

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

## Thème

**Conception et étude d'un viaduc ferroviaire sur le  
tronçon Ksar El Boukhari-Boughezoul sur 40 km du  
PK 12+500 au PK 12+824**

Presenté par :

Safa GHENNAM

Fatima-Zohra BOUHAFS

Encadré par :

Mr. Mohamed AMIEUR

Promotion 2025 / 2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

## إهداء

( وَمَا تَوْفِيقِي إِلَّا بِاللَّهِ عَلَيْهِ تَوَكَّلْتُ وَإِلَيْهِ أُنِيبُ )

الحمد لله الذي أنار دربي بالتوفيق، وأكرمني ببلوغ هذه اللحظة التي طالما انتظرتها، الحمد لله على نعمة السعي، وعلى جمال الوصول بعد طول صبر واجتهاد.

ما بين بداية حملت أحلاماً كبيرة، ونهاية تُتَوَجَّح سنوات من التعب والمثابرة، أحمد الله الذي كان معي في كل خطوة، والذي منحني القوة لتجاوز الصعاب وأواصل الطريق حتى أتممت هذا العمل

وبكل فخر وامتنان، أهدي ثمرة هذا الإنجاز إلى أغلى الأشخاص في حياتي:

### " إلى أبي الغالي "

إلى سندي في هذه الحياة، وإلى أول حب عرفه قلبي، إلى الرجل الذي كان ولا يزال قدوتي ومصدر قوتي وأماني، إلى من علمني أن الطموح لا حدود له وأن النجاح يأتي بالصبر والعمل

شكراً لأنك كنت دائماً إلى جانبي، تؤمن بي حتى في اللحظات التي شككت فيها بنفسي، شكراً لكل تضحية قدمتها من أجلي، ولكل تعب تحملته حتى أصل إلى ما أنا عليه اليوم

وجودك في حياتي نعمة أحمد الله عليها في كل يوم، وأرجو أن يكون هذا الإنجاز جزءاً بسيطاً من رد الجميل لك

أهديك ثمرة جهدي بكل حب وفخر، وأدعو الله أن يحفظك لي ويديمك تاجاً فوق رأسي.

### " إلى أُمِّي الغالية "

إلى نبع الحنان الذي لا ينضب، وإلى القلب الذي احتواني حباً ودفناً في كل مراحل حياتي، إلى المرأة التي كانت دعواتها ترافقني في كل خطوة أخطوها، والتي كان رضاها أعظم نعمة أرجوها

إلى من سهرت لأجل راحتي، وتعبت من أجل سعادتي، وضحت بالكثير حتى أصل إلى ما أنا عليه اليوم، إلى أول وطن عرفته وأجمل نعمة رزقني الله بها

أهديك ثمرة هذا الجهد بكل حب وفخر، وأسأل الله أن يحفظك لي، ويبارك في عمرك، ويديمك أجمل نعمة في حياتي.

### " إلى أختي مروة "

رفيقة دربي وسندي في كثير من محطات حياتي، شكراً لك على محبتك ودعمك الدائم.

### " إلى أخي حميدة "

الذي كان مثلاً للعطاء والمساندة، بارك الله فيك وجزاك عني كل خير.

### " إلى أخي إبراهيم "

أهديك هذا العمل بكل محبة، متمنية لك النجاح والتوفيق في كل خطواتك.

### " إلى أختي هبة الرحمان "

رفيقة القلب والروح، أسأل الله أن يديم بيننا المحبة والمودة.

### " إلى ابنة أختي جويرية "

زهرة العائلة الصغيرة، أرجو لك مستقبلاً مليئاً بالنجاح والسعادة.

### " إلى جدي المرحوم محمد رحمه الله "

الذي تمنيت من كل قلبي أن يكون حاضراً ليرى هذه اللحظة، رحمك الله رحمة واسعة وأسكنك فسيح جناته.

### " إلى زميلتي في هذا العمل فاطمة الزهراء "

شريكتي في هذا المشروع ورفيقة العمل طوال فترة إنجازها، أشكرك على تعاونك الكبير وجهدك الصادق الذي كان له دور مهم في إتمام هذا العمل

كانت تجربة العمل معك تجربة مميزة، مليئة بالاحترام والتفاهم وتقاسم المسؤولية، وأقدر كثيراً كل لحظة تعب ومجهود بذلناه معاً من أجل الوصول إلى هذه النتيجة

شكراً لالتزامك، لدعمك، ولروح الفريق الجميلة التي جعلت هذا العمل أسهل وأجمل. أشاركك اليوم فرحة هذا الإنجاز بكل تقدير وامتنان.

### " إلى صديقتي العزيزة نسمة "

رفيقة الدرب وصندوق أسراري ومصدر أجمل ذكرياتي، لا تكفي الكلمات لوصف مدى امتناني لك. كنت السند الحقيقي في لحظات الضعف، والدعم الصادق في كل مرحلة من هذا الطريق. وجودك بجانبني خفف عني الكثير من التعب، ومنحني القوة للاستمرار رغم الصعوبات. أشاركك اليوم فرحة هذا الإنجاز بكل حب وامتنان وفخر كبير بصداقتنا.

### " إلى صديقتي العزيزة ماريلين "

إلى تلك الروح القريبة من قلبي، ورفيقة اللحظات الجميلة والصعبة، شكراً لك على دعمك الصادق ووقوفك بجانبني في كل وقت احتجت فيه إلى سند. وجودك في حياتي نعمة أعتز بها، وأهديك اليوم فرحة هذا الإنجاز بكل امتنان وحب

### زميلاتي العزيزات ورفيقات المشوار

#### ويزة، ليديا، هاجر ونور

شكراً على كل لحظات التعب، الدعم، والضحك التي تقاسمناها معاً طوال هذا المشوار الجامعي. أتمنى لكم كل التوفيق والنجاح في مستقبلكن

### " إلى قطي روج الصغير "

الذي رافقني لثماني سنوات وكان جزءاً من تفاصيل أيامي وذكرياتي، ورغم رحيله، ستبقى ذكراه حاضرة في قلبي دائماً.

### " إلى صفاء الصغيرة "

إلى تلك الطفلة التي كانت بداخلي منذ البداية، الحاملة كثيراً، التي كانت ترى الطريق صعباً أحياناً لكنها لم تتوقف يوماً عن المحاولة، إلى كل لحظة تعب، وكل دموع، وكل بداية من جديد رغم الخوف والتردد، شكراً لك لأنك كنت القوة التي لم أكن ألاحظها حينها

أهديك هذا الإنجاز اليوم لأنك أنت من بدأت الطريق، وأنت من صبرت حتى وصلنا إلى هذه اللحظة. فخورة بك، وبكل خطوة صغيرة صنعت هذا الوصول الكبير.

وإلى كل من ساندني ودعا لي وشارك فرحتي من قريب أو بعيد،  
أهدي هذا العمل المتواضع بكل حب وامتنان

غنام صفاء

## Dédicaces



### **À LA MEMOIRE DE MON TRES CHER PERE,**

*Mon premier enseignant et ma plus grande source d'inspiration.*

*À quelques jours seulement de l'aboutissement de ce long parcours, Allah a rappelé à Lui mon père bien-aimé. J'aurais tant souhaité que tu sois présent aujourd'hui pour partager ce projet que nous avons tant espéré ensemble.*

*Tout au long de mon parcours, tu m'as soutenu, encouragé et appris à ne jamais abandonner face aux difficultés. Chaque réussite que j'ai accomplie porte une part de toi, de tes sacrifices et de ton amour. C'est grâce à tout cela que je me tiens ici aujourd'hui. Chaque ligne de ce mémoire est dédiée à l'homme exceptionnel que tu étais. Tes conseils et tes prières m'accompagneront à jamais. Je te rendrai fier comme tu l'as toujours souhaité.*

*Je t'aime et je t'aimerai pour toujours, papa.*

*Qu'Allah, le Tout-Puissant, t'accorde Son infinie miséricorde, t'accueille parmi Ses pieux serviteurs et fasse du Firdaws ta demeure éternelle.*

### **À MA TRES CHERE MERE,**

*Pour ton amour inconditionnel et les valeurs précieuses que tu m'as transmises. Ton soutien, ta bienveillance et tes précieuses prières ont été ma plus grande force vers la réussite. Je te dédie ce travail avec la promesse de toujours te rendre fière.*

*Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, Quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.*

### **À LA MÉMOIRE DE MA TRÈS CHÈRE GRAND-MÈRE, MESSAOUDA,**

*Ma chère grand-mère, ton amour était un refuge, et tes paroles étaient toujours remplies de douceur et d'encouragement. Tu étais heureuse de chacune de mes réussites et tu n'as jamais cessé de me pousser à aller de l'avant. Ton affection et tes prières resteront à jamais gravées dans mon cœur. Cette réussite t'est dédiée avec tout l'amour que je garde pour toi.*

*Qu'Allah t'accorde Sa miséricorde, illumine ta tombe et t'accueille dans Son vaste Paradis.  
Allah yerahmek.*

### **À MES CHERS FRERES, Mohamed El Hadi, Ahmed et Amine,**

*Pour votre présence à mes côtés, votre affection, votre soutien indéfectible et vos encouragements tout au long de ce parcours. Merci d'avoir toujours cru en moi, d'avoir partagé mes inquiétudes comme mes joies. Votre confiance en moi m'a toujours donné la force d'aller plus loin. Que ce travail soit aussi le vôtre, avec toute mon affection, ma gratitude et ma profonde reconnaissance.*

*À ma grande famille paternelle et maternelle, Mon grand-père, mes oncles, mes tantes, cousins et cousines, pour leur soutien et leur bienveillance.*

***À ma collègue GHENNAM SAFA,***

*Pour son soutien, son aide et sa présence tout au long de ce travail. Je te souhaite beaucoup de réussite et un bel avenir dans la suite de ton parcours.*

***À mes amis et à toutes les personnes qui me sont chères, qui m'ont soutenue, encouragée et accompagnée, de près ou de loin, tout au long de mon chemin d'études.***

**FATIMA-ZOHRA BOUHAFS**

## Remerciements



*Je tiens tout d'abord à remercier Allah, le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la force, la patience et le courage nécessaires afin de mener à bien ce travail.*

*Ma plus profonde gratitude s'adresse à **mes chers parents**. Aucun mot ne saurait exprimer ma reconnaissance pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices infinis et leur soutien indéfectible tout au long de mon parcours universitaire. Que ce travail soit le fruit de leurs prières.*

*Je remercie sincèrement mon encadrant, **Mr. Amieur Mohamed**, pour ses précieux conseils, sa disponibilité, son encadrement et son accompagnement tout au long de ce projet.*

*Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude à **Madame Amina**, pour son aide précieuse, son soutien constant et sa disponibilité tout au long de ma période d'études au sein de l'école.*

*Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude à **Madame Zina** et **Meriem** pour son accompagnement précieux, sa disponibilité et son soutien inestimable tout au long de ma période d'études à l'école.*

*Mes remerciements s'adressent aussi à toute la famille **DMS**, pour l'ambiance de travail, l'entraide et le partage des connaissances.*

*Un grand merci à **Youcef Henna**, pour son aide précieuse concernant le logiciel **MIDAS CIVIL**, ainsi que pour ses conseils techniques et son soutien.*

*Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

**GHENNAM SAFA**

## Remerciements



*Avant tout, je rends grâce à **Allah, le Tout-Puissant**, de m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.*

*J'exprime ma profonde gratitude à mes parents, pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et leurs sacrifices tout au long de mon parcours. Sans eux, rien de tout cela n'aurait été possible.*

*Je tiens à remercier chaleureusement mon encadrant, **Mr. Amieur Mohamed**, pour la confiance qu'il m'a accordée, ses précieux conseils, sa grande disponibilité et la qualité de son suivi tout au long de la réalisation de ce projet.*

*Mes vifs remerciements s'adressent également à **Madame Amina** ainsi qu'à **Madame Zina**, pour leur aide précieuse, leur bienveillance constante, leur disponibilité et leur soutien inestimable durant mes années d'études au sein de l'école.*

*Je salue amicalement toute la famille **DMS** pour l'esprit d'entraide, le partage des connaissances et l'excellente ambiance de travail qui ont régné durant cette période.*

*Un grand merci à **Youcef Henna**, pour son assistance technique précieuse, sa maîtrise du logiciel MIDAS CIVIL et ses conseils avisés qui m'ont grandement aidé dans la modélisation de ce projet.*

*Enfin, j'exprime ma reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail.*

**BOUHAFS FATIMA-ZOHRA**

## ملخص

تتمثل الغاية من هذا المشروع في إعداد التصميم والدراسة التقنية للجسر الحديدي المدرج ضمن الخط المشترك الجديد بين ، ويمتد على مسار منحنى PK 12+500 وبوغزول وقصر البخاري. يتيح هذا المنشأ عبور واد عند النقطة الكيلومترية بنصف قطر يبلغ 1875 متراً وبطول إجمالي يقدر بـ 324 متراً. يعتمد الحل الهيكلي المختار على منشأ ذي روافد مسبقة الصنع من الخرسانة مسبقة الإجهاد عن طريق الشد اللاحق، ويتألف من 9 بحور مستقلة ترتكز على كتافين ودعامات وسطية مشكلة من 3 أعمدة لكل منها.

وقد سمح هذا البحث بالمصادقة على النموذج المعتمد وملاءمته للمتطلبات التقنية والاقتصادية. شملت الحسابات الهندسية المنشأ العلوي، لا سيما تحديد أبعاد الإجهاد المسبق، حديد التسليح العادي، والمعدات الملحقة، وصولاً إلى تحليل المنشأ و MIDAS CIVIL السفلي. أنجزت النمذجة الرقمية للمنشأ بواسطة طريقة العناصر المحدودة عبر برمجيات ، مع التوافق التام مع القوانين المعتمدة في الجزائر AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS ، BAEL91، BPEL91، EUROCODE، UIC.

**الكلمات المفتاحية:** هندسة، جسر سكة حديدية، مسار منحنى، نصف قطر 1875م، روافد، دعامات ذات أعمدة، شد لاحق، عناصر محدودة

## Résumé :

Le but de ce projet est d'élaborer la conception et l'étude technique du viaduc ferroviaire s'intégrant dans la nouvelle ligne Boughzoul – Ksar El Boukhari. Cet ouvrage, permettant le franchissement d'un oued au PK 12+500 m, se développe sur un alignement en courbe de 1875 m de rayon pour une longueur globale de 324 m. La solution structurelle adoptée correspond à un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, constitué de 9 travées indépendantes reposant sur deux culées et des piles composées de 3 fûts chacune.

Cette investigation a permis de valider la variante retenue en termes d'exigences technico-économiques. Les calculs ont couvert la superstructure, notamment le prédimensionnement de la précontrainte, le ferrailage passif, les équipements annexes, ainsi que l'analyse de l'infrastructure. La modélisation numérique a été menée par la méthode des éléments finis via les logiciels MIDAS CIVIL et AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, en stricte conformité avec les règlements applicables en Algérie (BAEL91, BPEL91, EUROCODE et UIC).

**Mots clés :** Conception, viaduc ferroviaire, tracé curviligne, rayon 1875 m, poutres, piles à fûts, post-tension, éléments finis

## Abstract:

The purpose of this project is to develop the design and technical study of the railway viaduct integrating into the new Boughzoul – Ksar El Boukhari rail line. This structure, allowing the crossing of a valley at PK 12+500 m, is developed along a curved alignment with a radius of 1875 m for a total length of 324 m. The adopted structural solution corresponds to a precast girder bridge made of post-tensioned prestressed concrete, consisting of 9 independent spans resting on two abutments and piers composed of 3 columns each.

This investigation allowed the validation of the selected alternative in terms of technico-economic requirements. The calculations covered the superstructure, notably the design of the prestressing, the passive reinforcement, the ancillary equipment, as well as the analysis of the infrastructure. The numerical modeling was carried out using the finite element method via MIDAS CIVIL and AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software, in strict compliance with the regulations applicable in Algeria (BAEL91, BPEL91, EUROCODE, and UIC).

**Keywords:** Design, railway viaduct, curved alignment, radius 1875 m, girders, column piers, post-tensioning, finite elements.

# SOMMAIRE

|                                                                                                               |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| INTRODUCTION GENERALE.....                                                                                    |    |
| CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET .....                                                                     |    |
| I.1. INTRODUCTION .....                                                                                       | 2  |
| I.2. PRESENTATION DU PROJET .....                                                                             | 2  |
| I.2.1. Situation du projet.....                                                                               | 2  |
| I.2.2. Objectif du projet .....                                                                               | 3  |
| I.3. LES DONNEES DU PROJET .....                                                                              | 3  |
| I.3.1. Les Données Fonctionnelles .....                                                                       | 3  |
| I.3.2. Données naturelles .....                                                                               | 5  |
| I.4. CONCLUSION .....                                                                                         | 7  |
| CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE .....                                                                       |    |
| II.1. INTRODUCTION : .....                                                                                    | 9  |
| II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENTIONNEMENT DES VARIANTES .....                                                 | 9  |
| II.2.1. Variante N°01 : Pont à poutres en béton précontraint post-tension .....                               | 9  |
| II.2.2. Variante N°02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par<br>encorbellements successifs..... | 15 |
| II.2.3. Variante N°03 : Pont mixte (bipoutre métallique à entretoise) .....                                   | 19 |
| II.3. ANALYSE MULTICRITERES .....                                                                             | 22 |
| II.3.1. L'exécution (/4) .....                                                                                | 23 |
| II.3.2. L'entretien (/3).....                                                                                 | 23 |
| II.3.3. L'esthétique (/3) .....                                                                               | 23 |
| II.3.4. CHOIX DES VARIANTES RETENUE .....                                                                     | 24 |
| II.4. CONCLUSION .....                                                                                        | 24 |
| CHAPITRE III : HYPOTHESES DE CALCUL .....                                                                     |    |
| III.1. INTRODUCTION.....                                                                                      | 26 |
| III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL : .....                                                                     | 26 |
| III.3. BETON.....                                                                                             | 26 |
| III.3.1. Caractéristiques du Béton.....                                                                       | 26 |
| III.3.2. Contraintes admissibles à la compression de Béton.....                                               | 27 |
| III.4. ARMATURES .....                                                                                        | 29 |
| III.4.1. Acier de ferrailage.....                                                                             | 29 |
| III.4.2. Acier de précontrainte .....                                                                         | 30 |
| III.5. CONCLUSION .....                                                                                       | 31 |
| CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES .....                                                                     |    |

