1,95</b>	<b>2,35</b>	<b>2,95</b>	<b>3,95</b>	<b>5,94</b>	<b>9,35</b>

- C1 : cas de câbles rectilignes courts avec grands glissements ( $d >$  longueur du câble).
- C2, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C10 : cas de câbles qui présentent un recul d'ancrage sur deux pentes ( $d >$  longueur du dernier voussoir).

Tableau C. 3 : Pertes par non-simultanités de mise en tension des câbles.

Section	N° cables	v (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MN)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)	segmab	$\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g$
Axe VSP	28	3,040	<b>0,1529</b>	2,887	57,9110	11,2400	254,30	65,385	6,44	0,44	2,55	12,11
FIN VSP	28	3,040	<b>0,1529</b>	2,887	57,9110	11,2400	201,64	66,054	13,46	0,91	5,33	11,21
FIN V1	28	2,350	<b>0,1529</b>	2,197	45,6400	10,6600	163,63	66,554	13,65	0,92	5,41	10,53
FIN V2	24	2,070	<b>0,1583</b>	1,912	36,0600	9,9500	130,08	56,940	11,61	0,79	4,60	10,70
FIN V3	20	1,870	<b>0,1660</b>	1,704	28,7500	9,4200	100,76	47,511	9,77	0,66	3,87	10,59
FIN V4	16	1,680	<b>0,1775</b>	1,503	23,0800	8,9400	75,44	37,944	7,69	0,52	3,04	10,74
FIN V5	12	1,510	<b>0,1583</b>	1,352	18,6900	8,4200	53,92	28,552	5,76	0,39	2,28	10,45
FIN V6	10	1,380	<b>0,1660</b>	1,214	15,6000	8,1800	36,03	23,954	6,03	0,41	2,39	9,84
FIN V7	8	1,280	<b>0,1775</b>	1,103	13,4800	7,9400	21,61	19,334	6,09	0,41	2,41	9,04
FIN V8	6	1,210	<b>0,1967</b>	1,013	11,9200	7,7300	10,57	14,695	5,73	0,39	2,27	7,81
FIN V9	4	1,160	<b>0,2350</b>	0,925	10,9900	7,6100	2,83	9,815	4,59	0,31	1,82	7,65
FIN V10	2	1,140	<b>0,3500</b>	0,790	10,5700	7,5600	0,00	4,817	2,33	0,16	0,92	9,35

Tableau C. 4 : Pertes totales instantanées.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
PERTES INSTANTANES (%)	12,54	12,12	11,46	11,49	11,25	11,26	10,84	10,25	9,45	8,20	7,96	9,51

Tableau C. 5 : Pertes par retrait de béton.

$\epsilon_r$	$E_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (%)
<b>0,0002</b>	<b>190 000</b>	<b>38</b>	<b>2.57</b>

Tableau C. 6 : Pertes par fluage.

Abcs	N° cables	v (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_n$ (MPa)	$\Delta\sigma_n$ (%)
Axe VSP	28	3,040	0,153	2,887	57,9110	11,2400	254,297	65,060	31,25	2,12
FIN VSP	28	3,040	0,153	2,887	57,9110	11,2400	201,637	65,375	65,33	4,43
FIN V1	28	2,350	0,153	2,197	45,6400	10,6600	163,627	65,866	66,52	4,51
FIN V2	24	2,070	0,158	1,912	36,0600	9,9500	130,078	56,438	56,77	3,85
FIN V3	20	1,870	0,166	1,704	28,7500	9,4200	100,757	47,159	47,95	3,25
FIN V4	16	1,680	0,178	1,503	23,0800	8,9400	75,439	37,722	37,86	2,56
FIN V5	12	1,510	0,158	1,352	18,6900	8,4200	53,922	28,427	28,48	1,93
FIN V6	10	1,380	0,166	1,214	15,6000	8,1800	36,031	23,845	29,85	2,02
FIN V7	8	1,280	0,178	1,103	13,4800	7,9400	21,612	19,246	30,20	2,05
FIN V8	6	1,210	0,197	1,013	11,9200	7,7300	10,571	14,633	28,47	1,93
FIN V9	4	1,160	0,235	0,925	10,9900	7,6100	2,826	9,782	22,84	1,55
FIN V10	2	1,140	0,350	0,790	10,5700	7,5600	0,000	4,808	11,62	0,79

Tableau C. 7 : Pertes par relaxation.

Abcs	N° cables	Seg pi	Mue	Mue 0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	en (%)
Axe VSP	28	1290,87	0,694	0,43	51,12	3,46
FIN VSP	28	1297,13	0,697	0,43	52,02	3,52
FIN V1	28	1306,87	0,703	0,43	53,44	3,62
FIN V2	24	1306,44	0,702	0,43	53,38	3,62
FIN V3	20	1309,98	0,704	0,43	53,90	3,65
FIN V4	16	1309,80	0,704	0,43	53,87	3,65
FIN V5	12	1316,07	0,708	0,43	54,79	3,71
FIN V6	10	1324,75	0,712	0,43	56,08	3,80
FIN V7	8	1336,55	0,719	0,43	57,85	3,92
FIN V8	6	1354,94	0,728	0,43	60,66	4,11
FIN V9	4	1358,56	0,730	0,43	61,22	4,15
FIN V10	2	1335,69	0,718	0,43	57,72	3,91

Tableau C. 8 : Pertes Totales.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
<b>PERTES DIFFEREES</b>	111,85	146,68	149,06	139,25	130,86	120,75	112,14	114,58	116,41	117,02	111,86	97,72
%	7,58	9,94	10,10	9,43	8,87	8,18	7,60	7,76	7,89	7,93	7,58	6,62
<b>PERTES INSTANTANES</b>	185,13	178,87	169,13	169,56	166,02	166,20	159,93	151,25	139,45	121,06	117,44	140,31
%	12,54	12,12	11,46	11,49	11,25	11,26	10,84	10,25	9,45	8,20	7,96	9,51
<b>Total (MPa)</b>	296,98	325,55	318,19	308,81	296,88	286,95	272,07	265,84	255,86	238,08	229,29	238,03
<b>Total (%)</b>	20,12	22,06	21,5573	20,92	20,11	19,44	18,43	18,01	17,33	16,13	15,53	16,13

Tableau C. 9 : Modes Propres ; Résultats Robot structural Analysis 2020.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masse cumulée (Ux)	Masse cumulée (Uy)	Masse Cumulée (Uz)	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Masse modale Uz (%)	Masse totale Ux (Kg)	Masse totale Uy (Kg)	Masse totale Uz (Kg)
1	1,38	0,72	0,00	0,00	5,16	0,00	0,00	5,16	6187011,94	6140016,20	6140016,20
2	1,40	0,71	0,00	0,00	5,16	0,00	76,92	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
3	2,17	0,46	0,00	76,92	5,16	99,94	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
4	2,22	0,45	99,94	76,92	5,16	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
5	2,76	0,36	99,94	76,92	5,16	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
6	3,39	0,29	99,94	76,92	5,16	0,00	15,38	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
7	3,60	0,28	99,94	92,30	58,20	0,00	0,00	53,03	6187011,94	6140016,20	6140016,20
8	5,41	0,18	99,94	92,30	58,20	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
9	5,86	0,17	99,94	92,30	58,20	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
10	8,40	0,12	99,94	92,30	58,20	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20

11	8,86	0,11	99,94	92,30	58,20	0,00	1,72	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
12	9,15	0,11	99,94	94,02	61,88	0,00	0,00	3,69	6187011,94	6140016,20	6140016,20
13	10,98	0,09	99,94	94,02	61,88	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
14	11,92	0,08	99,94	94,02	73,91	0,00	0,00	12,03	6187011,94	6140016,20	6140016,20
15	12,68	0,08	99,94	94,02	73,91	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
16	16,50	0,06	99,94	94,02	73,91	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
17	17,81	0,06	99,94	94,02	73,91	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
18	17,81	0,06	99,94	94,02	73,91	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
19	17,91	0,06	99,94	94,02	73,91	0,00	0,91	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
20	18,02	0,06	99,94	94,02	73,91	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
21	22,82	0,04	99,94	94,02	91,52	0,00	0,00	17,61	6187011,94	6140016,20	6140016,20
22	22,96	0,04	99,94	94,02	91,52	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
23	23,13	0,04	99,94	94,02	91,52	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
24	23,69	0,04	99,94	94,02	91,52	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
25	23,73	0,04	99,94	94,02	92,30	0,00	0,00	0,61	6187011,94	6140016,20	6140016,20
26	28,35	0,04	99,94	95,50	92,30	0,00	0,57	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
27	31,01	0,03	99,94	95,50	92,30	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
28	31,35	0,03	99,95	95,50	92,30	0,01	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
29	35,93	0,03	99,95	95,50	92,30	0,00	0,00	0,00	6187011,94	6140016,20	6140016,20
30	36,19	0,03	99,95	95,50	94,91	0,00	0,00	2,77	6187011,94	6140016,20	6140016,20

Tableau C. 10 : Vérification des contraintes en phase de service : A vide.