|                                                                        |    |
|------------------------------------------------------------------------|----|
| IV.1. INTRODUCTION .....                                               | 33 |
| IV.2. EVALUATION DES ACTIONS .....                                     | 33 |
| IV.3. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC .....                         | 33 |
| IV.3.1. Charges permanentes .....                                      | 33 |
| IV.3.2. Compléments de charges permanentes (CCP) .....                 | 34 |
| IV.3.3. Charges thermiques .....                                       | 35 |
| IV.3.4. Action due au vent .....                                       | 36 |
| IV.3.5. Action sismique .....                                          | 36 |
| IV.4. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC (EN 1991-2 /2003) .....    | 37 |
| IV.4.1. Présentation du trafic ferroviaire .....                       | 37 |
| IV.4.2. Forces horizontals .....                                       | 38 |
| IV.4.3. Déraillement (EN 1991-2 article 6-7) .....                     | 41 |
| IV.4.4. Effet dynamique (EN 1991-2 article 6-4) .....                  | 42 |
| IV.4.5. Coefficient dynamique $\Phi$ : (EN 1991-2 article 6-4-5) ..... | 43 |
| IV.4.6. Combinaisons de charges: .....                                 | 43 |
| CHAPITRE V : Modelisation .....                                        |    |
| V.1. INTRODUCTION .....                                                | 46 |
| V.2. DEFINITION DES CHARGES ET SURCHARGES .....                        | 46 |
| V.3. MODELISATION PAR MIDAS CIVIL .....                                | 47 |
| V.4. MODELISATION PAR ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS .....                  | 50 |
| V.5. ETUDE COMPARATIVE .....                                           | 53 |
| CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ .....                          |    |
| VI.1. INTRODUCTION .....                                               | 55 |
| VI.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ .....                        | 55 |
| VI.2.1. Données de calcul .....                                        | 55 |
| VI.2.2. Calcul de la valeur minimale de la précontrainte .....         | 56 |
| VI.2.3. Calcul de la tension à l'origine .....                         | 57 |
| VI.2.4. Calcul du nombre de câbles précontraints .....                 | 57 |
| VI.2.5. Détermination du nombre de câbles à l'about .....              | 58 |
| VI.2.6. Vérification des contraintes: .....                            | 58 |
| VI.3. TRACÉ DES CÂBLES DE PRÉCONTRAINTÉ .....                          | 61 |
| VI.3.1. Disposition des câbles à l'about .....                         | 62 |
| VI.3.2. L'angle de relevage : .....                                    | 64 |
| VI.4. CALCUL DES PERTES .....                                          | 66 |
| VI.4.1. Les pertes de tension instantanées .....                       | 67 |

|                                                                                       |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| VI.4.2. Les pertes de tension différées (BPEL 3.3.2).....                             | 70  |
| VI.5. CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES .....                                           | 73  |
| VI.5.1. Caractéristiques nettes des sections de vérification .....                    | 73  |
| VI.6. VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTES A L'ELU.....                                  | 74  |
| VI.7. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS.....                                         | 74  |
| VI.7.1.2. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES .....                           | 78  |
| VI.7.2. Ferrailage passif longitudinal.....                                           | 80  |
| VI.7.3. Vérification à la rupture .....                                               | 82  |
| VI.7.4. Etude de la zone d'application des forces concentrées (zone d'about).....     | 89  |
| VI.8. CONCLUSION.....                                                                 | 91  |
| CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER .....                                                 |     |
| VII.1. INTRODUCTION .....                                                             | 93  |
| VII.2. FLECHE ET CONTRE FLECHE .....                                                  | 93  |
| VII.2.1. Flèche due au poids propre .....                                             | 93  |
| VII.2.2. Contre-flèche de précontrainte .....                                         | 93  |
| VII.2.3. Flèche maximale à l'ELS.....                                                 | 94  |
| VII.2.4. Flèche due à la Construction.....                                            | 95  |
| VII.2.5. Flèche total.....                                                            | 95  |
| VII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE .....                                                    | 95  |
| VII.3.1. Principe de ferrailage.....                                                  | 95  |
| VII.3.2. Evaluation des efforts .....                                                 | 96  |
| VII.3.3. Ferrailage de l'entretoise .....                                             | 98  |
| VII.4. ETUDE DE L'HOUDIS .....                                                        | 98  |
| VII.4.1. Géométrie de l'Hourdis .....                                                 | 99  |
| VII.4.2. Principe de ferrailage.....                                                  | 99  |
| VII.4.3. Evaluation des efforts .....                                                 | 99  |
| VII.4.4. Ferrailage de l'hourdis.....                                                 | 101 |
| CHAPITRE VIII : Etude sismique et équipements du pont.....                            |     |
| VIII.1. INTRODUCTION .....                                                            | 104 |
| VIII.2. APPAREIL D'APPUI .....                                                        | 104 |
| VIII.2.1. Choix du type d'appareil d'appui .....                                      | 104 |
| VIII.2.2. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis ..... | 104 |
| VIII.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui .....                                 | 105 |
| VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement selon RPOA.....                            | 108 |
| VIII.3. DES D'APPUIS .....                                                            | 109 |

|                                                                                           |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée .....         | 109 |
| VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée .....              | 110 |
| VIII.4. JOINTS DE DILATATION .....                                                        | 111 |
| VIII.5. ETUDE SISMIQUE .....                                                              | 114 |
| VIII.5.1. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE RELATIVES À L'ÉTUDE<br>SISMIQUE .....              | 114 |
| VIII.5.2. SPECTRE DE REPONSE .....                                                        | 115 |
| VIII.5.3. ANALYSE DYNAMIQUE LINEAIRE-METHODE DU SPECTRE DE<br>REPONSE (RPOA 4.3.2.2)..... | 117 |
| CHAPITRE IX : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE .....                                                |     |
| IX.1. INTRODUCTION .....                                                                  | 121 |
| IX.2. ETUDE DE LA PILE .....                                                              | 121 |
| IX.2.1. Conception de la pile.....                                                        | 121 |
| IX.2.2. Vérification vis-à-vis du flambement .....                                        | 122 |
| IX.2.3. Evaluation des charges .....                                                      | 123 |
| IX.2.4. Ferrailage de la pile.....                                                        | 125 |
| IX.2.5. Ferrailage du chevet .....                                                        | 126 |
| IX.3. ETUDE DE FONDATION .....                                                            | 129 |
| IX.3.1. . Etude de la semelle.....                                                        | 129 |
| IX.3.2. Etude des pieux .....                                                             | 132 |
| IX.4. CONCLUSION .....                                                                    | 134 |
| CHAPITRE X : ETUDE DE LA CULEE.....                                                       |     |
| X.1. INTRODUCTION.....                                                                    | 137 |
| X.2. CONCEPTION DE LA CULEE .....                                                         | 137 |
| X.2.1. Vérification de la stabilité de la culée .....                                     | 139 |
| X.2.2. Ferrailage des éléments .....                                                      | 141 |
| X.3. ETUDE DE LA SEMELLE .....                                                            | 147 |
| X.4. CONCLUSION .....                                                                     | 149 |
| Conclusion générale .....                                                                 |     |

# LISTE DES FIGURES

|                                                                                                          |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure I.1 : Plan de situation du projet (Google earth).....                                             | 2  |
| Figure I.2 : Tracé en plan .....                                                                         | 3  |
| Figure I.3: Profil en long .....                                                                         | 4  |
| Figure I.4: Profil en travers type .....                                                                 | 4  |
| Figure I.5 : Implantation des essais in –situ réalisés .....                                             | 5  |
| Figure I.6: Sismicité du site.....                                                                       | 6  |
| Figure II.1 : Notation des dimensions. ....                                                              | 11 |
| Figure II.2 : Morphologie générale d'un pont voussoir .....                                              | 15 |
| Figure II.3 : Notation des dimensions. ....                                                              | 17 |
| Figure II.4 : Morphologie générale d'un pont mixte.....                                                  | 19 |
| Figure III.1 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.....                                    | 28 |
| Figure III.2 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS .....                                   | 28 |
| Figure III.3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier à l'ELU.....                                     | 29 |
| Figure III.4 : Diagramme contrainte – déformation des torons et Tréfilées .....                          | 30 |
| Figure IV.1 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales. ..           | 37 |
| Figure IV.2: Modèles de charges SW/0 et SW/2 .....                                                       | 38 |
| Figure IV.3: Symboles et dimensions spécifiques pour les voies ferrées. ....                             | 40 |
| Figure V.1 : Conditions aux limites du tablier .....                                                     | 47 |
| Figure V.2 : Conditions aux limites du tablier .....                                                     | 47 |
| Figure V.3:Modèle de calcul .....                                                                        | 48 |
| Figure V.4 : Moment Max à l'ELS ( $G + UIC\ 71 + SW/2 + Fr + 0.5\ L + 0.6\ T$ ).....                     | 48 |
| Figure V.5 : Moment Min à l'ELS ( $G + UIC\ 71 + SW/2 + Fr + 0.5\ L + 0.6\ T$ ) .....                    | 48 |
| Figure V.6:Effort tranchant Max à l'ELS ( $G + UIC\ 71 + SW/2 + Fr + 0.5\ L + 0.6\ T$ ).....             | 49 |
| Figure V.7: Moment Max à l'ELU ( $1.35\ G + 1.2\ SW/2 + 1.45\ UIC71 + 1.45\ Fr + L + T$ ) .....          | 49 |
| Figure V.8:Effort tranchant Max à L'ELU ( $1.35\ G + 1.2\ SW/2 + 1.45\ UIC71 + 1.45\ Fr + L + T$ ) ..... | 49 |
| Figure V.9: Réaction Max à L'ELU .....                                                                   | 49 |
| Figure V.10: Moment Min à L'ELS (G).....                                                                 | 50 |
| Figure V.11: Moment Max à L'ELS ( $G + UIC\ 71 + SW/2 + 0.6\ T$ ).....                                   | 51 |
| Figure V.12: Moment Max à L'ELU ( $1.35\ G + 1.2\ SW/2 + 1.45\ UIC71$ ).....                             | 51 |
| Figure V.13 :Effort tranchant Max à L'ELS ( $G + UIC\ 71 + SW/2 + 0.6\ T$ ).....                         | 52 |
| Figure V.14 : Effort tranchant Min à L'ELS .....                                                         | 52 |
| Figure V.15 :Effort tranchant Max à L'ELU ( $1.35\ G + 1.2\ SW/2 + 1.45\ UIC71$ ).....                   | 52 |
| Figure VI.1 : Sections des poutres .....                                                                 | 55 |

|                                                                                                           |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure VI.2 : Disposition des ancrages .....                                                              | 62  |
| Figure VI.3 : Tracé des câbles de précontraintes .....                                                    | 66  |
| Figure VI.4 : Les sections de vérification .....                                                          | 73  |
| Figure VI.5 : Schéma des forces à mi-travée .....                                                         | 74  |
| Figure VI.6 : Diagramme des contraintes à mi travée.....                                                  | 81  |
| Figure VI.7 : Diagrammes des déformations limites (ELU) .....                                             | 82  |
| Figure VI.8 : Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant .....                                 | 83  |
| Figure VI.9 : Ferrailage de la poutre. ....                                                               | 87  |
| Figure VI.10 : Zone d'appui.....                                                                          | 89  |
| Figure VII.1: Flèche due au poids propre .....                                                            | 93  |
| Figure VII.2: Flèche due à la précontrainte après le tirage des câbles à 100 % de la poutre<br>seule..... | 94  |
| Figure VII.3: Flèche due à l'ELS .....                                                                    | 94  |
| Figure VII.4 : Position des vérins.....                                                                   | 96  |
| Figure VII.5 : Moment à l'ELS.....                                                                        | 96  |
| Figure VII.6 : Effort tranchant à l'ELS .....                                                             | 97  |
| Figure VII.7 : Moment à l'ELU .....                                                                       | 97  |
| Figure VII.8 : Effort tranchant à l'ELU .....                                                             | 97  |
| Figure VII.9 : Ferrailage de l'entretoise.....                                                            | 98  |
| Figure VII.10 : Diagramme du moment fléchissant $M_{yy}$ à l'ELS .....                                    | 99  |
| Figure VII.11 : Diagramme du moment fléchissant $M_{xx}$ à l'ELU .....                                    | 100 |
| Figure VII.12: Diagramme du moment fléchissant $M_{yy}$ à l'ELU.....                                      | 100 |
| Figure VII.13 : Diagramme du moment fléchissant $M_{xx}$ à l'ELU.....                                     | 101 |
| Figure VII.14 : Coupe transversale sur le ferrailage .....                                                | 102 |
| Figure VII.15 : Coupe longitudinale sur le ferrailage .....                                               | 102 |
| Figure VIII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui. ....                                        | 105 |
| Figure VIII.2: Joint sous ballast .....                                                                   | 113 |
| Figure VIII.3 : Modèle de calcul multimodal. ....                                                         | 115 |
| Figure VIII.4 : Spectre de réponse $S_{ae}(T)$ - Composante horizontale. ....                             | 116 |
| Figure VIII.5 : Spectre de réponse $S_{ae}(T)$ - Composante verticale. ....                               | 117 |
| Figure X.1 : Dimensions de la culée .....                                                                 | 138 |
| Figure X.2 : Modélisation de mur en retour.....                                                           | 145 |
| Figure X.3 : moment selon XX .....                                                                        | 145 |
| Figure X.4 : moment selon YY .....                                                                        | 146 |
| Figure X.5 : Ferrailage de la culée .....                                                                 | 148 |

## LISTE DES FIGURES

|                                                                                                                |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau II.1 : Implantation des appuis .....                                                                   | 10 |
| Tableau II.2: Conception transversale.....                                                                     | 11 |
| Tableau II.3: Prédimensionnement des piles.....                                                                | 12 |
| Tableau II.4: Pré-dimensionnement des culées .....                                                             | 13 |
| Tableau II.5 : Implantation des appuis .....                                                                   | 16 |
| Tableau II.6 : Découpage des voussoirs .....                                                                   | 16 |
| Tableau II.7 : Conception transversale.....                                                                    | 17 |
| Tableau II.8 : Implantation des appuis .....                                                                   | 20 |
| Tableau II.9 : Conception transversale.....                                                                    | 20 |
| Tableau II.10 : avantages et inconvénient de chaque variante .....                                             | 23 |
| Tableau III.1 : : Caractéristiques de béton .....                                                              | 27 |
| Tableau III.2 : contraintes admissibles du béton.....                                                          | 28 |
| Tableau III.3: Contraintes limites de traction des Armatures .....                                             | 29 |
| Tableau III.4 : Caractéristiques de la Précontrainte .....                                                     | 30 |
| Tableau IV.1 : Poids Propre de Tablier.....                                                                    | 33 |
| Tableau IV.2 : Estimation du poids dû aux CCP. ....                                                            | 34 |
| Tableau IV.3 : Poids total permanent du tablier.....                                                           | 35 |
| Tableau IV.4 : gradient thermique .....                                                                        | 35 |
| Tableau IV.5 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge<br>SW/0 et SW/2..... | 38 |
| Tableau V.1 : Les combinaisons de charges .....                                                                | 46 |
| Tableau V.2 : Etude comparative .....                                                                          | 53 |
| Tableau VI.1: Caractéristiques géométriques des sections .....                                                 | 55 |
| Tableau VI.2 : Paramètres du câble précontraint .....                                                          | 56 |
| Tableau VI.3 : Les valeurs de $f_{cj}$ et $f_{tj}$ aux différents âges du béton. ....                          | 59 |
| Tableau VI.4 : Les contraintes admissibles en service et en construction. (BPEL91).....                        | 59 |
| Tableau VI.5 : Contraintes au 7eme jour .....                                                                  | 59 |
| Tableau VI.6 : Contraintes au jour 28 .....                                                                    | 60 |
| Tableau VI.7 : Contraintes après le coulage de la dalle .....                                                  | 60 |
| Tableau VI.8 : Contraintes après la mise en service .....                                                      | 61 |
| Tableau VI.9 : Vérification des contraintes .....                                                              | 61 |

|                                                                                                      |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau VI.10 : Distances au bord minimales pour les ancrages.....                                   | 63  |
| Tableau VI.11: Dispositions constructives des câbles .....                                           | 64  |
| Tableau VI.12 : Angle de relevage.....                                                               | 65  |
| Tableau VI.13 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte. ....                          | 66  |
| Tableau VI.14 : Pertes par frottement .....                                                          | 67  |
| Tableau VI.15 : Les pertes par recul d’ancrage.....                                                  | 68  |
| Tableau VI.16 : valeurs des pertes par déformation instantanée du béton.....                         | 69  |
| Tableau VI.17 : valeurs des pertes dues au retrait de béton .....                                    | 70  |
| Tableau VI.18 : VI.5.2.2. Pertes dues au fluage du béton.....                                        | 71  |
| Tableau VI.19 : Valeurs des pertes par relaxation .....                                              | 72  |
| Tableau VI.20 : Pertes totales .....                                                                 | 72  |
| Tableau VI.21 : Caractéristiques nettes des sections .....                                           | 74  |
| Tableau VI.22 : Caractéristiques des phases de vérification.....                                     | 76  |
| Tableau VI.23 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2 .....                            | 77  |
| Tableau VI.24 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4 .....                            | 78  |
| Tableau VI.25 : Composantes de P. ....                                                               | 79  |
| Tableau VI.26 : Calcul des contraintes tangentielles .....                                           | 79  |
| Tableau VI.27 : calcul des armatures des zones tendues .....                                         | 81  |
| Tableau VI.28 : Contraintes tangentielle ultime .....                                                | 88  |
| Tableau VI.29 : Justification des armatures transversales en zone d’appui .....                      | 88  |
| Tableau VII.1 : Récapitulation des résultats .....                                                   | 97  |
| Tableau VII.2 : Ferrailage de l'entretoise .....                                                     | 98  |
| Tableau VII.3: Valeurs des moments longitudinaux et transversaux à l’ELU et à l’ELS .....            | 101 |
| Tableau VII.4 : Résultats de ferrailage de l'hourdis .....                                           | 102 |
| Tableau VIII.1 : Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre.<br>..... | 104 |
| Tableau VIII.2 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui.....                                  | 106 |
| Tableau VIII.3 : Evaluation des raideurs longitudinales dynamiques des piles.....                    | 107 |
| Tableau VIII.4 : Evaluation des raideurs longitudinales dynamiques des appuis.....                   | 107 |
| Tableau VIII.5 : Evaluation des raideurs longitudinales dynamiques des culées .....                  | 107 |
| Tableau VIII.6 : Les données de calcul du flambement.....                                            | 108 |
| Tableau VIII.7 : Modes propres .....                                                                 | 118 |
| Tableau IX.1 : Implantation et hauteurs des piles .....                                              | 121 |
| Tableau X.1 : caractéristiques géométriques de la culée .....                                        | 138 |
| Tableau X.2 : charges dus aux poids propres de culée.....                                            | 139 |

|                                                                                                              |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau X.3 : Efforts due au tablier .....                                                                   | 139 |
| Tableau X.4 : Combinaisons des charges pour la culée .....                                                   | 140 |
| Tableau X.5 : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux<br>considéré..... | 140 |
| Tableau X.6 : Effort revenant à chaque pieu.....                                                             | 140 |
| Tableau X.7 : Efforts statiques agissants sur le mur frontal.....                                            | 141 |
| Tableau X.8 : Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal. ....                                          | 141 |
| Tableau X.9 : Valeurs de $M_p/K$ .....                                                                       | 143 |
| Tableau X.10 : Dimensions de la semelle de la culée .....                                                    | 147 |

## LISTE DES ABRÉVIATION

**AAEF** : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.

**BA** : Béton Armé.

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

**BPEL** : Béton précontraint aux États Limites

**CCP** : Complément des charges permanentes.

**ELA** : Etats Limites Accidentelles.

**ELS** : Etats Limites de Service.

**ELU** : Etats Limites Ultimes.

**Ep** : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.

**Es** : Module d'Elasticité de l'acier.

**$f_{c28}$**  : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.

**$f_e$**  : Limite d'Elasticité de l'acier.

**$f_{peg}$**  : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

**$f_{prg}$**  : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

**$f_{t28}$**  : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

**HA** : Haute Adhérence.

**PK** : Point Kilométrique.

**RN** : Route Nationale.

**RPOA** : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

**St** : Espacement des armatures Transversales.

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

**VIPP** : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension.

**$\sigma_{bc}$**  : Contrainte de Compression admissible de Béton.

**$\sigma_{bt}$**  : Contrainte de Traction admissible de Béton.

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

**$\sigma_s$**  : Contrainte limite de l'acier.

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

**$\Delta P$**  : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.

**12T15** : 12 Torons de 15,2 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils).

**$\Delta T$**  : Variation uniforme de la température

**$\Delta \theta$**  : Gradient thermique.

**$\Delta P$**  : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.

# **INTRODUCTION GENERALE**

## **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

Les infrastructures de transport jouent un rôle fondamental dans le développement économique et social ainsi que dans le renforcement de l'intégration territoriale. Dans cette optique, l'Algérie accorde une attention particulière à la modernisation et à l'extension de son réseau ferroviaire afin d'améliorer les échanges, de faciliter la mobilité des voyageurs et des marchandises et de favoriser le développement des différentes régions du pays.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le projet de la nouvelle ligne ferroviaire Boumedfaa – Djelfa. Le tronçon Ksar El Boukhari – Boughezoul, d'une longueur d'environ 40 km, constitue une section importante de cette ligne. Son tracé traverse des zones présentant diverses contraintes topographiques, géotechniques et hydrauliques, ce qui nécessite la réalisation de plusieurs ouvrages d'art destinés à assurer la continuité et la sécurité du trafic ferroviaire.