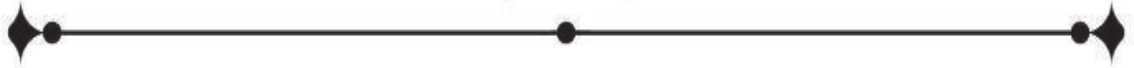
Section	x (m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	nf	nécliss	nextr	Pf (MN)	Pécl (MN)	Pext (MN)	ef (m)	e écliss (m)	e extr (m)	M(MN.m)	σSup(MPa)	σInf (MPa)
Début VSC	0,0	1,970	1,130	10,50	7,55	0	2	4	0	4,14	9,43	0	1,85	-0,31	0	0,66	3,78
Axe VSC	6,3	1,970	1,130	10,50	7,55	0	2	4	0	4,14	9,43	0	1,85	-0,70	13	1,67	2,03
Fin V10	12,5	1,970	1,140	10,57	7,56	2	2	4	4,14	4,14	9,43	1,020	1,85	-1,08	12	2,20	2,59
Fin V9	16,6	1,990	1,160	10,99	7,61	4	2	4	8,28	4,14	9,43	1,040	1,85	-1,32	10	2,70	3,17
Fin V8	20,7	2,030	1,218	11,92	7,73	6	2	4	12,43	4,14	9,43	1,090	1,85	-1,52	3	2,82	4,28
Fin V7	24,8	2,090	1,280	13,48	7,94	8	0	4	16,57	0,00	9,43	1,160	0,00	-1,72	-8	2,84	3,99
Fin V6	28,9	2,190	1,380	15,60	8,18	10	0	4	20,71	0,00	9,43	1,260	0,00	-1,58	-22	2,70	5,25
Fin V5	33,0	2,290	1,510	18,69	8,42	12	0	4	24,85	0,00	9,43	1,390	0,00	-1,07	-41	2,71	6,13
Fin V4	37,1	2,400	1,680	23,08	8,94	16	0	4	33,13	0,00	9,43	1,560	0,00	-0,53	-65	3,46	6,61
Fin V3	41,2	2,530	1,870	28,75	9,42	20	0	4	41,42	0,00	9,43	1,750	0,00	0,03	-92	4,13	7,11
Fin V2	45,3	2,700	2,070	36,06	9,95	24	0	4	49,70	0,00	9,43	1,950	0,00	0,61	-118	5,09	7,06
Fin V1	49,4	2,860	2,350	45,64	10,66	28	0	4	57,98	0,00	9,43	2,230	0,00	1,26	-162	5,26	7,62
Fin VSP	53,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	4	57,98	0,00	9,43	2,920	0,00	2,32	-204	5,31	6,72
Axe VSP P2	58,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,920	0,00	2,73	-263	4,61	9,17
Fin VSP	63,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,920	0,00	2,37	-207	7,20	6,45
Fin V01	67,6	2,860	2,350	45,64	10,66	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,230	0,00	1,35	-164	6,73	7,79
Fin V02	71,7	2,700	2,070	36,06	9,95	24	0	8	49,70	0,00	18,86	1,950	0,00	0,75	-119	6,42	7,51
Fin V03	75,8	2,530	1,870	28,75	9,42	20	0	8	41,42	0,00	18,86	1,750	0,00	0,22	-93	5,31	7,87
Fin V04	79,9	2,400	1,680	23,08	8,94	16	0	8	33,13	0,00	18,86	1,560	0,00	-0,30	-65	4,43	7,80
Fin V05	84,0	2,290	1,510	18,69	8,42	12	0	8	24,85	0,00	18,86	1,390	0,00	-0,79	-41	3,44	7,85

Fin V06	88,1	2,190	1,380	15,60	8,18	10	0	8	20,71	0,00	18,86	1,260	0,00	-1,25	-22	3,13	7,55
Fin V07	92,2	2,090	1,280	13,48	7,94	8	0	8	16,57	0,00	18,86	1,160	0,00	-1,49	-7	3,00	6,85
Fin V08	96,3	2,030	1,218	11,92	7,73	6	0	8	12,43	0,00	18,86	1,090	0,00	-1,55	5	2,92	5,92
Fin V09	100,4	1,990	1,160	10,99	7,61	4	2	8	8,28	4,14	18,86	1,040	1,85	-1,61	12	2,27	7,26
Fin V10	104,5	1,970	1,140	10,57	7,56	2	2	8	4,14	4,14	18,86	1,020	1,85	-1,63	15	1,56	7,09
Vc P2-P3	106,0	1,970	1,130	10,50	7,55	0	2	8	0,00	4,14	18,86	0,000	1,85	-1,64	16	0,58	7,35
Fin V10	107,5	1,970	1,140	10,57	7,56	2	2	8	4,14	4,14	18,86	1,020	1,85	-1,63	15	1,56	7,09
Fin V9	111,6	1,990	1,160	10,99	7,61	4	2	8	8,28	4,14	18,86	1,040	1,85	-1,61	12	2,27	7,26
Fin V8	115,7	2,030	1,218	11,92	7,73	6	0	8	12,43	0,00	18,86	1,090	0,00	-1,55	5	2,92	5,92
Fin V7	119,8	2,090	1,280	13,48	7,94	8	0	8	16,57	0,00	18,86	1,160	0,00	-1,49	-7	3,00	6,85
Fin V6	123,9	2,190	1,380	15,60	8,18	10	0	8	20,71	0,00	18,86	1,260	0,00	-1,25	-22	3,13	7,55
Fin V5	128,0	2,290	1,510	18,69	8,42	12	0	8	24,85	0,00	18,86	1,390	0,00	-0,79	-41	3,44	7,85
Fin V4	132,1	2,400	1,680	23,08	8,94	16	0	8	33,13	0,00	18,86	1,560	0,00	-0,30	-65	4,43	7,80
Fin V3	136,2	2,530	1,870	28,75	9,42	20	0	8	41,42	0,00	18,86	1,750	0,00	0,22	-93	5,31	7,87
Fin V2	140,3	2,700	2,070	36,06	9,95	24	0	8	49,70	0,00	18,86	1,950	0,00	0,75	-119	6,42	7,51
Fin V1	144,4	2,860	2,350	45,64	10,66	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,230	0,00	1,35	-164	6,73	7,79
Fin VSP	148,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,920	0,00	2,37	-207	7,20	6,45
Axe VSP P3	153,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,920	0,00	2,73	-263	4,61	9,17
Fin VSP	158,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	4	57,98	0,00	9,43	2,920	0,00	2,32	-204	5,31	6,72
Fin V01	162,6	2,860	2,350	45,64	10,66	28	0	4	57,98	0,00	9,43	2,230	0,00	1,26	-162	5,26	7,62
Fin V02	166,7	2,700	2,070	36,06	9,95	24	0	4	49,70	0,00	9,43	1,950	0,00	0,61	-118	5,09	7,06
Fin V03	170,8	2,530	1,870	28,75	9,42	20	0	4	41,42	0,00	9,43	1,750	0,00	0,03	-92	4,13	7,11
Fin V04	174,9	2,400	1,680	23,08	8,94	16	0	4	33,13	0,00	9,43	1,560	0,00	-0,53	-65	3,46	6,61
Fin V05	179,0	2,290	1,510	18,69	8,42	12	0	4	24,85	0,00	9,43	1,390	0,00	-1,07	-41	2,71	6,13
Fin V06	183,1	2,190	1,380	15,60	8,18	10	0	4	20,71	0,00	9,43	1,260	0,00	-1,58	-22	2,70	5,25
Fin V07	187,2	2,090	1,280	13,48	7,94	8	0	4	16,57	0,00	9,43	1,160	0,00	-1,72	-8	2,84	3,99
Fin V08	191,3	2,030	1,218	11,92	7,73	6	2	4	12,43	4,14	9,43	1,090	1,85	-1,52	3	2,82	4,28
Fin V09	195,4	1,990	1,160	10,99	7,61	4	2	4	8,28	4,14	9,43	1,040	1,85	-1,32	10	2,70	3,17
Fin V10	199,5	1,970	1,140	10,57	7,56	2	2	4	4,14	4,14	9,43	1,020	1,85	-1,08	12	2,20	2,59
Axe VSC	205,8	1,970	1,130	10,50	7,55	0	2	4	0,00	4,14	9,43	0	1,85	-0,70	13	1,67	2,03
Fin VSC	212,0	1,970	1,130	10,50	7,55	0	2	4	0,00	4,14	9,43	0	1,85	-0,31	0	0,66	3,78

Tableau C. 11 : Vérification des contraintes en phase de service : En charge.