Parmi ces ouvrages figure un pont ferroviaire implanté entre les PK 12+500 et PK 12+824, dans la wilaya de Médéa.

Cet ouvrage est destiné à assurer le franchissement d'un obstacle tout en garantissant la continuité, la sécurité et la fiabilité du trafic ferroviaire. Sa conception doit satisfaire aux exigences de résistance mécanique, de stabilité, de durabilité et de sécurité imposées aux infrastructures ferroviaires modernes.

Le présent projet de fin d'études porte sur l'étude et la conception de ce pont ferroviaire. Il a pour objectif d'analyser les différentes contraintes liées au projet, d'évaluer les actions appliquées à l'ouvrage et de dimensionner ses principaux éléments conformément aux normes et règlements en vigueur.

À travers une démarche basée sur l'analyse des données du projet, la modélisation de la structure et les calculs de dimensionnement, cette étude vise à proposer une solution technique fiable, durable et économiquement adaptée, garantissant la pérennité et les performances de l'ouvrage.

# **CHAPITRE I :**

## **PRESENTATION DU PROJET**

### I.1. INTRODUCTION

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

### I.2. PRESENTATION DU PROJET

#### I.2.1. Situation du projet

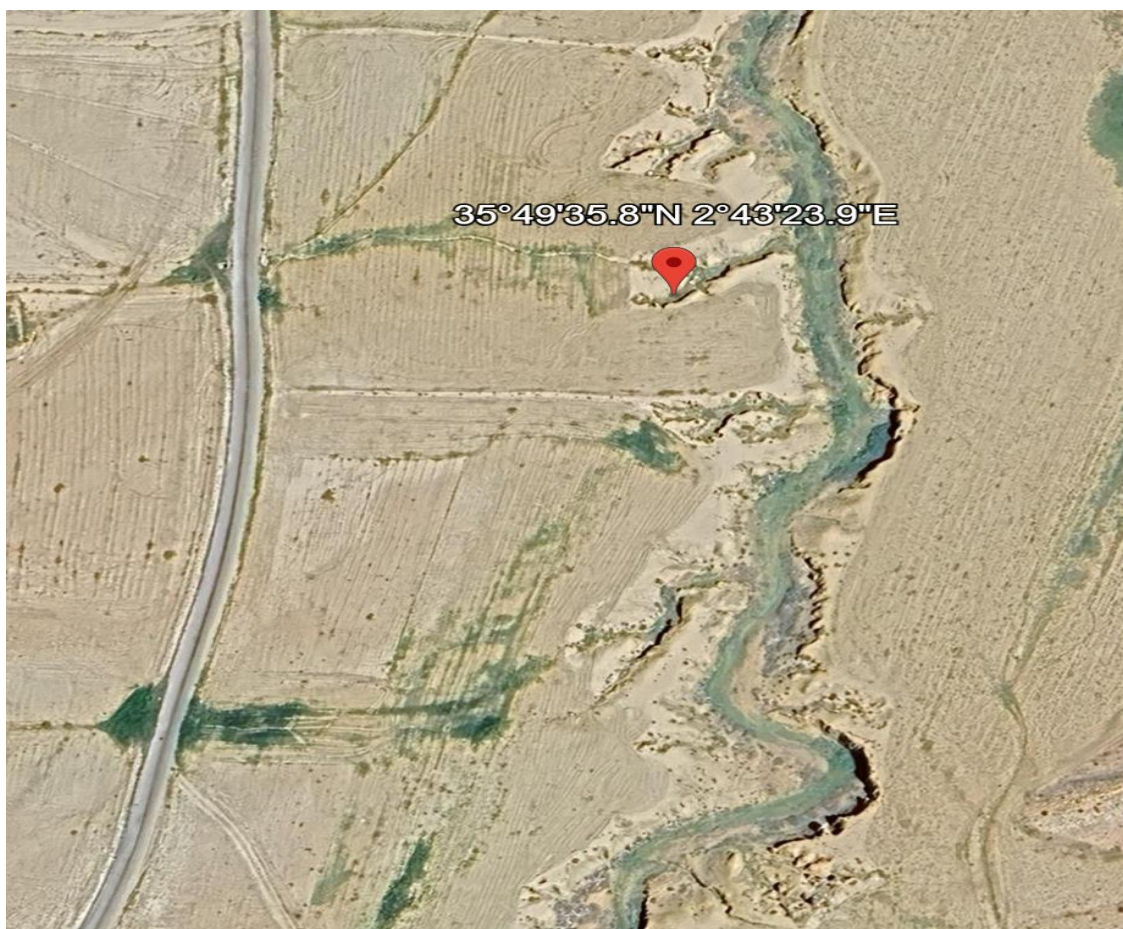
Le pont ferroviaire objet de cette étude s'inscrit dans le cadre du projet de réalisation du tronçon Ksar El Boukhari - Boughezzoul sur 40 Km de la nouvelle ligne Boumedfaa – Djelfa.

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Médea et assure la liaison entre Ksar El Boukhari et Boughezzoul de PK 12+500 au PK 12+824

Les Coordonnées UTM approximatives du centre du tracé sont :

**X= 475 031.286 E**

**Y= 3 964 690.997 N**



**Figure I.1 : Plan de situation du projet (Google earth)**

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

### I.2.2. Objectif du projet

L'objectif de la réalisation du viaduc sur le tronçon Ksar El Boukhari – Boughezoul est d'assurer une liaison stratégique sur la nouvelle ligne ferroviaire, afin de répondre aux besoins croissants en transport et d'améliorer la continuité du trafic. Ce projet permettra ainsi de renforcer l'accessibilité, la fiabilité des déplacements ainsi que la capacité de transport sur cet axe.

### I.3. LES DONNEES DU PROJET

#### I.3.1. Les Données Fonctionnelles

##### I.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage, d'une longueur totale de 324 mètres, est situé sur un tracé ferroviaire composé d'une courbe circulaire de rayon 1875 m.

Début de l'ouvrage au PK12+500

Fin de l'ouvrage au PK 12+824

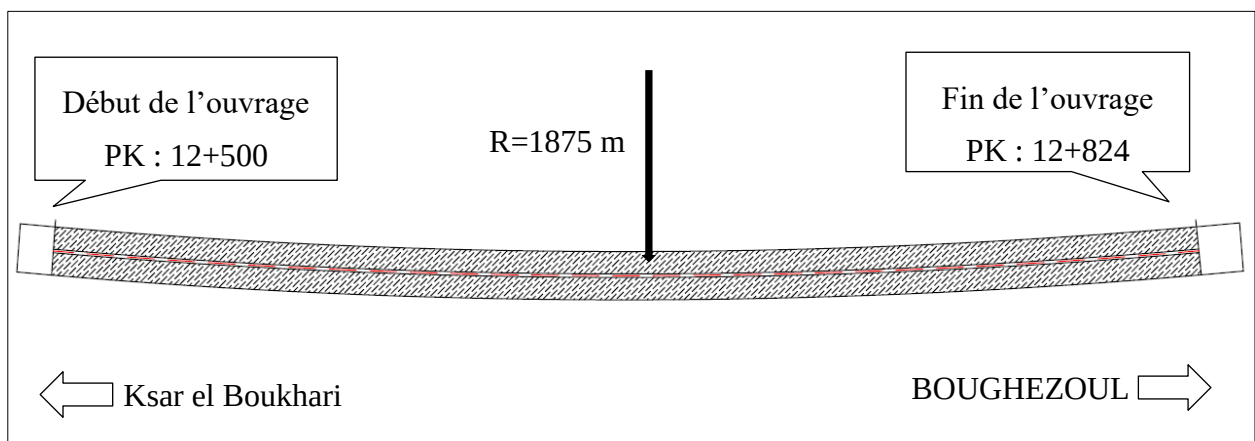
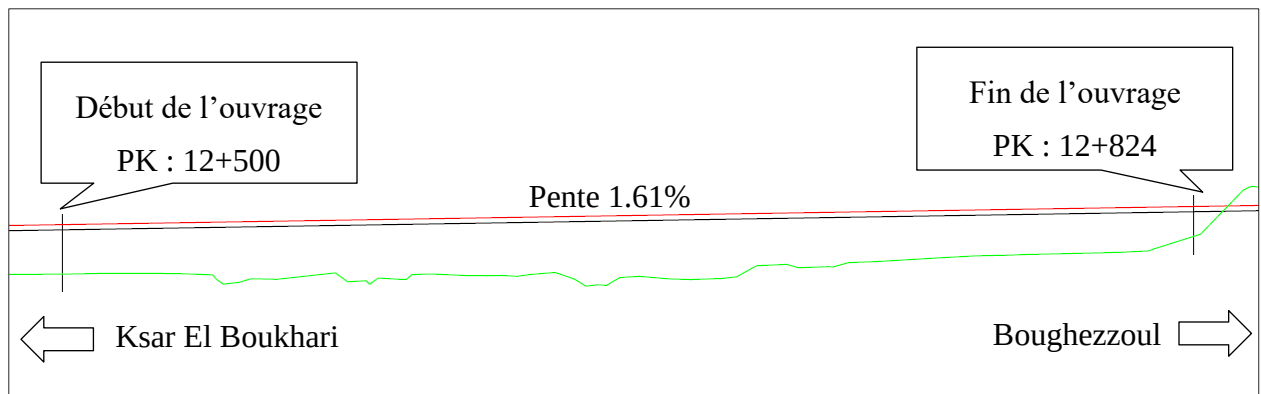


Figure I.2 : Tracé en plan

##### I.3.1.2. Profil en long

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

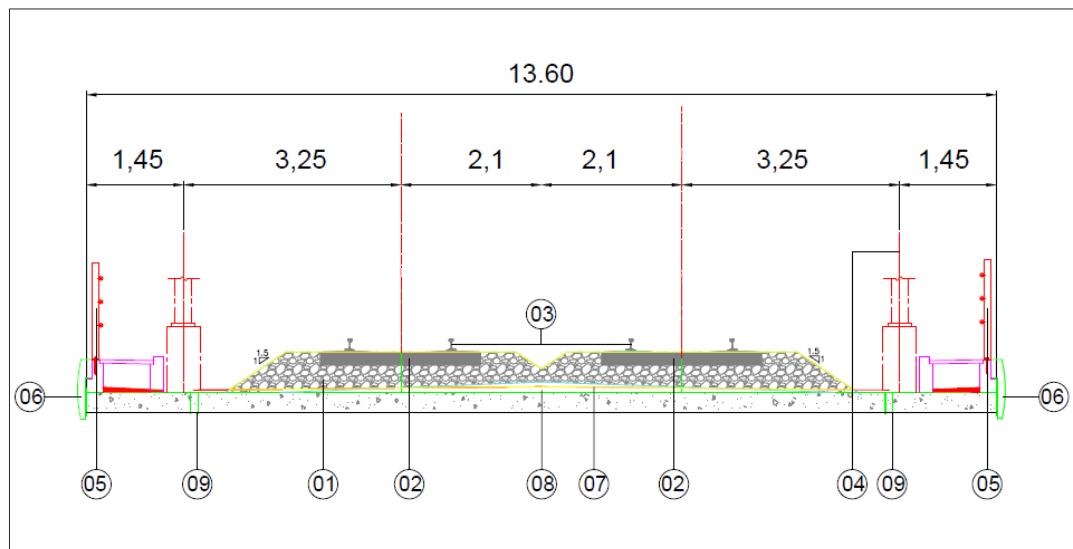
-Ligne droite de pente  $P = 1.61 \%$  (sens PK).



**Figure I.3: Profil en long**

### I.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.



**Figure I.4: Profil en travers type**

Il présente les caractéristiques suivantes :

- La largeur totale du tablier : 13.60 m
- Nombre des voies : 2
- Entraxe des deux voies : 4.2 m
- 1 : Lit de ballast de 50 cm d'épaisseur.
- 2 : Traverses monoblocs espacées de 60 cm.
- 3 : Rails.
- 4 : Support caténaire
- 5 : Garde-corps de cm de hauteur.
- 6 : Corniche.
- 7 : Etanchéité.
- 8 : Une chape de béton de 5 cm d'épaisseur.

- 9 : Système d'évacuation des eaux.

### I.3.2. Données naturelles

#### I.3.2.1. Topographie

Les données topographiques du site ont permis de constater que le terrain destiné au projet est relativement plat avec présence de la crevasse du lit d'Oued Chlef qui présente une dénivelée de plus de 04.00m d'orientation Est – Ouest.

#### I.3.2.2. Géotechnique

L'étude géotechnique est primordiale pour tout projet d'ouvrage d'art, elle a pour objectif de déterminer la nature, la disposition et l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, ainsi que leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques.

Le programme géotechnique a été établi selon les normes algériennes et les règles d'art pour la construction d'un tel ouvrage, tout en considérant l'acquisition des données nécessaires pour la conception et la stabilité de l'ouvrage, ainsi que l'aspect économique du projet.

- **Essais in situ** : les sols du projet ont été reconnus par les essais in situ suivants :

Cinq (05) sondages carottés, notés Sc 01 - Sc 02 – Sc 03 – Sc 04 et Sc 05 de 25.00 mètres de profondeur chacun.

Dix (10) sondages pressiométriques de 25.00 mètres de profondeur, notés du SP01 au SP 10 avec des essais réalisés tous les 01.00 m de profondeur selon la norme NF P 94-110.

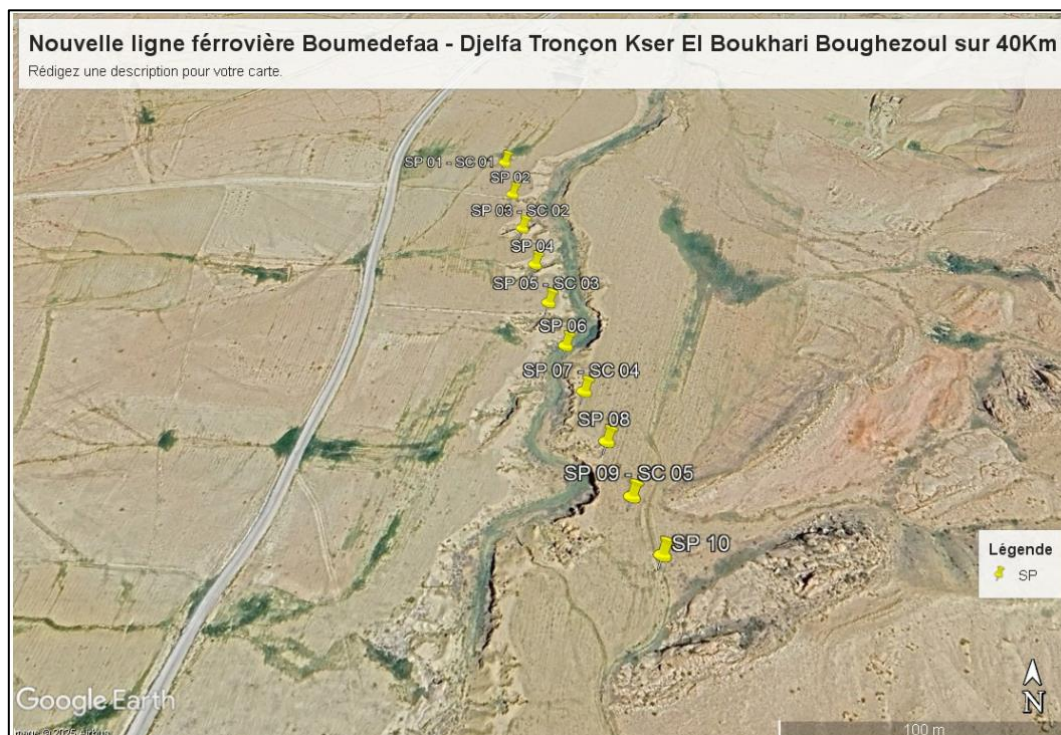


Figure I.5 : Implantation des essais in –situ réalisés

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

### - Essai au laboratoire :

Vu la nature du sol en place, les sondages carottés réalisés ont permis de récupérer des échantillons paraffinés qui ont été acheminés au laboratoire pour subir les essais suivants :

- Analyse granulométrique et sédimentométrique.
- Teneur en eau.
- Densité
- Limites d'Atterberg.
- Essai de cisaillement à la boîte.
- Essai de cisaillement triaxial UU
- Essai œdométrique.
- Des analyses chimiques de sol.

### I.3.2.3. Sismicité du site :

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation. La région de Ksar el Boukhari, appartient à la wilaya de Médéa qui est située dans une zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**).

Selon RPOA, l'ouvrage représente une liaison ferroviaire donc il est classé comme pont stratégique (Classe I).

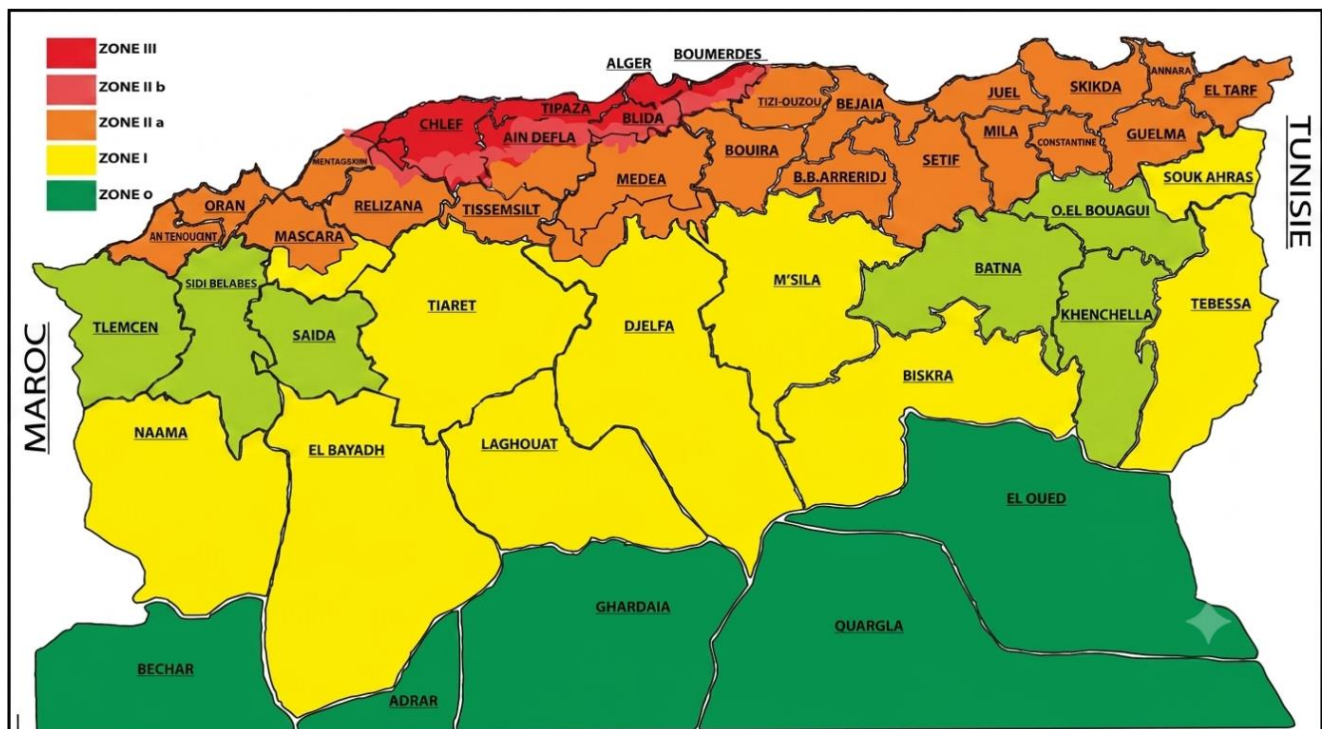


Figure I.6: Sismicité du site

### I.4. CONCLUSION

En conclusion, la reconnaissance du sol constitue une étape essentielle pour la conception d'un ouvrage présentant un rendement optimal. De même, la connaissance des données fonctionnelles représente un élément déterminant dans le choix du type d'ouvrage à adopter. Enfin, l'acquisition des informations relatives aux caractéristiques du site joue un rôle majeur dans la détermination du mode de fonctionnement du tablier.