Section	x (m)	v' (m)	v (m)	l (m4)	S (m2)	nf	nécliss	nextr	Pf (MN)	Pécl (MN)	Pext (MN)	ef (m)	e écliss (m)	e extr (m)	M1(MN.m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)	M2(MN.m)	σSup (MPa)	σInf (MPa)
Début VSC	0,0	1,970	1,130	10,50	7,55	0	2	4	0	4,14	9,43	0	1,85	0,31	0	-0,59	2,53	0	-0,59	2,53
Axe VSC	6,3	1,970	1,130	10,50	7,55	0	2	4	0	4,14	9,43	0	1,85	0,70	14	0,51	0,61	2	-0,75	2,82
Fin V10	12,5	1,970	1,140	10,57	7,56	2	2	4	4,14	4,14	9,43	1,020	1,85	1,08	28	2,63	-1,55	4	0,09	2,83
Fin V9	16,6	1,990	1,160	10,99	7,61	4	2	4	8,28	4,14	9,43	1,040	1,85	1,32	28	3,32	-1,27	-2	0,25	4,00
Fin V8	20,7	2,030	1,218	11,92	7,73	6	2	4	12,43	4,14	9,43	1,090	1,85	1,52	23	3,58	-0,25	-11	0,12	5,52
Fin V7	24,8	2,090	1,280	13,48	7,94	8	0	4	16,57	0,00	9,43	1,160	0,00	1,72	12	3,55	-0,30	-25	-0,01	5,51
Fin V6	28,9	2,190	1,380	15,60	8,18	10	0	4	20,71	0,00	9,43	1,260	0,00	1,58	-3	3,26	1,38	-43	-0,27	6,97
Fin V5	33,0	2,290	1,510	18,69	8,42	12	0	4	24,85	0,00	9,43	1,390	0,00	1,07	-24	3,02	2,85	-65	-0,31	7,89
Fin V4	37,1	2,400	1,680	23,08	8,94	16	0	4	33,13	0,00	9,43	1,560	0,00	0,53	-49	3,51	3,99	-91	0,48	8,31
Fin V3	41,2	2,530	1,870	28,75	9,42	20	0	4	41,42	0,00	9,43	1,750	0,00	0,03	-80	3,92	5,05	-122	1,21	8,70
Fin V2	45,3	2,700	2,070	36,06	9,95	24	0	4	49,70	0,00	9,43	1,950	0,00	0,61	-109	4,61	5,49	-150	2,27	8,54
Fin V1	49,4	2,860	2,350	45,64	10,66	28	0	4	57,98	0,00	9,43	2,230	0,00	1,26	-158	4,57	6,49	-197	2,55	8,96
Fin VSP	53,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	4	57,98	0,00	9,43	2,920	0,00	2,32	-201	4,64	5,71	-243	2,45	8,00
Axe VSP P2	58,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,920	0,00	2,73	-260	3,11	7,31	-307	0,61	9,93

<b>Fin VSP</b>	63,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,920	0,00	2,37	-205	5,64	4,65	-241	3,75	6,64
<b>Fin V01</b>	67,6	2,860	2,350	45,64	10,66	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,230	0,00	1,35	-163	5,03	5,94	-190	3,61	7,67
<b>Fin V02</b>	71,7	2,700	2,070	36,06	9,95	24	0	8	49,70	0,00	18,86	1,950	0,00	0,75	-116	4,69	5,39	-139	3,42	7,05
<b>Fin V03</b>	75,8	2,530	1,870	28,75	9,42	20	0	8	41,42	0,00	18,86	1,750	0,00	0,22	-87	3,69	5,35	-109	2,29	7,24
<b>Fin V04</b>	79,9	2,400	1,680	23,08	8,94	16	0	8	33,13	0,00	18,86	1,560	0,00	-0,30	-56	2,95	4,79	-80	1,26	7,20
<b>Fin V05</b>	84,0	2,290	1,510	18,69	8,42	12	0	8	24,85	0,00	18,86	1,390	0,00	-0,79	-30	2,10	4,24	-55	0,11	7,26
<b>Fin V06</b>	88,1	2,190	1,380	15,60	8,18	10	0	8	20,71	0,00	18,86	1,260	0,00	-1,25	-9	2,00	3,37	-34	-0,28	6,99
<b>Fin V07</b>	92,2	2,090	1,280	13,48	7,94	8	0	8	16,57	0,00	18,86	1,160	0,00	-1,49	9	2,06	2,12	-18	-0,46	6,24
<b>Fin V08</b>	96,3	2,030	1,218	11,92	7,73	6	0	8	12,43	0,00	18,86	1,090	0,00	-1,55	21	2,18	0,66	-6	-0,57	5,23
<b>Fin V09</b>	100,4	1,990	1,160	10,99	7,61	4	2	8	8,28	4,14	18,86	1,040	1,85	-1,61	30	1,65	1,60	3	-1,20	6,49
<b>Fin V10</b>	104,5	1,970	1,140	10,57	7,56	2	2	8	4,14	4,14	18,86	1,020	1,85	-1,63	32	0,81	1,59	4	-2,16	6,72
<b>Vc P2-P3</b>	106,0	1,970	1,130	10,50	7,55	0	2	8	0,00	4,14	18,86	0,000	1,85	-1,64	34	0,04	1,44	6	<b>-2,93</b>	<b>6,62</b>
<b>Fin V10</b>	107,5	1,970	1,140	10,57	7,56	2	2	8	4,14	4,14	18,86	1,020	1,85	-1,63	32	0,81	1,59	4	-2,16	6,72
<b>Fin V9</b>	111,6	1,990	1,160	10,99	7,61	4	2	8	8,28	4,14	18,86	1,040	1,85	-1,61	30	1,65	1,60	3	-1,20	6,49
<b>Fin V8</b>	115,7	2,030	1,218	11,92	7,73	6	0	8	12,43	0,00	18,86	1,090	0,00	-1,55	21	2,18	0,66	-6	-0,57	5,23
<b>Fin V7</b>	119,8	2,090	1,280	13,48	7,94	8	0	8	16,57	0,00	18,86	1,160	0,00	-1,49	9	2,06	2,12	-18	-0,46	6,24
<b>Fin V6</b>	123,9	2,190	1,380	15,60	8,18	10	0	8	20,71	0,00	18,86	1,260	0,00	-1,25	-9	2,00	3,37	-34	-0,28	6,99
<b>Fin V5</b>	128,0	2,290	1,510	18,69	8,42	12	0	8	24,85	0,00	18,86	1,390	0,00	-0,79	-30	2,10	4,24	-55	0,11	7,26
<b>Fin V4</b>	132,1	2,400	1,680	23,08	8,94	16	0	8	33,13	0,00	18,86	1,560	0,00	-0,30	-56	2,95	4,79	-80	1,26	7,20
<b>Fin V3</b>	136,2	2,530	1,870	28,75	9,42	20	0	8	41,42	0,00	18,86	1,750	0,00	0,22	-87	3,69	5,35	-109	2,29	7,24
<b>Fin V2</b>	140,3	2,700	2,070	36,06	9,95	24	0	8	49,70	0,00	18,86	1,950	0,00	0,75	-116	4,69	5,39	-139	3,42	7,05
<b>Fin V1</b>	144,4	2,860	2,350	45,64	10,66	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,230	0,00	1,35	-163	5,03	5,94	-190	3,61	7,67
<b>Fin VSP</b>	148,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,920	0,00	2,37	-205	5,64	4,65	-241	3,75	6,64
<b>Axe VSP P3</b>	153,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	8	57,98	0,00	18,86	2,920	0,00	2,73	-260	3,11	7,31	-307	0,61	9,93
<b>Fin VSP</b>	158,5	3,190	3,040	57,91	11,24	28	0	4	57,98	0,00	9,43	2,920	0,00	2,32	-201	4,64	5,71	-243	2,45	8,00
<b>Fin V01</b>	162,6	2,860	2,350	45,64	10,66	28	0	4	57,98	0,00	9,43	2,230	0,00	1,26	-158	4,57	6,49	-197	2,55	8,96
<b>Fin V02</b>	166,7	2,700	2,070	36,06	9,95	24	0	4	49,70	0,00	9,43	1,950	0,00	0,61	-109	4,61	5,49	-150	2,27	8,54
<b>Fin V03</b>	170,8	2,530	1,870	28,75	9,42	20	0	4	41,42	0,00	9,43	1,750	0,00	0,03	-80	3,92	5,05	-122	1,21	8,70
<b>Fin V04</b>	174,9	2,400	1,680	23,08	8,94	16	0	4	33,13	0,00	9,43	1,560	0,00	-0,53	-49	3,51	3,99	-91	0,48	8,31
<b>Fin V05</b>	179,0	2,290	1,510	18,69	8,42	12	0	4	24,85	0,00	9,43	1,390	0,00	-1,07	-24	3,02	2,85	-65	-0,31	7,89
<b>Fin V06</b>	183,1	2,190	1,380	15,60	8,18	10	0	4	20,71	0,00	9,43	1,260	0,00	-1,58	-3	3,26	1,38	-43	-0,27	6,97
<b>Fin V07</b>	187,2	2,090	1,280	13,48	7,94	8	0	4	16,57	0,00	9,43	1,160	0,00	-1,72	12	3,55	-0,30	-25	-0,01	5,51
<b>Fin V08</b>	191,3	2,030	1,218	11,92	7,73	6	2	4	12,43	4,14	9,43	1,090	1,85	-1,52	23	3,58	-0,25	-11	0,12	5,52
<b>Fin V09</b>	195,4	1,990	1,160	10,99	7,61	4	2	4	8,28	4,14	9,43	1,040	1,85	-1,32	28	3,32	-1,27	-2	0,25	4,00
<b>Fin V10</b>	199,5	1,970	1,140	10,57	7,56	2	2	4	4,14	4,14	9,43	1,020	1,85	-1,08	28	2,63	-1,55	4	0,09	2,83
<b>Axe VSC</b>	205,8	1,970	1,130	10,50	7,55	0	2	4	0,00	4,14	9,43	0	1,85	-0,70	14	0,51	0,61	2	-0,75	2,82
<b>Début VSC</b>	212,0	1,970	1,130	10,50	7,55	0	2	4	0,00	4,14	9,43	0	1,85	-0,31	0	-0,59	2,53	0	-0,59	2,53



**Annexe D**  
**Ferrailage**



## Calcul de Section en Flexion Simple (VSC)

### 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

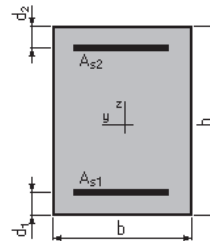
### 2. Section :