## **CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE**

### II.1. INTRODUCTION :

La conception d'un ouvrage constitue une étape déterminante dans son processus de réalisation, visant à définir une solution optimale à la fois sur les plans technique et économique. Elle s'appuie sur une analyse des contraintes du site, ainsi que des objectifs et exigences propres au projet. Dans ce cadre, ce chapitre est consacré à l'étude de plusieurs variantes d'ouvrages, afin d'identifier et de retenir la solution la plus adaptée.

### II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENTIONNEMENT DES VARIANTES

Dans le cadre de la conception de cet ouvrage, une étude des principaux types de ponts est menée, à savoir les ponts en béton armé, métalliques, mixtes et en béton précontraint.

Le choix de la solution retenue s'appuie sur les contraintes du projet, sa géométrie ainsi que sur une analyse technico-économique. La portée dominante de l'ouvrage constitue également un critère essentiel dans cette démarche.

À cet effet, trois variantes sont considérées :

**Variante 1** : pont à poutres précontraintes préfabriquées

**Variante 2** : pont à voussoirs réalisé par encorbellements successifs

**Variante 3** : pont mixte bipoutre métallique à entretoises.

#### II.2.1. Variante N°01 : Pont à poutres en béton précontraint post-tension

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

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

##### II.2.1.1. Conception longitudinale

Pour cette variante, on propose de concevoir un pont à poutres précontraintes de type VIPP d'une longueur totale de 324 mètres, composé de neuf (09) travées isostatiques de même longueur, soit  $L = 36$

| Culée/Pile | Point kilométrique |
|------------|--------------------|
| C1         | PK 12+500,00       |
| P1         | PK 12+535,55       |
| P2         | PK 12+571,65       |
| P3         | PK 12+607,75       |
| P4         | PK 12+643,85       |
| P5         | PK 12+679,95       |
| P6         | PK 12+716,05       |
| P7         | PK 12+752,15       |
| P8         | PK 12+788,25       |
| C2         | PK 12+824,00       |

**Tableau II.1 : Implantation des appuis****II.2.1.2. Conception transversale**

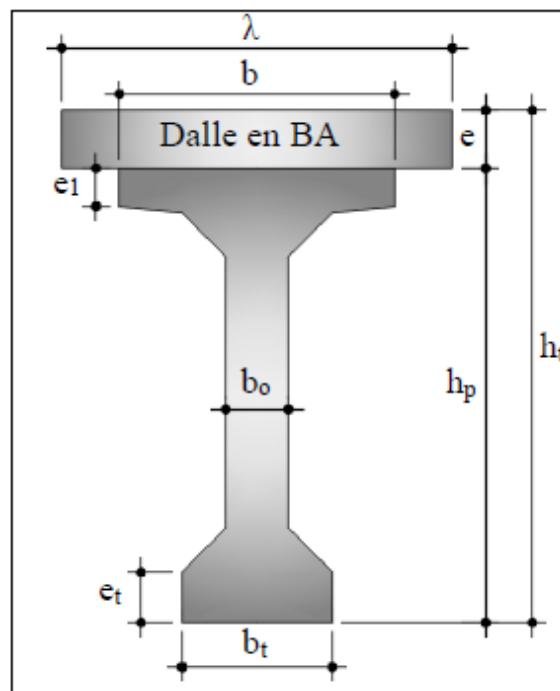
Le prédimensionnement de cette variante est basé sur le guide de conception SETRA (VIPP/1996). Les dimensions retenues pour les différents éléments sont présentées dans le tableau ci-dessous :

| Élément                              | Ratio usuel                                 | Valeur retenue |
|--------------------------------------|---------------------------------------------|----------------|
| Longueur de la poutre                | $30 < L < 40$                               | 36 m           |
| Largeur du tablier ( $L_a$ )         | /                                           | 13.60 m        |
| Hauteur de la poutre                 | $L/22 < H_p < L/16$                         | 2.25 m         |
| Hauteur totale du tablier            | $L/16 < H_t < L/14$<br>$H_t = H_p + e$      | 2.55 m         |
| Épaisseur de la dalle                | $30 < e < 40$ cm                            | 30 cm          |
| Entraxe des poutres                  | $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$ | 1.55 m         |
| Nombre des poutres                   | $N = L_a / \lambda + 1$                     | 9 Poutres      |
| Largeur de la table de compression   | $b \geq 0.6 \times H_p$                     | 120 cm         |
| Épaisseur de la table de compression | $12 < e_1 < 15$ cm                          | 25 cm          |
| Largeur du talon                     | $60 < b_t < 90$ cm                          | 60 cm          |

## CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

|                                              |                                                                                 |           |
|----------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Épaisseur du talon                           | $10 < e_t < 20 \text{ cm}$                                                      | 25 cm     |
| Épaisseur de l'âme $b_0$ à mi-travée         | $b_0 \geq 3\varnothing$ Gaine de précontrainte                                  | 25 cm     |
| Épaisseur de l'âme $b_0$ en zone d'about     | $b_0 \geq 30 \text{ cm}$ avec une surface suffisante pour les plaques d'ancrage | 60 cm     |
| Entretoise d'about                           | /                                                                               | 30×160 cm |
| Inclinaison de la table de compression       | $1/15 < \beta < 1/10$                                                           | 1/10      |
| Gousset inférieur de la table de compression | $1 < \tan \alpha < 1.5$                                                         | 45°       |

**Tableau II.2: Conception transversale**



**Figure II.1 : Notation des dimensions.**

### II.2.1.3. Conception des piles, semelle et pieux

#### a. Pile :

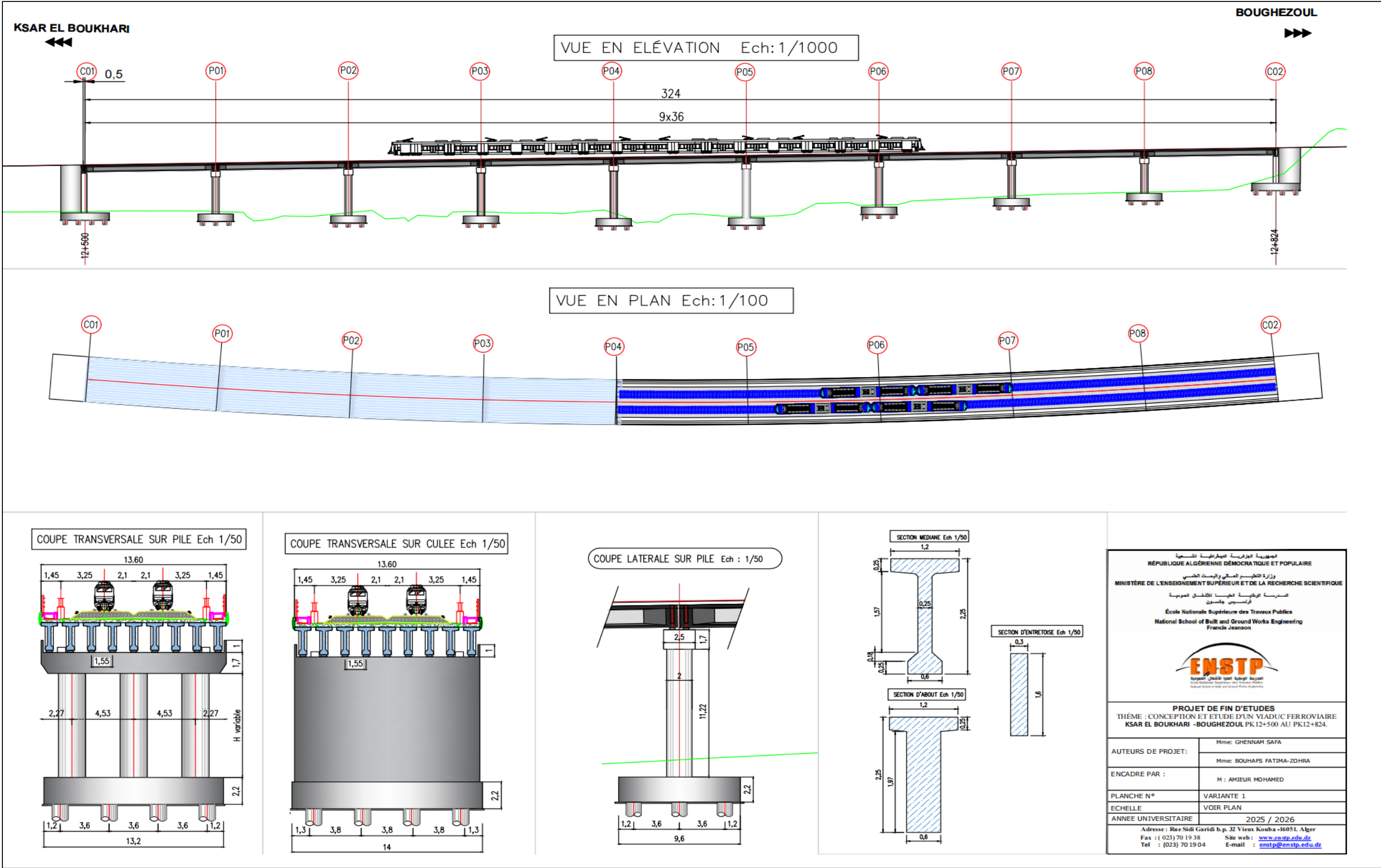
| Eléments | Dimensions (m) |                                                                                                                                    | Figure |
|----------|----------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| Chevêtre | Longueur       | 13.6                                                                                                                               |        |
|          | Largeur        | 2.5                                                                                                                                |        |
|          | Hauteur        | 1.7                                                                                                                                |        |
| Futs     | Diamètre       | 2                                                                                                                                  |        |
|          | Nombre         | 3 / Pile                                                                                                                           |        |
|          | Hauteur        | $H_1 = 11.22$<br>$H_2 = 12.32$<br>$H_3 = 12.95$<br>$H_4 = 14.96$<br>$H_5 = 14.69$<br>$H_6 = 12.03$<br>$H_7 = 9.98$<br>$H_8 = 9.02$ |        |
|          |                |                                                                                                                                    |        |
|          |                |                                                                                                                                    |        |
|          |                |                                                                                                                                    |        |

Tableau II.3: Prédimensionnement des piles.

### b. Culée :

| Eléments        |           | Dimensions (m) |       | Figure |
|-----------------|-----------|----------------|-------|--------|
|                 |           | C1             | C2    |        |
| Mur frontal     | Hauteur   | 12.02          | 8.22  |        |
|                 | Epaisseur | 1.5            | 1.5   |        |
|                 | Longueur  | 13.6           | 13.6  |        |
| Mur garde grève | Hauteur   | 2.47           | 2.49  |        |
|                 | Epaisseur | 0.3            | 0.3   |        |
|                 | Longueur  | 13.6           | 13.6  |        |
| Mur en retour   | Hauteur   | 14.39          | 10.81 |        |
|                 | Epaisseur | 0.5            | 0.5   |        |
|                 | Longueur  | 8              | 8     |        |

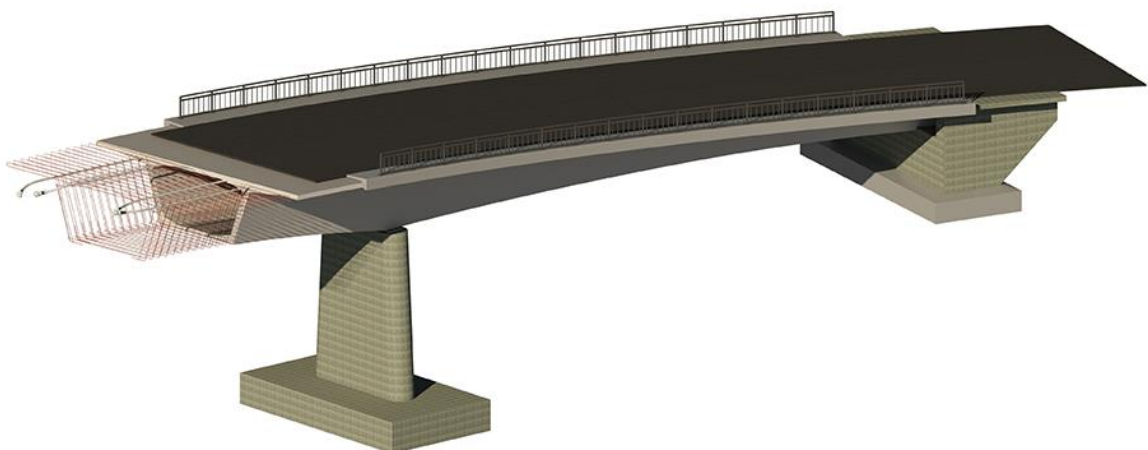
**Tableau II.4: Pré-dimensionnement des culées**



### II.2.2. Variante N°02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

La construction des ponts à voussoirs repose sur la méthode de l'encorbellement successif, particulièrement adaptée aux ouvrages de portée moyenne à grande, pouvant atteindre environ 150 m. Elle est réalisée sans cintres ni échafaudages au sol, ce qui la rend avantageuse notamment en milieu urbain, où il est nécessaire de limiter les perturbations de la circulation.

Les ponts en béton précontraint réalisés par encorbellements successifs à partir de voussoirs préfabriqués sont constitués d'une succession de voussoirs. Ces éléments, en béton préfabriqué, sont mis en place progressivement, chaque voussoir étant exécuté en encorbellement par rapport au précédent. Après la mise en place de chaque voussoir, des câbles de précontrainte sont tendus afin d'assurer la liaison et le renforcement de la structure. Les voussoirs restent en saillie au niveau des piles, assurant ainsi le soutien et l'avancement du tablier du pont.



**Figure II.2 : Morphologie générale d'un pont voussoir**

#### II.2.2.1. Conception longitudinale

Le dimensionnement de cette variante s'appuie sur le guide SETRA « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs », qui précise que les ouvrages à hauteur constante réalisés selon cette méthode peuvent atteindre des portées de l'ordre de 65 à 70 m. Dans ce cadre, la configuration retenue comprend cinq travées principales de 52 m, complétées par deux travées de rive de 32 m.

| Culée/Pile | Point kilométrique |
|------------|--------------------|
| C1         | PK 12+500,00       |
| P1         | PK 12+532,55       |
| P2         | PK 12+584,65       |
| P3         | PK 12+636,75       |
| P4         | PK 12+688,85       |
| P5         | PK 12+740,95       |
| P6         | PK 12+792,05       |
| C2         | PK 12+824,00       |

**Tableau II.5 : Implantation des appuis**

### II.2.2.2. Découpage des voussoirs

Pour ce type de ponts, les voussoirs préfabriqués se distinguent selon leur position dans l'ouvrage. On en identifie généralement quatre catégories : le voussoir sur pile (VSP), le voussoir sur culée (VSC), le voussoir courant (VC) et le voussoir de clavage (VDC).

Pour des voussoirs préfabriqués, le principal critère de détermination de leur longueur est la limitation de leur poids. Les valeurs retenues sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

| Type de voussoir         | Valeur retenu (m) | Nombre de voussoirs |
|--------------------------|-------------------|---------------------|
| Voussoir sur Pile        | 7 m               | 6                   |
| Voussoirs de clavages    | 1.8 m             | 5                   |
| Voussoirs courants       | 5.4 m             | 48                  |
| Partie coulée sur cintre | 4 m               | 2                   |

**Tableau II.6 : Découpage des voussoirs**

### II.2.2.1. Conception transversale

Selon le guide SETRA 2003, pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine

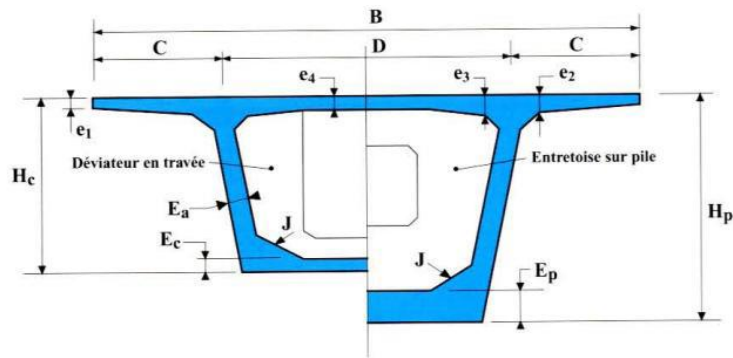
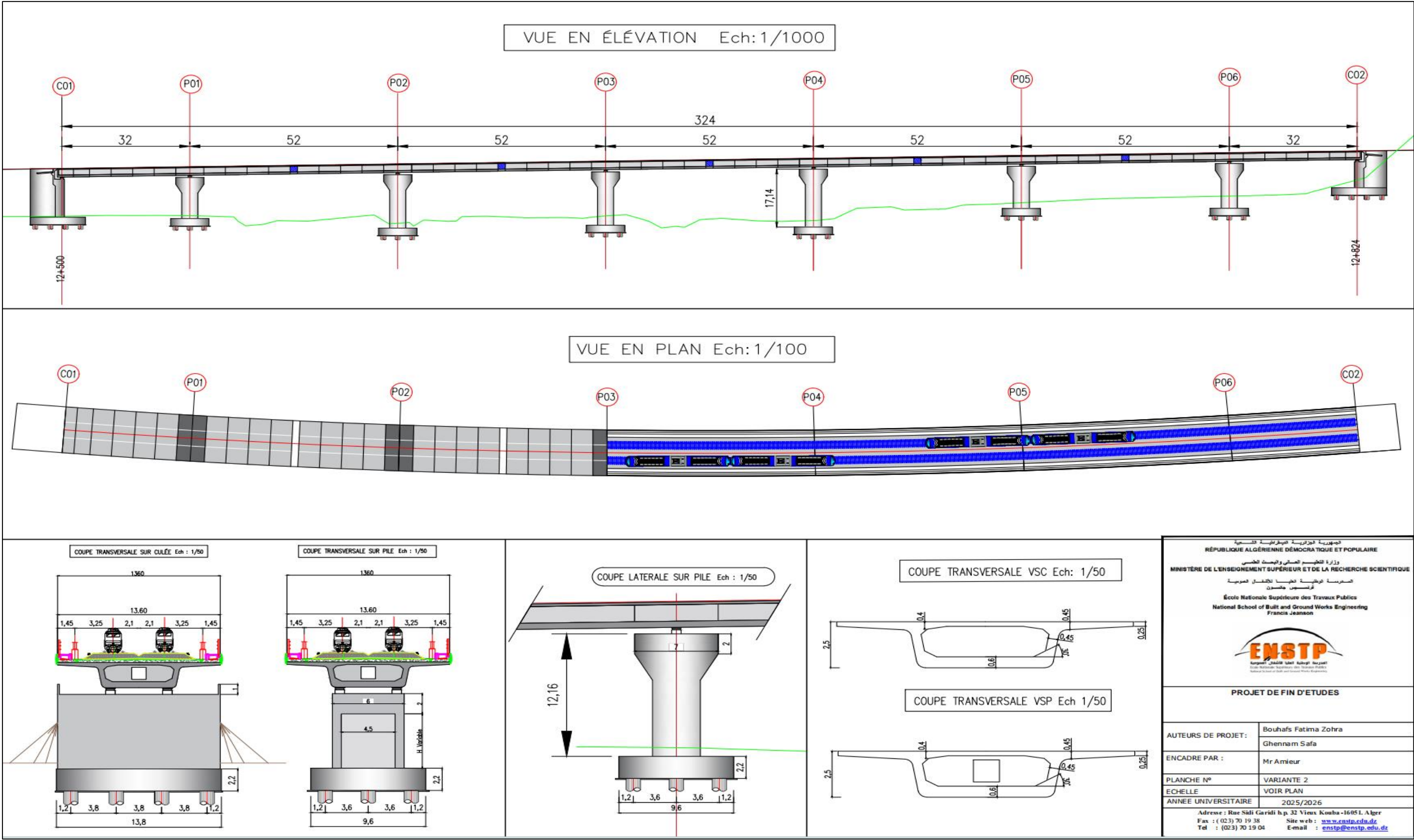


Figure II.3 : Notation des dimensions.

| Élément                          |       | Ratio usuel                                                              | Valeur retenue |
|----------------------------------|-------|--------------------------------------------------------------------------|----------------|
| Largeur du voussoir              |       | B                                                                        | 1360 cm        |
| Largeur d'encorbellement         |       | $C = B / 4$                                                              | 340 cm         |
| Entraxe des âmes                 |       | $D = B - 2C$                                                             | 680 cm         |
| Épaisseur de l'hourdis supérieur | $e_1$ | $e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$                                   | 25 cm          |
|                                  | $e_2$ | $\frac{C}{7} \leq e_2 \leq \frac{C}{8}$                                  | 45 cm          |
|                                  | $e_3$ | $e_3 = 10 + \frac{D}{25}$<br>Avec $e_3 > e_2 - 10$ et<br>$e_3 > 1.5 e_4$ | 40 cm          |
|                                  | $e_4$ | $\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$                                | 25 cm          |
| Gousset supérieur                |       | $30^\circ < \beta < 45^\circ$                                            | $45^\circ$     |
| Gousset inférieur                |       | (Jusqu'à $10^\circ$ ) $40^\circ < \gamma < 45^\circ$                     | $30^\circ$     |
| Inclinaison de l'âme             |       | $10^\circ < \alpha < 30^\circ$                                           | $10^\circ$     |
| Épaisseur de l'âme               |       | $E_a \geq 0.26 + L/500$                                                  | 45 cm          |
| Épaisseur de l'hourdis inférieur |       | $35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$                                         | 60 cm          |

Tableau II.7 : Conception transversale



### II.2.3. Variante N°03 : Pont mixte (bipoutre métallique à entretoise)

Les ponts mixtes acier-béton à poutres se caractérisent par des profilés métalliques continus travaillant principalement en flexion longitudinale. Ils sont généralement constitués de deux poutres principales reliées par des entretoises, qui assurent le maintien de leur écartement ainsi que la reprise des efforts de torsion.

La dalle en béton armé repose sur la structure métallique et est solidaire des poutres grâce à des connecteurs, permettant ainsi un fonctionnement composite de l'ensemble.

Les portées usuelles de ce type d'ouvrages varient généralement entre 30 m et 110 m pour les structures continues, et entre 25 m et 90 m pour les travées indépendantes

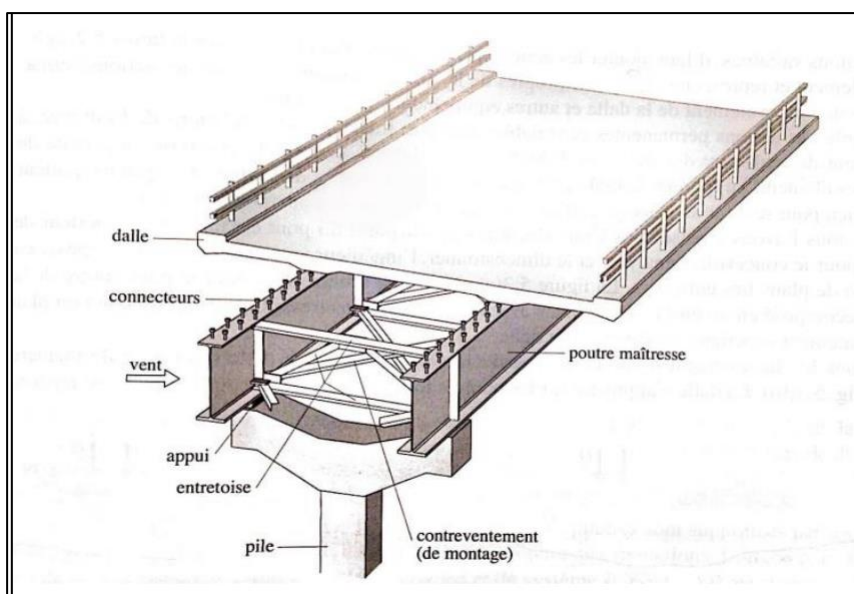


Figure II.4 : Morphologie générale d'un pont mixte

#### II.2.3.1. Conception longitudinale

Pour cette variante, on propose de concevoir un pont mixte bipoutre à hauteur constante, conformément aux recommandations du livre de conception de Calgaro et du guide SETRA « Ponts mixtes acier-béton – Guide de conception durable ».

L'ouvrage présente une longueur totale de 324 m et se compose de sept travées, réparties en cinq travées principales de 50 m chacune, complétées par deux travées de rive de 37m (0.74 L), respectant un rapport compris entre 0,6 et 0,8 par rapport aux travées principales. Il assure ainsi la continuité du tracé entre les points kilométriques PK 12+500 et PK 12+824.

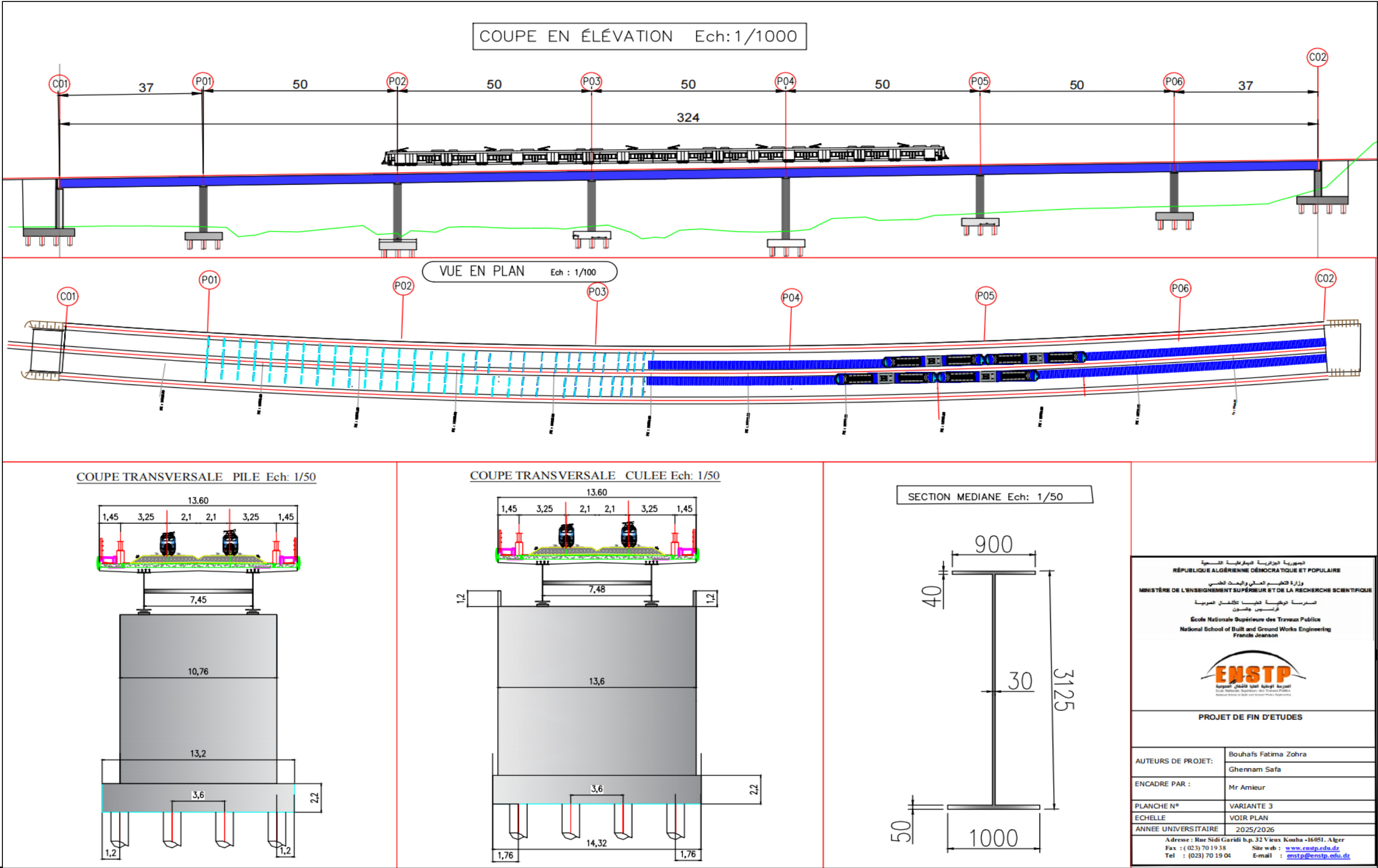
| Culée/Pile | Point kilométrique |
|------------|--------------------|
| C1         | PK 12+500,00       |
| P1         | PK 12+537,55       |
| P2         | PK 12+587,65       |
| P3         | PK 12+637,75       |
| P4         | PK 12+687,85       |
| P5         | PK 12+737,95       |
| P6         | PK 12+787,05       |
| C2         | PK 12+824,00       |

**Tableau II.8 : Implantation des appuis**

### II.2.3.2. Conception transversale

| Elément                            |                                  | Ratio usuel                                                                         | Valeur retenue |
|------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------|
| Hauteur des poutres                |                                  | $L/16$                                                                              | 3.125 m        |
| Entraxe des poutres                |                                  | $L = 0.5 \text{ à } 0.55L_T$                                                        | 7 m            |
| Largeur des semelles               | Inferieure                       | $B_{inf} = (0.25 + \frac{X}{125} + \frac{L_T}{40}) \times (0.92 + \frac{L_T}{150})$ | 1 m            |
|                                    | Supérieure                       | $B_{sup} = B_{inf} - 0.1$                                                           | 0.9 m          |
| Epaisseur de la semelle inferieure |                                  | $25mm \leq t_i \leq 150mm$                                                          | 50 mm          |
| Epaisseur de la semelle supérieure |                                  | $25mm \leq t_s \leq 150mm$                                                          | 40 mm          |
| Epaisseur de l'âme                 |                                  | $25mm \leq t_w \leq 150mm$                                                          | 30 mm          |
| Epaisseur de la dalle              | Au droit des poutres principales | $0.13 + \frac{L_T - L}{26}$                                                         | 0.38 m         |
|                                    | Au centre du tablier             | $0.12 + \frac{L}{50}$                                                               | 0.26 m         |

**Tableau II.9 : Conception transversale**



### II.3. ANALYSE MULTICRITERES

L'analyse multicritères constitue un outil du processus décisionnel permettant de comparer différentes variantes à partir de critères définis, tels que les aspects économiques, les contraintes techniques, les exigences d'entretien, les conditions de mise en œuvre, les délais de réalisation et les considérations esthétiques.

Elle vise à évaluer globalement les solutions afin d'identifier la plus adaptée aux exigences du projet. Pour cela, il est nécessaire d'analyser, dans un premier temps, les avantages et les inconvénients de chaque variante avant de procéder à leur comparaison.

| Variante                                                                                                                                         | Avantages                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | Inconvénients                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Variante 01 :<br>Pont à poutres<br>précontraintes du type<br>VIPP                                                                                | <ul style="list-style-type: none"><li>- Exécution facile et rapide</li><li>- Très bonne résistance aux charges grâce à la précontrainte, réduisant les fissures et augmentant la durabilité.</li><li>- Ne nécessite pas une main-d'œuvre hautement qualifiée ni une grande expérience.</li><li>- Solution moins coûteuse et plus économique que les structures métalliques pour des ponts de portée similaire.</li></ul> | <ul style="list-style-type: none"><li>- Poids propre élevé.</li><li>- Difficile à franchir en courbe.</li><li>- Moins esthétique que les ponts à arcs ou à haubans dans certains contextes</li></ul>                                                                                                                                                                 |
| Variante 02 :<br>Pont à voussoirs<br>préfabriqué à hauteur<br>constante en béton<br>précontraint construit par<br>encorbellements<br>successifs. | <ul style="list-style-type: none"><li>- Facilité de franchissement en courbe.</li><li>- Qualité esthétique incontestable.</li><li>- Simplicité dans la répartition des contraintes grâce à la géométrie uniforme, bon comportement à la torsion.</li></ul>                                                                                                                                                               | <ul style="list-style-type: none"><li>- Le poids est très important (tablier assez épais).</li><li>- Portées limitées (60/65 m)</li><li>- Exécution nécessite une main-d'œuvre qualifiée, notamment pour la mise en tension des câbles de précontrainte.</li><li>- Nécessite un transport et un montage minutieux pour aligner correctement les voussoirs.</li></ul> |

## CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

|                                                                            |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                                                                                                                                                                                                                                                           |
|----------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Variante 03 :<br/>Pont mixte (bipoutre<br/>métallique a entretoise)</p> | <ul style="list-style-type: none"> <li>- Excellent rapport poids/performance des matériaux.</li> <li>- Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.</li> <li>- Esthétiquement moderne grâce à la structure mixte</li> <li>- Préfabrication des poutres en usine, garantissant précision et qualité d'exécution.</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessite une main-d'œuvre qualifiée et d'un contrôle strict, notamment pour les opérations de soudage.</li> <li>- Coût élevé des matériaux (acier et béton).</li> <li>- Entretien périodique requis.</li> </ul> |
|----------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

**Tableau II.10 : avantages et inconvénient de chaque variante**

Afin d'évaluer chaque variante, il est essentiel de définir des critères précis sur lesquels elles seront comparées. Après avoir identifié les avantages et les inconvénients de chaque option, nous avons retenu les critères suivants : **l'exécution, l'entretien, l'esthétique et l'économie.**

### II.3.1. L'exécution (/4)

**Pont VIPP** : Solution simple, rapide et économique pour les portées moyennes, particulièrement adaptée aux projets répétitifs, mais moins performante pour les très grandes portées.

**Pont voussoir à hauteur constante** : Méthode adaptée aux portées moyennes à grandes, offrant une bonne efficacité d'exécution, mais nécessitant une logistique importante et des délais de réalisation plus longs.

**Pont mixte bipoutre** : Rapide à construire grâce à la préfabrication, mais exige des équipements lourds et une expertise technique pour la liaison acier-béton.

### II.3.2. L'entretien (/3)

**Pont à poutres en béton précontraint** : Entretien limité aux équipements et à la gestion des vibrations.

**Pont voussoir à hauteur constante**: Entretien minimal, principalement axé sur les équipements.

**Pont mixte bipoutre** : Nécessite une maintenance périodique pour lutter contre la corrosion de l'acier.

### II.3.3. L'esthétique (/3)

**Le pont mixte bipoutre** offre une esthétique moderne grâce à sa structure acier-béton, mais peut être moins adapté à certains contextes architecturaux.

## CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

---

**Le pont à poutres en béton précontraint** présente un aspect simple et fonctionnel, bien intégré à son environnement, bien que moins remarquable visuellement.

**Le pont à voussoirs présente** une esthétique sobre et harmonieuse, particulièrement adaptée aux grands ouvrages et bien intégrée dans le paysage.

| <div> Variante</div> <div> Critère</div> | VARIANTE 1 | VARIANTE 2 | VARIANTE 3 |
|------------------------------------------|------------|------------|------------|
| L'exécution                              | 4          | 2          | 3          |
| L'entretien                              | 3          | 2          | 2          |
| L'esthétique                             | 2          | 3          | 3          |
| Note finale /10                          | 9          | 7          | 8          |

### II.3.4. CHOIX DES VARIANTES RETENUE

D'après les résultats obtenus à partir des critères définis, le pont à poutres en béton précontraint se distingue comme la variante gagnante. Son bon équilibre entre coût, fiabilité, et simplicité d'exécution en fait une solution optimale pour des projets où la maîtrise des dépenses et des délais est primordiale.

### II.4. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de mettre en évidence que le choix du type de pont et de sa conception générale repose sur plusieurs critères, notamment les contraintes du site, les aspects techniques, économiques et esthétiques, ainsi que les caractéristiques géométriques et mécaniques de chaque solution. À l'issue de cette analyse comparative, le pont à poutres préfabriquées post-tensionnées a été retenu et fera l'objet de l'étude détaillée dans les chapitres suivants.

# **CHAPITRE III :**

## **HYPOTHESES DE CALCUL**

### III.1. INTRODUCTION

La conception et le dimensionnement d'un ouvrage d'art reposent sur l'adoption d'hypothèses de calcul rigoureuses garantissant sa stabilité, sa sécurité et sa durabilité. Dans ce chapitre, nous présentons les hypothèses de calcul retenues pour l'étude du pont, ainsi que les matériaux utilisés et leurs principales caractéristiques mécaniques.

### III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL :

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

- **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.
- **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- **Fascicule 62 titre V** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- **Guide SETRA** : (service d'étude technique des routes et autoroutes)
- **UIC 776-1** : Règles techniques pour la conception et le calcul des ponts ferroviaires.
- **UIC 774-3** : Interaction voie-structure des ponts ferroviaires.
- **Eurocode 1 (actions sur les structures, partie 2)** : actions sur les ponts, dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.

On détermine les différentes Caractéristiques des trois matériaux utilisés dans les structures en béton précontraint qui sont :

- Le béton.
- Les armatures de précontrainte.
- Les armatures passives.