$b = 100,0$  (cm)

$h = 60,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)



### 3. Moments appliqués :

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	-224,26	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 17,9$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $r = 0,33$  (%)

Minimum  $r_{\min} = 0,13$  (%)

#### Analyse par Cas :

Cas ELS  $M_{max} = -224,26$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

- Coefficient de sécurité : 1,00
- Position de l'axe neutre :  $y = 14,7$  (cm)
- Bras de levier :  $Z = 50,1$  (cm)
- Contrainte maxi du béton :  $s_b = 6,1$  (MPa)
- Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)
- Contrainte de l'acier :
  - Tendue :  $s_s = 250,0$  (MPa)
- Contrainte limite de l'acier :  $s_{s \lim} = 250,0$  (MPa)

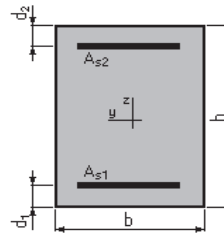
## Calcul de Section en Flexion Composée (AME)

### 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 :

 $b = 100,0$  (cm) $h = 40,0$  (cm) $d_1 = 5,0$  (cm) $d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués :

Cas N <sup>O</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	0,00	0,00
2.	ELS	537,41	235,90
3.	ELS	0,00	0,00
4.	ELU	0,00	0,00

### 4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 20,4$  (cm<sup>2</sup>)Section théorique  $A_{s2} = 20,4$  (cm<sup>2</sup>)Section minimum  $A_{s \min} = 11,2$  (cm<sup>2</sup>)Section maximum  $A_{s \max} = 200,0$  (cm<sup>2</sup>)Théorique  $r = 1,02$  (%)Minimum  $r_{\min} = 0,28$  (%)maximum  $r_{\max} = 5,00$  (%)

#### Analyse par Cas :

Cas N<sup>O</sup> 1 : Type ELU  $N = 0,00$  (kN)  $M = 0,00$  (kN\*m)

- Coefficient de sécurité : 100,00 Pivot : B
- Position de l'axe neutre :  $y = 21,0$  (cm)
- Bras de levier :  $Z = 26,6$  (cm)
- Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 0,00$  (‰)
- Déformation du béton :  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)
- Contrainte de l'acier :

Cas N<sup>O</sup> 2 : Type ELS  $N = 537,41$  (kN)  $M = 235,90$  (kN\*m)

- Coefficient de sécurité : 1,00
- Position de l'axe neutre :  $y = 14,3$  (cm)
- Bras de levier :  $Z = 30,2$  (cm)
- Contrainte maxi du béton :  $s_b = 11,5$  (MPa)
- Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)
- Contrainte de l'acier :
  - Tendue :  $s_s = 250,0$  (MPa)
  - Comprimée :  $s_s' = 111,9$  (MPa)
- Contrainte limite de l'acier :  $s_s \lim = 250,0$  (MPa)

---

**Cas N<sup>O</sup> 3: Type ELS**      **N = 0,00**      **(kN)**      **M = 0,00**      **(kN\*m)**

- Coefficient de sécurité : 100,00
- Position de l'axe neutre :  $y = 21,0$  (cm)
- Bras de levier :  $Z = 28,0$  (cm)
- Contrainte maxi du béton :  $s_b = 0,0$  (MPa)
- Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)
- Contrainte de l'acier :
- Contrainte limite de l'acier :  $s_s \text{ lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas N<sup>O</sup> 4: Type ELU**      **N = 0,00**      **(kN)**      **M = 0,00**      **(kN\*m)**

- Coefficient de sécurité : 100,00      Pivot : B
- Position de l'axe neutre :  $y = 21,0$       (cm)
- Bras de levier :  $Z = 26,6$       (cm)
- Déformation de l'acier :  $e_s = 0,00$       (‰)
- Déformation du béton :  $e_b = 3,50$       (‰)
- Contrainte de l'acier :

## Ferrailage de chevette Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (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

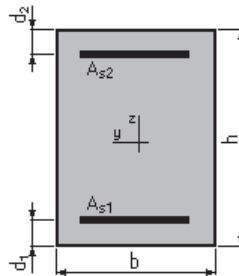
### 2. Section :

$b = 100,0$  (cm)

$h = 200,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)



### 3. Moments appliqués :

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-165,58	0,00
Etat Limite de Service	-122,65	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 20,5$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_s \min = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $r = 0,11$  (%)

Minimum  $r_{min} = 0,11$  (%)

#### • Analyse par Cas :

Cas ELU  $M_{max} = -165,58$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : **10,38**      Pivot: A

Position de l'axe neutre :  $y = 5,6$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 192,8$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 0,30$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

#### Contrainte de l'acier :

Tendue :  $s_s = 434,8$  (MPa)