### III.3. BETON

#### III.3.1. Caractéristiques du Béton

- Béton pour superstructure : C40/50
- Béton pour appuis et fondation : C35/45
- Résistance caractéristique à la traction :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$
- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) :

$$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

|                                    | Superstructure | Infrastructure |
|------------------------------------|----------------|----------------|
| $f_{c28}(\text{MPa})$              | 40             | 35             |
| Type de ciment                     | CPA42.5        | CPA42.5        |
| Dosage (kg/m <sup>3</sup> )        | 400            | 400            |
| Densité de BA (KN/m <sup>3</sup> ) | 25             | 25             |
| $f_{t28}$ (MPa)                    | 3              | 2.7            |
| $E_{i28}$ (MPa)                    | 37619.5        | 35981.729      |
| $E_{v28}$ (MPa)                    | 12653.82       | 12102.94       |

**Tableau III.1 : : Caractéristiques de béton**

Déformations transversales de béton :  $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$

**E** : module de Young

**ν** : coefficient de POISSON : représente la variation relative de dimension

Transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale

- $\nu = 0.2$  : pour une zone non fissurée.
- $\nu = 0$  : pour une zone fissurée

## III.3.2. Contraintes admissibles à la compression de Béton

- À l'ELU :  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$
- À l'ELS :  $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à :

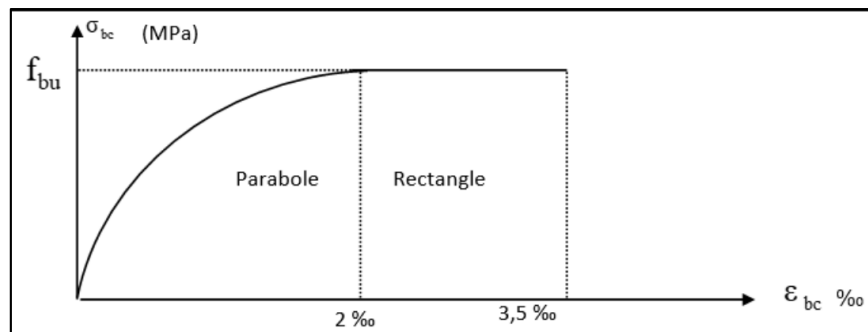
- $\theta = 1.00$  lorsque la durée  $t > 24\text{h}$ .
- $\theta = 0.90$  lorsque la durée  $1\text{h} < t < 24\text{h}$ .
- $\theta = 0.85$  lorsque la durée  $t < 1\text{h}$ .
- 

Le coefficient  $\gamma_b$  est fixé à :

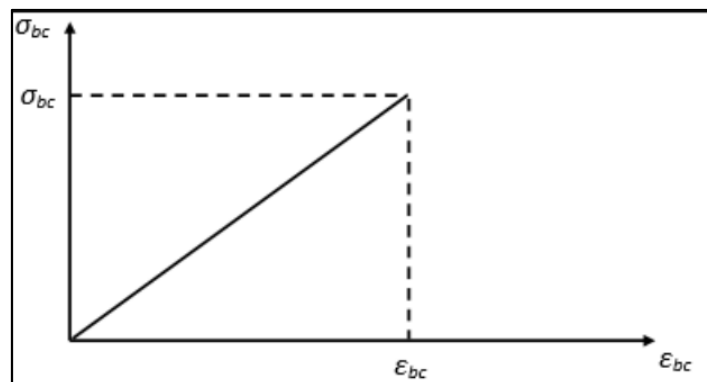
- $\gamma_b = 1.5$ , Situation durable
- $\gamma_b = 1.5$ , S-transitoire
- $\gamma_b = 1.15$ , S-accidentelle

| Etat | Contraintes limites |                   | Superstructure | Infrastructure |
|------|---------------------|-------------------|----------------|----------------|
| ELU  | $f_{bu}$<br>(MPa)   | $\gamma_b = 1.5$  | 22.66          | 19.83          |
|      |                     | $\gamma_b = 1.15$ | 29.56          | 25.869         |
| ELS  | $\sigma_{bc}$ (MPa) |                   | 24             | 21             |

**Tableau III.2 : contraintes admissibles du béton**



**Figure III.1 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU**



**Figure III.2 : diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS**

## III.4. ARMATURES

### III.4.1. Acier de ferrailage

#### III.4.1.1. Caractéristiques de l'acier

Des barres d'acier à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité :  $f_e = 500$  MPa
- Module de la déformation élastique :  $E_s = 200$  GPa

#### III.4.1.2. Contraintes limites de traction des Armatures (passives)

Pour  $\gamma_s$  :

- $\gamma_b = 1.5$  Situation durable / S-transitoire
- $\gamma_b = 1$  S-accidentelle

| Fissuration             | Contrainte limite (MPa) | Superstructure | Infrastructure |
|-------------------------|-------------------------|----------------|----------------|
| Contrainte limite à ELU | $\gamma_s = 1.15$       | 434.78         | 434.78         |
|                         | $\gamma_s = 1$          | 500            | 400            |
| Préjudiciable           | $\sigma_s$              | 250            | 250            |
| Très Préjudiciable      | $\sigma_s$              | 200            | 200            |

Tableau III.3: Contraintes limites de traction des Armatures

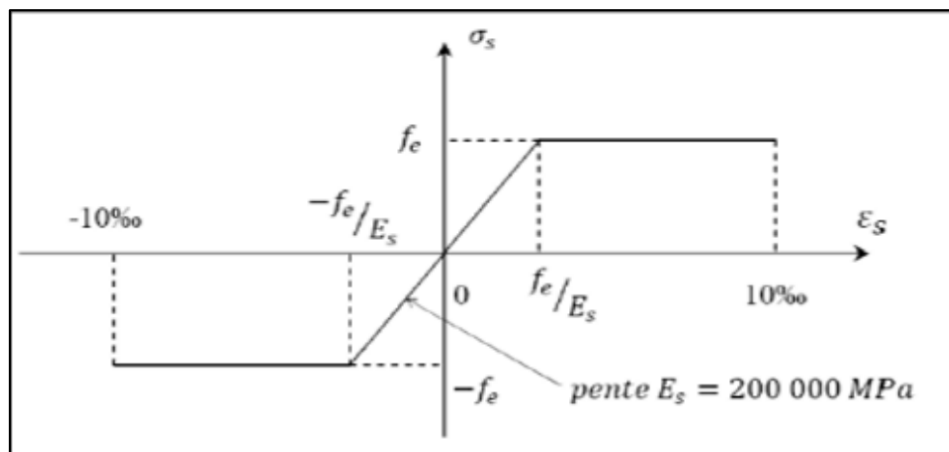


Figure III.3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier à l'ELU

## III.4.2. Acier de précontrainte

### III.4.2.1. Système de Précontrainte

| On utilise des torons                                        | 12T15           |        | Unites    |
|--------------------------------------------------------------|-----------------|--------|-----------|
| Contrainte limite élastique                                  | $F_{peg} =$     | 1674   | MPa       |
| Contrainte de rupture garantie                               | $F_{prg} =$     | 1860   | MPa       |
| Module d'élasticité                                          | $E =$           | 195000 | MPa       |
| Section 1T15                                                 | $S =$           | 140    | $mm^2$    |
| Section 12T15                                                | $S =$           | 1680   | $mm^2$    |
| Diamètre intérieur de la gaine                               | $\Phi_i =$      | 80     | mm        |
| Diamètre extérieur de la gaine                               | $\Phi_e =$      | 85     | mm        |
| Recul d'ancrage au relâchement du vérin (encrage Freyssinet) | $g =$           | 6      | mm        |
| Coefficient de frottement par unité de déviation angulaire   | $f =$           | 0.18   | $rd^{-1}$ |
| Coefficient de frottement (gaine - câble)                    | $\Phi =$        | 0.002  | $mm^{-1}$ |
| Relaxation à 1000 heures                                     | $\rho_{1000} =$ | 2.5    | %         |
| Coefficient (Armature TBR)                                   | $\mu_0 =$       | 0.43   |           |

Tableau III.4 : Caractéristiques de la Précontrainte

### III.4.2.2. Diagramme contrainte – déformation

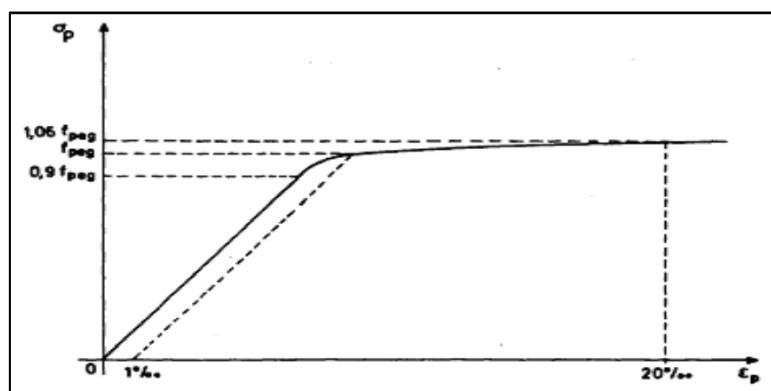


Figure III.4 : Diagramme contrainte – déformation des torons et Tréfilées

### III.5. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de présenter les hypothèses de calcul ainsi que les caractéristiques des matériaux adoptés. Ces éléments constituent la base de l'étude et serviront de référence pour la suite du dimensionnement, notamment pour l'évaluation des charges et des surcharges qui sera abordée dans le chapitre suivant.

**CHAPITRE IV :  
CHARGES ET SURCHARGES**

---

## CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

### IV.1. INTRODUCTION

Les ponts ferroviaires présentent des particularités qui les distinguent des ponts routiers, notamment en ce qui concerne l'évaluation des actions à prendre en compte dans le dimensionnement. Ces spécificités sont directement liées à la nature du trafic ferroviaire et aux sollicitations qu'il engendre.

Dans ce chapitre, nous étudierons les différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage pour des voies ferrées à écartement normal et à écartement large. À cet effet, les modèles de chargement définis par l'Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), à savoir l'UIC 71, les chargements SW et le train à vide, seront présentés.

Ces modèles permettent de définir les principales combinaisons de chargement : UIC 71 + SW/0, SW/2 et le train à vide. Après l'application des coefficients dynamiques appropriés et la prise en compte des efforts horizontaux associés, notamment ceux dus à l'accélération, au freinage et aux effets centrifuges, ces chargements constituent l'ensemble des actions ferroviaires retenues pour le dimensionnement de l'ouvrage.

### IV.2. EVALUATION DES ACTIONS

Les actions appliquées à un pont sont de deux types :

- Actions hors Trafic
- Actions dues au Trafic

### IV.3. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC

#### IV.3.1. Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent toutes les charges à faible variation tel que :

- Poids Propre du tablier (CP)

| Section       | Densité<br>[KN/m <sup>3</sup> ] | Surface<br>[m <sup>2</sup> ] | Poids<br>linéaire<br>[KN/ml] | Longueur<br>[m] | Nbr des<br>poutres | Poids propre<br>[KN] |
|---------------|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------|--------------------|----------------------|
| About         | 25                              | 1.509                        | 37.725                       | 2               | 9                  | 679.05               |
| Intermédiaire | 25                              | 1.22                         | 30.5                         | 3.5             | 9                  | 960.75               |
| Mi-Travée     | 23                              | 0.9429                       | 23.57                        | 30.5            | 9                  | 6469.96              |
| Hourdis       | 25                              | 4.08                         | 102                          | 36              | /                  | 3672                 |
| Entretoise    | 25                              | 0.4800                       | 12                           | 0.95            | 18                 | 205.2                |

$$\Sigma = 11986.96 \text{ KN}$$

**Tableau IV.1 : Poids Propre de Tablier.**

### IV.3.2. Compléments de charges permanentes (CCP)

| Elément          | Poids volumique<br>[KN/m <sup>3</sup> ] | Surface<br>[m <sup>2</sup> ] | Poids linéaire<br>[KN/ml] | Poids [KN] |
|------------------|-----------------------------------------|------------------------------|---------------------------|------------|
| Rail UIC 60      | /                                       | /                            | 2.4                       | 86.4       |
| Ballast          | 20                                      | 4.493                        | 89.86                     | 3234.96    |
| Travers monobloc | /                                       | /                            | 9.6                       | 345.6      |
| Etanchéité       | 20                                      | 0.68                         | 17                        | 612        |
| Garde-corps      | /                                       | /                            | 2                         | 72         |
| Caténaire        | /                                       | /                            | 4.8                       | 172.8      |
| Corniche         | 25                                      | 0.1187×2                     | 5.935                     | 213.66     |

$$\Sigma = 4737.42 \text{ KN}$$

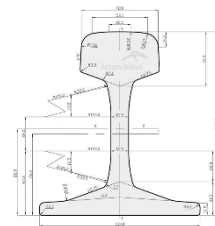
**Tableau IV.2 : Estimation du poids dû aux CCP.**

#### IV.3.2.1. Rails (EN1991-1-1 Tab. A.6)

Notre voie est constituée de longs rails soudés, dont les caractéristiques sont les suivantes :

Poids linéaire : 0.603kN/ml.

Puisque nous avons quatre rails, on prendra le poids :  $4 \times 0.603 = 2.3$  KN/m.



#### IV.3.2.2. Travers mono-blocs (EN1991-1-1 Tab. A.6)

On prendra le poids de traverse : 4.8kN/ml.

Puisque nous avons deux traverses, on prendra le poids :  $2 \times 4.8 = 9.6$  KN/ml.

#### IV.3.2.3. Ballast (EN1991-1-1 Tab. A.6)

Le ballast est une couche de granulats concassés disposée sous les traverses de la voie ferrée. Il assure la stabilité de la voie, facilite l'évacuation des eaux de drainage et répartit les charges transmises par les trains vers la structure porteuse.

Il permet également le réglage et le maintien de la géométrie de la voie afin de garantir de bonnes conditions d'exploitation.

Le poids de ballast normal est de 20kN/m<sup>3</sup>, et la section pour les deux voies est de 4.493 m<sup>2</sup>

Donc le poids total pour une unité de longueur est de 89.86kN/m.

$P (\text{Ballast}) = 20 \times 4.493 = 89.86 \text{ KN/m}$ .

## CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

### IV.3.2.4. Garde-corps

Son poids par unité de longueur est : 1kN/ml, pour les deux côtés on trouve :  
 $2 \times 1 = 2 \text{ kN/ml}$ .

### IV.3.2.5. Caténaire

Le poids estimatif d'un seul caténaire est : 2.4kN/ml et on a deux caténaires, on obtiendra alors : 4.8kN/ml.

### IV.3.2.6. Etanchéité

Pour une couche de 5 cm d'épaisseur :  $P = 20 \times 13.6 \times 0.5 = 17 \text{ kN/ml}$ .

|           |          |
|-----------|----------|
| GPP (KN)  | 11986.96 |
| GCCP (KN) | 4737.42  |
| G (KN)    | 16724.38 |

Tableau IV.3 : Poids total permanent du tablier

### IV.3.3. Charges thermiques

#### IV.3.3.1. Variation uniforme $\Delta t$ :

La wilaya de Médéa se caractérise par un climat continental avec des variations thermiques marquées, les températures pouvant atteindre environ 35 °C en été et descendre jusqu'à -15 °C, voire légèrement en dessous, en hiver.

#### IV.3.3.2. Gradient thermique $\Delta\theta$ : (Conformément à l'article 3.1.2.2 du RCPR)

D'après le tableau 3.2 du R.C.P.R, notre ouvrage est de type 3 (tablier en béton). les valeurs suivantes sont retenues :

| Type de Tablier         | En phase de construction     | En service                   |
|-------------------------|------------------------------|------------------------------|
|                         | Gradient (°c) $\Delta\theta$ | Gradient (°c) $\Delta\theta$ |
| Type 03 : Tablier béton | $\pm 12$                     | $\pm 7$                      |

Tableau IV.4 : gradient thermique

### IV.3.3.3. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique :

Selon la NF EN 1991-1-5 lorsqu'on prend la simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique, il est recommandé d'utiliser la formule suivante :

$$\frac{\Delta\theta + \omega_n \Delta t}{\omega_m \Delta\theta + \Delta t}$$

Avec  $\omega_n = 0.35$  et  $\omega_m = 0.75$

On obtient les huit combinaisons suivantes:

$$\begin{aligned} &0.35dT^+ + d\theta^+ \\ &0.35dT^+ + d\theta^- \\ &0.35dT^- + d\theta^+ \\ &0.35dT^- + d\theta^- \\ &dT^+ + 0.75d\theta^+ \\ &dT^+ + 0.75d\theta^- \\ &dT^- + 0.75d\theta^+ \\ &dT^- + 0.75d\theta^- \end{aligned}$$

### IV.3.4. Action due au vent

C'est une pression horizontale statique appliquée à la surface du tablier. La valeur de calcul est 2.00 kN/m<sup>2</sup>.

### IV.3.5. Action sismique

La prise en compte de l'action sismique est conforme aux « Règles Parasismiques

Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art - RPOA 2008 », en considérant les paramètres associés aux ouvrages du Groupe 1 – Ponts stratégiques.

L'action sismique est définie par un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse vertical valable pour la

Composante verticale du mouvement.

➤ Pour la définition des spectres, on a considéré les paramètres suivants :

- Zone sismique : IIa
- Groupe : Groupe 1
- Coefficient d'accélération de zone :  $A = 0.25$
- Classification des sites : Catégorie S3
- Taux d'amortissement :  $\zeta = 5$  (béton armé) (selon article 4.2.4 RPOA)
- Facteur de correction de l'amortissement :  $\eta = 1.00$

### IV.4. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC (EN 1991-2 /2003)

#### IV.4.1. Présentation du trafic ferroviaire

Le trafic ferroviaire englobe l'ensemble des activités liées à la circulation des trains, en considérant des paramètres tels que les charges, l'espacement des essieux et la vitesse. Pour l'évaluation des charges maximales sur l'ouvrage, quatre modèles de charge sont définis :

- Schéma 71 : représente le trafic normal sur les lignes principales.
- Modèle SW/0 : spécifique aux ponts continus (non applicable dans notre cas).
- Modèle SW/2 : adapté aux charges lourdes.
- Modèle "Train à vide" : évalue l'impact des trains circulant sans charge.

##### IV.4.1.1. Charges ferroviaires (EN 1991-2)

###### a) Schéma de charge UIC71 (article 6.3.2 de l'EN 1991-2)

Le modèle de charges 71 représente l'effet statique des charges verticales dues au trafic ferroviaire normal.

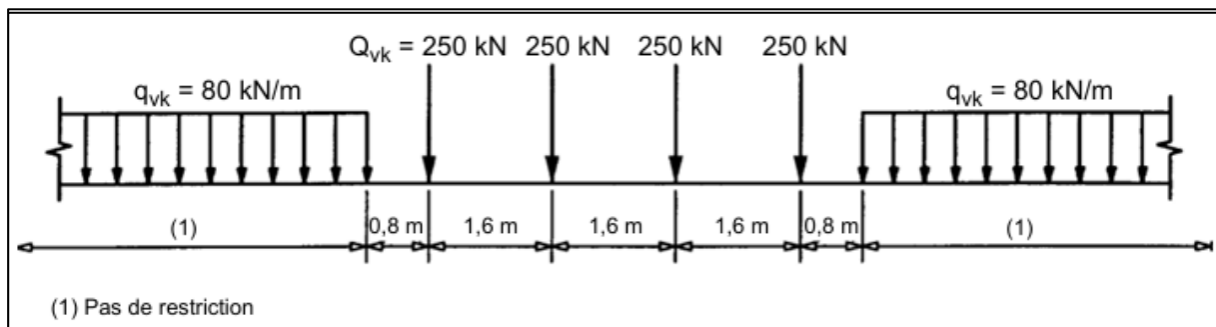


Figure IV.1 : Modèle de charges 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales.

Les valeurs caractéristiques indiquées en Figure IV4 et SW0 sont multipliées par un coefficient  $\alpha$  sur les lignes acheminant un trafic plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal. Après multiplication par ce coefficient, les charges sont appelées "charges verticales classées".

Le coefficient prend l'une des valeurs suivantes : 0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46

Nous sommes dans une ligne minière où le trafic ferroviaire est très lourd par rapport au trafic ferroviaire normal, on prend  $\alpha = 1.33$

###### b) Schémas de charges SW/0 et SW/2 (article 6.3.3 de l'EN 1991-2)

- Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.

## CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

- Le modèle de charges SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

La disposition des charges correspond au schéma de la Figure IV.2, et les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles qui figurent au Tableau 1.

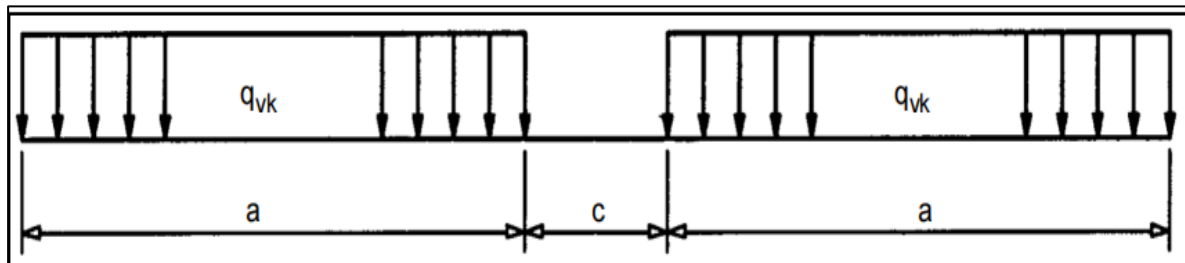


Figure IV.2: Modèles de charges SW/0 et SW/2

| Modèle de charge | $q_{vk}$ [kN/ml] | $a$ [m] | $c$ [m] |
|------------------|------------------|---------|---------|
| SW0              | 133              | 15      | 5,3     |
| SW2              | 150              | 25      | 7       |

Tableau IV.5 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charge SW/0 et SW/2.

### c. Modèle de charge "Train à vide" (article 6.3.4 de l'EN 1991-2)

Certaines vérifications spécifiques font appel à un modèle de charge particulier, appelé « train à vide ». Il consiste en une charge verticale linéaire uniforme, avec une valeur caractéristique de 10.00 kN/m.

## IV.4.2. Forces horizontales

### IV.4.2.1. Actions dues à l'accélération et au freinage (l'article 6.5.3 de l'EN1991.2/2003)

Les efforts de traction et de freinage agissent au sommet des rails dans le sens longitudinal de la voie.

Ils sont considérés comme uniformément répartis sur la longueur d'influence correspondante  $L_{a,b}$  pour les effets de traction et de freinage sur l'élément de structure considéré. Le sens des forces de traction et de freinage doit tenir compte du (des) sens de circulation autorisé(s) sur chaque voie.

#### a. Force d'accélération :

Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération pour les modèles de charge 71, SW/0 et SW/2 sont égales à :

$$Q_{lak} 33KN/ml \times L_{a,b} \leq 1000KN$$

## CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

---

- Sachant que la longueur d'influence  $L_a = 36m$

➤ Pour le modèle de charge 71 :

$$Q_{lak} (LM71) = \min (33KN/ml \times 36 ; 1000KN) = \min (1188KN ; 1000KN) = \mathbf{1000KN}$$

$$Q_{lak} (LM71) = \frac{1000}{36} = 27.78 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{lak} (LM71) = 1.33 \times 27.78 = 36.94 \text{ KN/ml}$$

➤ Pour le modèle de charge SW/2 :

$$Q_{lak} (SW/2) = \min (33KN/ml \times 36 ; 1000KN) = \min (1188KN ; 1000KN) = \mathbf{1000KN}$$

$$Q_{lak} (SW/2) = \frac{1000}{36} = 27.78 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{lak} (SW/2) = 27.78 \text{ KN/ml}$$

### b. Force de freinage :

Les valeurs caractéristiques des forces de freinage pour les modèles de charge 71 et SW/0 sont égales à :

$$Q_{lbk} = 20KN/ml \times L_{a,b} \leq 6000KN$$

Tandis que pour les modèles de charge SW/2, elles sont égales à :

$$Q_{lbk} = 35KN/ml \times L_{a,b}$$

Sachant que la longueur d'influence  $L_a = 36m$

➤ Pour le modèle de charge 71 :

$$Q_{lbk} (LM71) = \min (20KN/ml \times 36 ; 6000KN) = \min (720KN ; 6000KN) = \mathbf{720KN}$$

$$Q_{lbk} (LM71) = \frac{720}{36} = 20 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{lbk} (LM71) = 1.33 \times 20 = 26.6 \text{ KN/ml}$$

➤ Pour le modèle de charge SW/2 :

$$(SW/2) = 35KN/ml \times L_{a,b} = 35KN/ml \times 36 = \mathbf{1260KN}$$

$$(SW/2) = \frac{1260}{36} = 35 \text{ KN/ml}$$

### IV.4.2.2. Effort de lacet (Article 6-5-2 EN 1991-2)

L'effort de lacet est une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il est appliqué aussi bien dans le cas des voies en alignement que dans celui des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à  $Q_{sk}=100\text{kN}$

Il convient de multiplier cette valeur par le coefficient :  $\alpha=1.33$

$$Q_{sk}=100 \times 1.33 = 133 \text{ KN}$$

### IV.4.2.3. Forces centrifuges (Article 6-5-1 EN 1991-2 :2003)

Les forces centrifuges et le dévers doivent être pris en compte lorsque la voie posée sur le pont est en courbe sur la totalité ou une partie de l'ouvrage.

Les forces centrifuges doivent être considérées comme agissant vers l'extérieur dans le sens horizontal à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement.

La force centrifuge doit toujours être combinée avec la charge verticale du trafic. Elle ne doit pas être multipliée par les coefficients dynamiques.

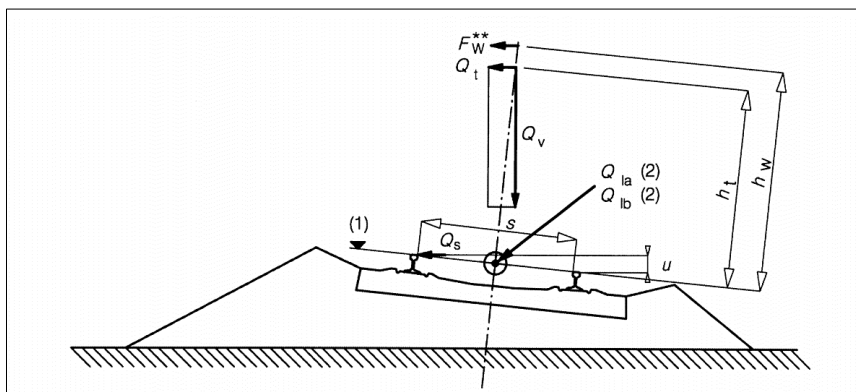


Figure IV.3: Symboles et dimensions spécifiques pour les voies ferrées.

La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée à l'aide des formules suivantes indiquée dans l'article 6-5-1 dans l'EN 1991-2 :2003

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} f \times Q_{vk} = \frac{V^2}{127 \times r} (f \times Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} f \times q_{vk} = \frac{V^2}{127 \times r} (f \times q_{vk})$$

Avec

- $f$ : Coefficient de réduction.

On a  $V \geq 120 \text{ km/h}$ , donc :

$$f = 1 - \frac{V-120}{1000} \left( \frac{814}{V} + 1.75 \right) \left( 1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}} \right) \quad \text{Avec : } L_f = 36\text{m}$$

$f = 0.8$

- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- $r$ : Rayon de courbure [m].

$$r = 1875 \text{ m}$$

- $v$  = vitesse maximale m/s

$$v = 44.44 \text{ m/s}$$

- $V$  = vitesse maximale km/h

$$V = 160 \text{ km/h}$$

- Pour le modèle de charge 71 :

$$Qtk = \frac{44.44^2}{9.81 \times 1875} (0.8 \times 250) = \frac{160^2}{127 \times 1875} (0.8 \times 250) = 21.50 \text{ KN}$$

$$qtk = \frac{44.44^2}{9.81 \times 1875} (0.8 \times 80) = \frac{160^2}{127 \times 1875} (0.8 \times 80) = 6.88 \text{ KN}$$

- Pour le modèle de charge SW/0 :

$$qtk = \frac{44.44^2}{9.81 \times 1875} (0.8 \times 133) = \frac{160^2}{127 \times 1875} (0.8 \times 133) = 11.44 \text{ KN}$$

- Pour le modèle de charge SW/2 :

$$qtk = \frac{44.44^2}{9.81 \times 1875} (0.8 \times 150) = \frac{160^2}{127 \times 1875} (0.8 \times 150) = 12.90 \text{ KN}$$

- Pour le modèle de charge SW/2 :

$$qtk = \frac{44.44^2}{9.81 \times 1875} (0.8 \times 10) = \frac{160^2}{127 \times 1875} (0.8 \times 10) = 0.859 \text{ KN}$$

### IV.4.3. Déraillement (EN 1991-2 article 6-7)

On considère selon l'article 6-7 du EN 1991-2 la possibilité du déraillement pour les justifications aux ELU accidentels. Il faut prévenir le renversement ou l'effondrement de la structure dans son ensemble.

Deux situations de calcul doivent être considérées :

#### a. Situation de Calcul I

Les véhicules déraillés demeurent en équilibre dans la zone de la voie sur le tablier du pont, les véhicules étant retenus par le rail adjacent ou par un mur bordant.

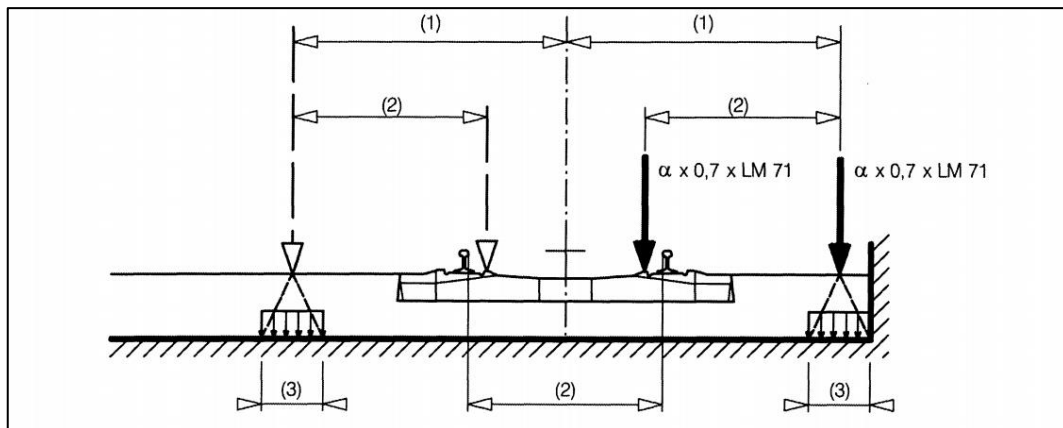


Figure IV.6 : Situation de Calcul I

### a) Situation de calcul II

Les véhicules déraillés demeurent en équilibre sur le bord du pont en chargeant le bord de la superstructure (à l'exception des éléments non structuraux tels que les pistes pour piétons).

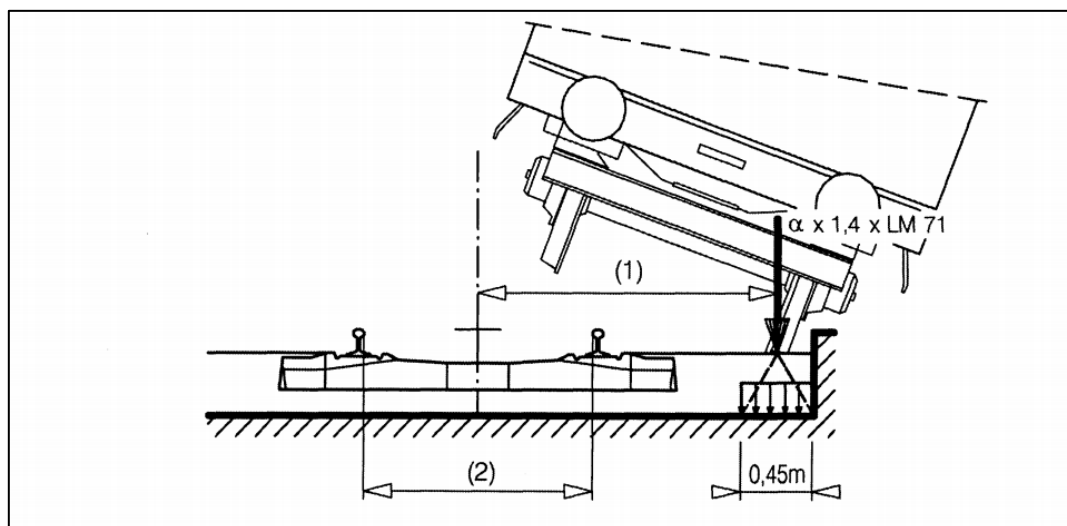


Figure IV.7 : Situation de Calcul II

### IV.4.4. Effet dynamique (EN 1991-2 article 6-4)

Les contraintes et déformations statiques d'un pont sous l'effet des circulations, ainsi que l'accélération du tablier, peuvent être amplifiées ou atténuées par plusieurs phénomènes :

- La vitesse des véhicules traversant l'ouvrage entraîne une mise en charge rapide, ce qui, combiné à l'inertie de la structure, génère un effet d'impact ;
- Le passage de charges successives à intervalles plus ou moins réguliers peut exciter la structure, et dans certains cas, provoquer un phénomène de résonance. Cela survient lorsque la fréquence d'excitation (ou un multiple de celle-ci) coïncide avec la fréquence propre du tablier, entraînant alors un risque de vibrations excessives induites par la succession des essieux.

-Les variations de charges par roue, dues aux irrégularités de la voie ou des véhicules (y compris les défauts des roues), influencent également la réponse de la structure.

### IV.4.5. Coefficient dynamique $\Phi$ : (EN 1991-2 article 6-4-5)

Le coefficient  $\Phi$  dynamique qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 est défini en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

#### 1. Pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\emptyset - 0.2}} + 0.82$$

Avec :

$$L_\emptyset = k \times L_m \quad ; \quad \begin{cases} n = 9 \\ k = 1.5 \end{cases}$$

$$L_m = \frac{1}{n} (L_1 + L_2 + \dots + L_n) = 54\text{m}$$

$$\text{Donc : } \Phi_2 = 1.017$$

Avec :  $1 < \Phi_2 < 1.67$

#### 2. Pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\emptyset - 0.2}} + 0.73 = 1.024$$

Avec :  $1 < \Phi_3 < 2$

Pour nos calculs nous choisissons  $\phi_3 = 1.024$ .

### IV.4.6. Combinaisons de charges:

Les structures doivent satisfaire à deux exigences fondamentales pour remplir leurs fonctions:

- Sécurité de la structure.
- Performance de la structure.

On définit un état-limite comme étant l'état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences, on distingue :

- Etat limite ultime (ELU) : il se réfère à la sécurité structurale. L'ELU se divise en un état limite de résistance et un état limite de perte d'équilibre statique.
- Etat limite de service (ELS) : il se réfère à la performance de la structure. C'est l'état correspondant à des conditions au-delà desquelles l'aptitude au service n'est plus satisfaite. Les ELS se divisent en :

- ELS rares.
- ELS fréquents.
- ELS quasi-permanents.

Cependant, il faut tenir compte de plusieurs situations :

- Situation durable (normale).
- Situation transitoire (exécution, réparation ...etc.).
- Situation accidentelle (exceptionnelle).
- Situation sismique (exceptionnelle).

### À L'ELS :

Combinaison caractéristique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinaison fréquente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinaison quasi-permanente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

### À L'ELU :

Situations de projet accidentelles :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

## **CHAPITRE V : MODELISATION**

### V.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente le calcul numérique du tablier à l'aide des logiciels Robot Structural Analysis et Midas Civil, en tenant compte des différentes combinaisons de charges ainsi que des actions appliquées sur l'ouvrage.

Il a pour objectif de déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants afin de définir les câbles de précontrainte et le ferrailage des poutres ainsi que de la dalle du tablier.

### V.2. DEFINITION DES CHARGES ET SURCHARGES

Les charges et surcharges considérées dans l'étude sont classées comme suit :

#### Charges permanentes :

- Poids propre de la structure : poutres, hourdis et entretoises.
- Équipements de pont (CCP) : étanchéité, ballast, rails et traverses, caténaires et garde-corps.
- Charges thermiques

#### Surcharges :

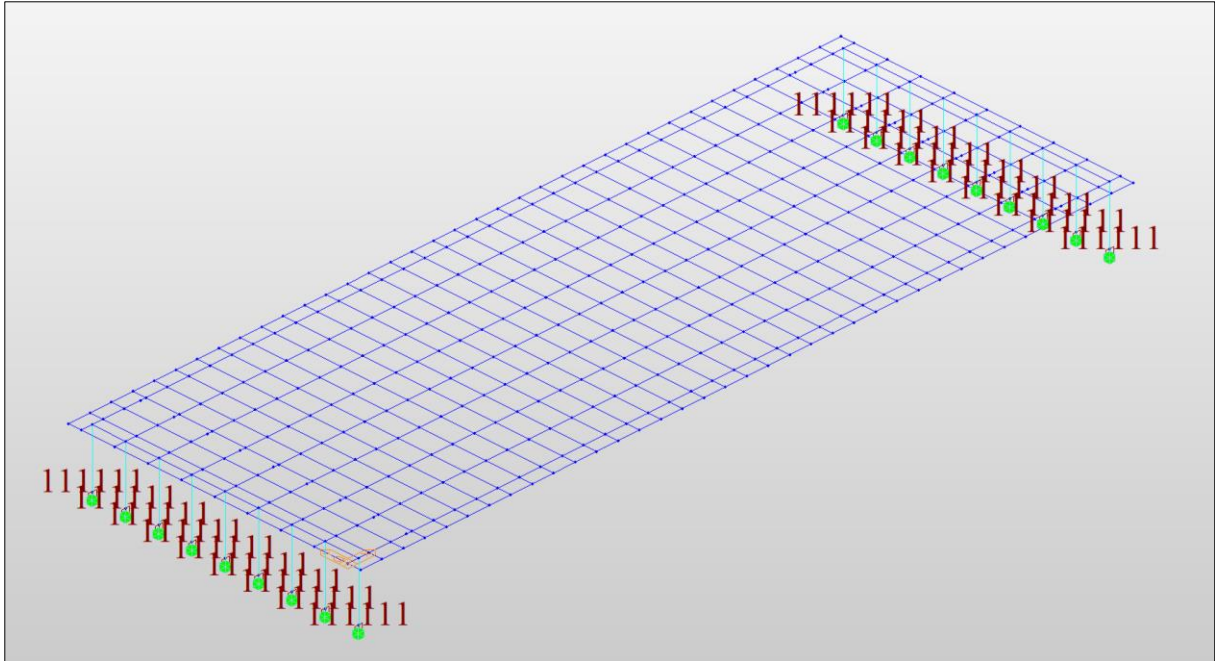
- Modèle de charge UIC71.
- Modèle de charge SW/2.
- Modèle de charge SW/0.