Cas ELS  $M_{max} = -122,65$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : **7,71**

Position de l'axe neutre :  $y = 31,7$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 184,4$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $s_b = 0,2$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

#### Contrainte de l'acier :

Comprimée :  $s_s' = 2,5$  (MPa)

#### Contrainte limite de l'acier :

$s_s \lim = 250,0$  (MPa)

## Ferrailage de chevette Nappe inferieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (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

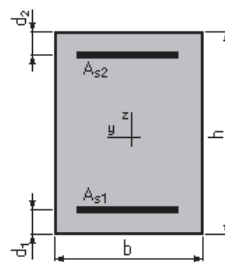
### 2. Section :

$b = 100,0$  (cm)

$h = 200,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)



### 3. Moments appliqués :

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	496,73	0,00
Etat Limite de Service	367,95	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 20,5$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 20,5$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $r = 0,11$  (%)

Minimum  $r_{\min} = 0,11$  (%)

#### • Analyse par Cas :

**Cas ELU**  $M_{max} = 496,73$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 3,46 Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 5,6$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 192,8$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 0,30$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{max} = 367,95$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 2,57

Position de l'axe neutre :  $y = 31,7$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 184,4$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $s_b = 0,5$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $s_s = 7,4$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$s_{s \lim} = 250,0$  (MPa)

## Ferrailage de chevette

### Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

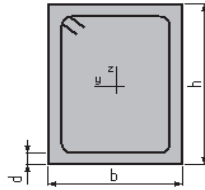
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

#### 2. Section :

$b = 100,0$  (cm)

$h = 200,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)



#### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N <sup>O</sup>	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	662,31	0,00
2.	ELU	0,00	0,00

#### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale

$t_u = 0,3$  (MPa)

Contrainte tangente limite

$t_{u,lim} = 4,7$  (MPa)

- **Armatures transversales**

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)      Longueur de la travée :  $L = 3,5$  (m)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 1,0$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres:  $2 \text{ } \text{Æ} 8$

Espacement :  $S_t = 40,0$  (cm)      Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 40,0$  (cm)       $20 + 3 \cdot 40$  (cm)

## Ferraillage longitudinal des colonnes (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

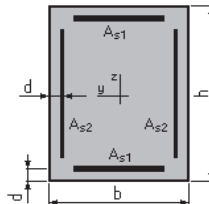
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section :

$b = 100,0$  (cm)

$h = 350,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)



### 3. Efforts appliqués :

Cas $N^O$	Type	N (kN)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1.	ELU	21384,39	12597,44	0,00
2.	ELS	15867,27	29394,04	0,00
3.	ELA	20047,75	78857,85	8990,29

### 4. Résultats :

#### • Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 377,4$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 93,8$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 70,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s \max} = 1750,0$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique

$r = 2,69$  (%)

Minimum  $r_{\min} = 0,10$  (%)

maximum  $r_{\max} = 5,00$  (%)

#### • Analyse par Cas :

• Cas  $N^O$  1: Type ELU  $N = 21384,39$  (kN)       $M_y = 12597,44$  (kN\*m)       $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 3,71      Pivot : C

Position de l'axe neutre :  $y = 354,3$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 203,3$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 3,47$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 0,00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée :  $s_s' = 434,8$  (MPa)

• Cas  $N^O$  2: Type ELS  $N = 15867,27$  (kN)       $M_y = 29394,04$  (kN\*m)       $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,89

Position de l'axe neutre :  $y = 223,9$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 270,4$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $s_b = 11,1$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $s_s = 90,1$  (MPa)

Comprimée :  $s_s' = 162,9$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$s_s \text{ lim} = 500,0$  (MPa)

- 
- Cas N<sup>O</sup> 3 : Type ELAN = 20047,75 (kN)     $M_y = 78857,85$  (kN\*m)     $M_z =$   
8990,29 (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00    Pivot : B

Position de l'axe neutre :  $y = 109,0$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 174,7$  (cm)

Déformation du béton :  $e_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier :  $e_s = 3,98$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $s_s = 500,0$  (MPa)

Comprimée :  $s_s' = 500,0$  (MPa)

## Ferrailage transversal des colonnes (Calcul de Section dans la zone critique à l'effort tranchant)

### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

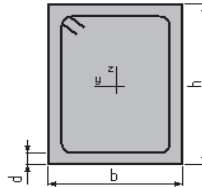
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

### 2. Section :

$b = 100,0$  (cm)

$h = 350,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)



### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas $N^O$	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1145,22	21384,39
2.	ELA	7192,92	20047,75

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $t_u = 2,1$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $t_{u,lim} = 4,7$  (MPa)

#### • Armatures transversales

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 6,2$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres : 4  $\text{Æ} 14$

Espacement :  $S_t = 9,5$  (cm)

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 15,0$  (cm)