Les combinaisons de charges sont résumées dans le tableau suivant :

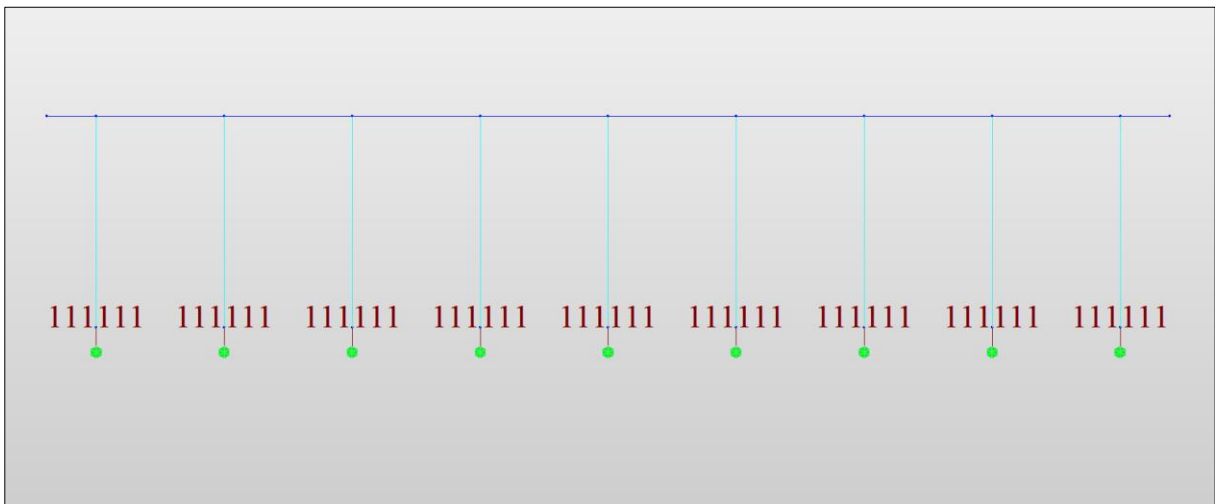
|     |       |                                                                                              |
|-----|-------|----------------------------------------------------------------------------------------------|
| ELS | Gr 11 | $G + \text{UIC } 71 + \text{Fr} + 0.5 L + 0.6 T$                                             |
|     | Gr 16 | $G + \text{SW}/2 + \text{Fr} + 0.5 L + 0.6 T$                                                |
|     | Gr 21 | $G + \text{UIC}71 + \text{UIC}71 + \text{Fr} + 0.5 L + 0.6 T$                                |
|     | Gr 26 | $G + \text{UIC } 71 + \text{SW}/2 + \text{Fr} + 0.5 L + 0.6 T$                               |
| ELU | Gr 11 | $1.35 G + 1.45 \text{ UIC } 71 + 1.45 \text{Fr} + L + T$                                     |
|     | Gr 16 | $1.35 G + 1.2 \text{ SW}/2 + 1.2 \text{ Fr} + 0.5 L + 0.9 T$                                 |
|     | Gr 21 | $1.35 G + 1.45 \times 0.8 \text{ UIC}71 + 1.45 \times 0.8 \text{ UIC}71 + \text{Fr} + L + T$ |
|     | Gr 26 | $1.35 G + 1.2 \text{ SW}/2 + 1.45 \text{ UIC}71 + 1.45 \text{ Fr} + L + T$                   |

**Tableau V.1 : Les combinaisons de charges**

### V.3. MODELISATION PAR MIDAS CIVIL



**Figure V.1 : Conditions aux limites du tablier**



**Figure V.2 : Conditions aux limites du tablier**

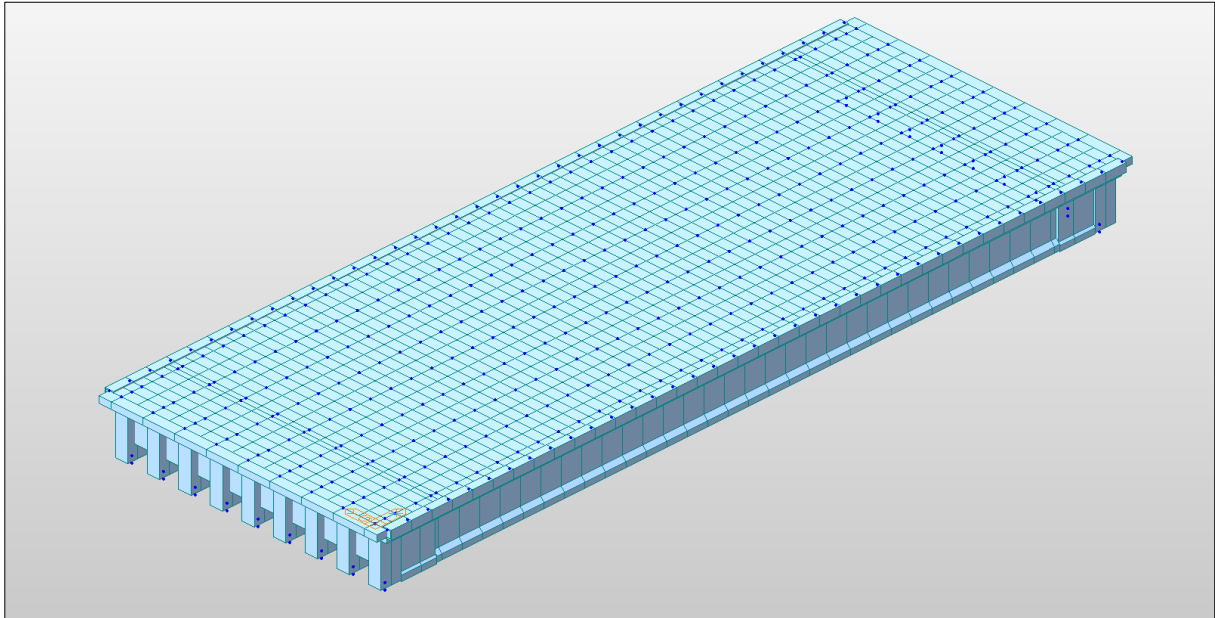


Figure V.3:Modèle de calcul

Résultats :

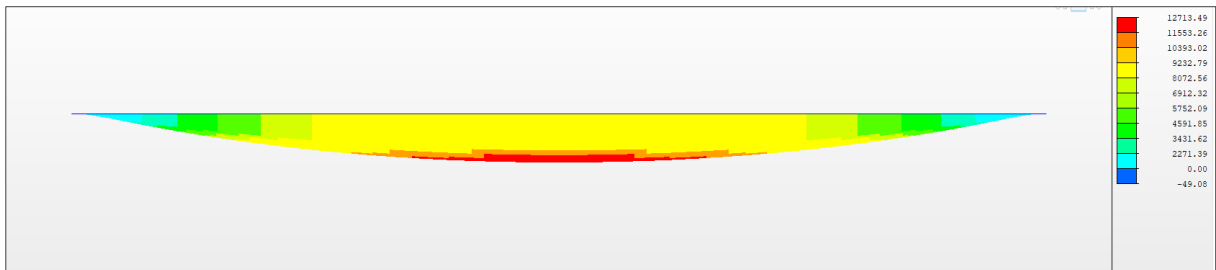


Figure V.4 : Moment Max à l'ELS (G + UIC 71+ SW/2 + Fr + 0.5 L + 0.6 T)

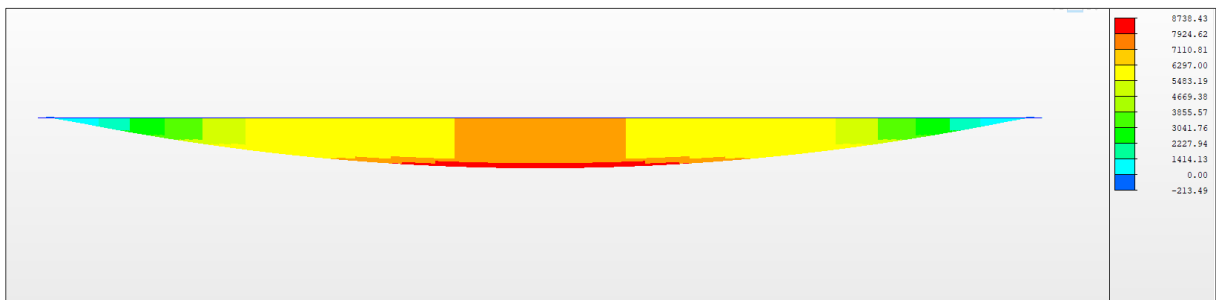
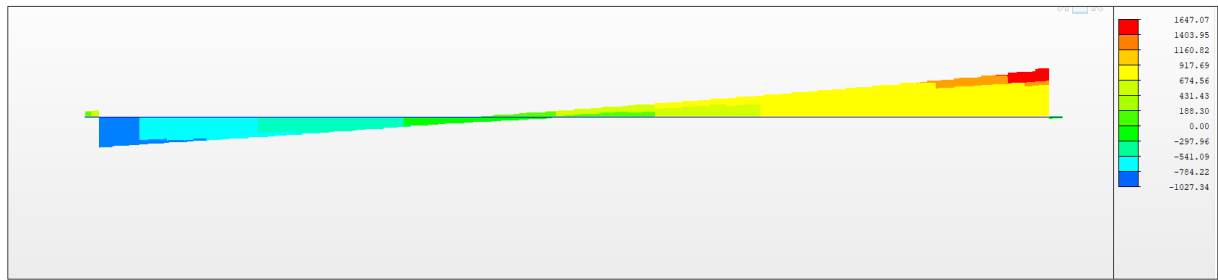
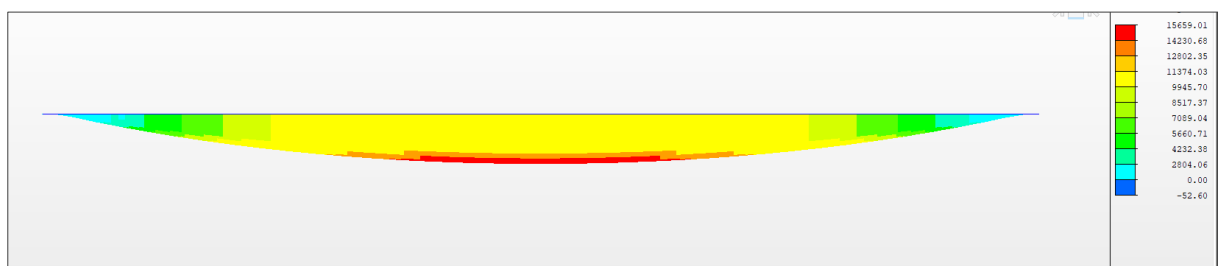


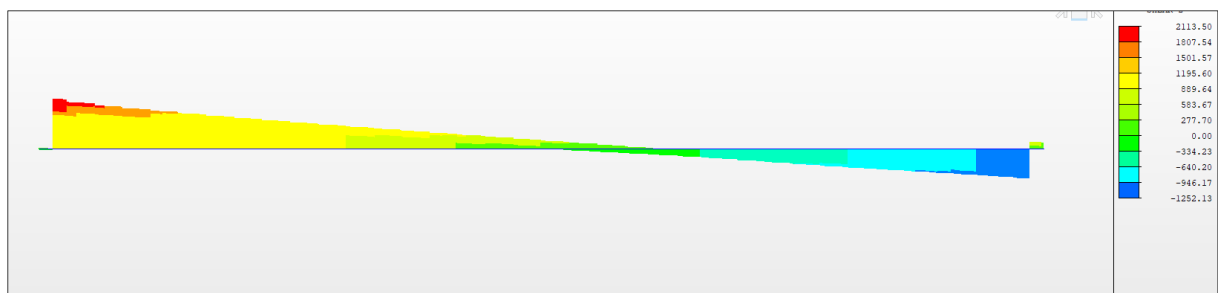
Figure V.5 : Moment Min à l'ELS (G + UIC 71+ SW/2 + Fr + 0.5 L + 0.6 T)



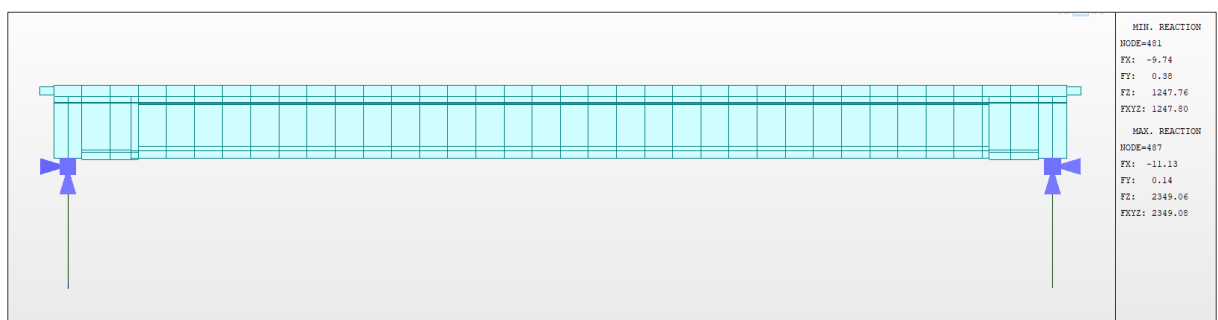
**Figure V.6:Effort tranchant Max à l'ELS (G + UIC 71+ SW/2 + Fr + 0.5 L + 0.6 T)**



**Figure V.7:Moment Max à l'ELU (1.35 G + 1.2 SW/2 + 1.45 UIC71 +1.45 Fr + L + T)**



**Figure V.8:Effort tranchant Max à L'ELU (1.35 G + 1.2 SW/2 + 1.45 UIC71 +1.45 Fr + L + T)**



**Figure V.9: Réaction Max à L'ELU**

### V.4. MODELISATION PAR ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Dans le but de vérifier et de valider les résultats de l'analyse du tablier, une seconde modélisation numérique a été effectuée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, qui permet la modélisation, l'analyse et la simulation de différents types de structures, notamment les bâtiments, les ponts et les structures industrielles. Cette étude comparative a été réalisée afin de confronter les résultats obtenus à ceux issus du logiciel Midas Civil.

La structure étudiée est modélisée en 3D en effectuant les étapes suivantes :

- Définir des lignes de construction nécessaires.
- Spécifier des noeuds qui composeront la structure.
- Relier en utilisant des éléments rectilignes (barres).
- Définir les propriétés des matériaux, telles que l'acier ou le béton.
- Définir les conditions d'appui sur lesquels la structure repose.
- Assigner différentes sections aux éléments structuraux.
- Déterminer et appliquer les différentes charges et surcharges.
- Établir les diverses combinaisons de charges à prendre en compte.
- Effectuer une analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- Interpréter les résultats obtenus pour une exploitation efficace.

Résultats :

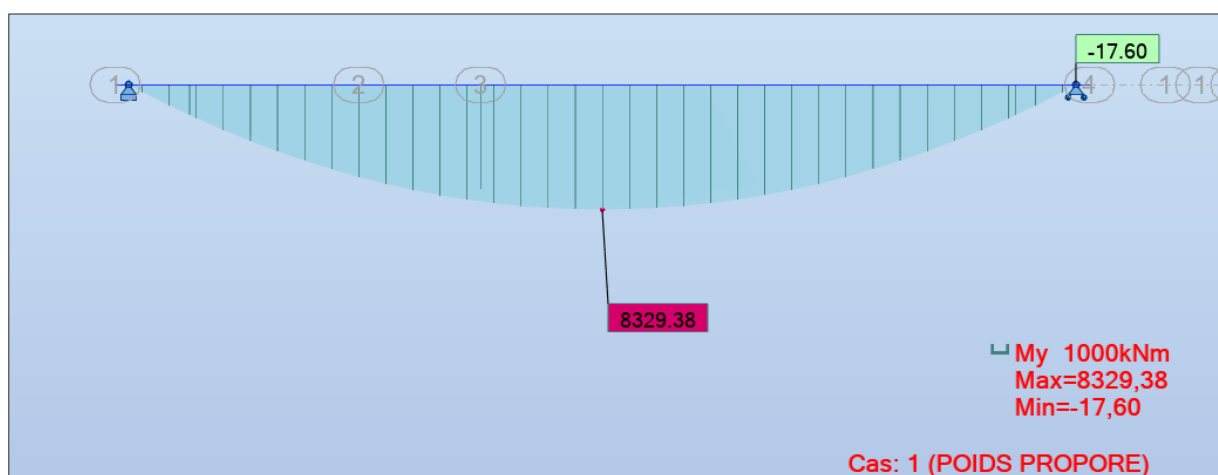


Figure V.10: Moment Min à L'ELS (G)

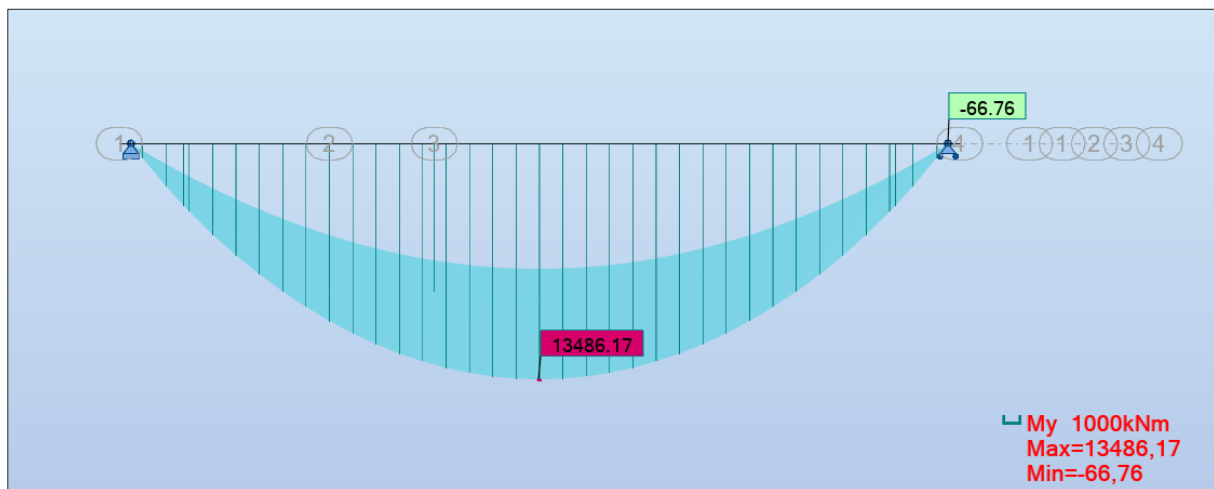


Figure V.11: Moment Max à L'ELS (G + UIC 71+ SW/2 + 0.6 T)

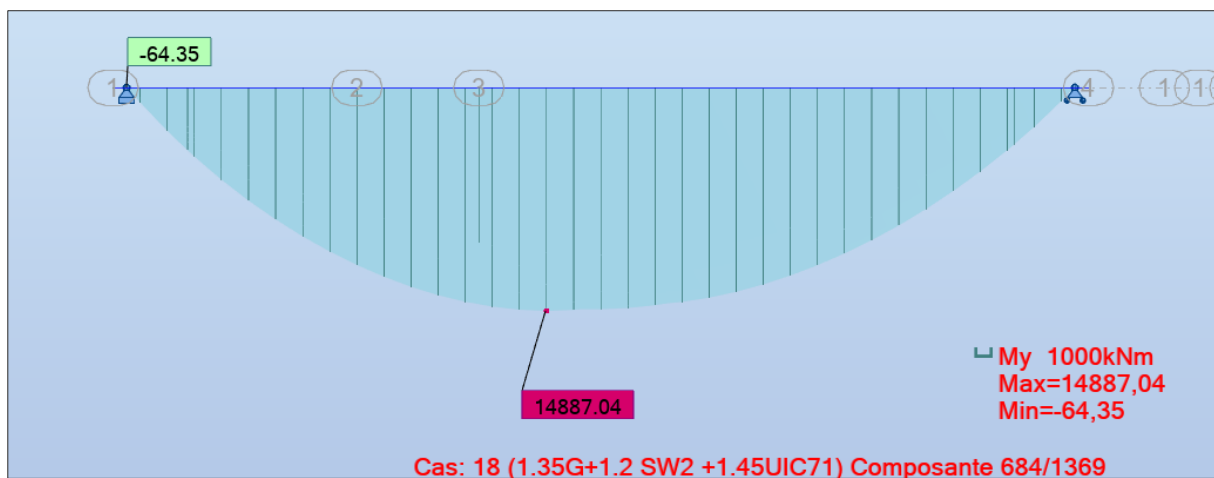


Figure V.12: Moment Max à L'ELU (1.35 G + 1.2 SW/2 + 1.45 UIC71)

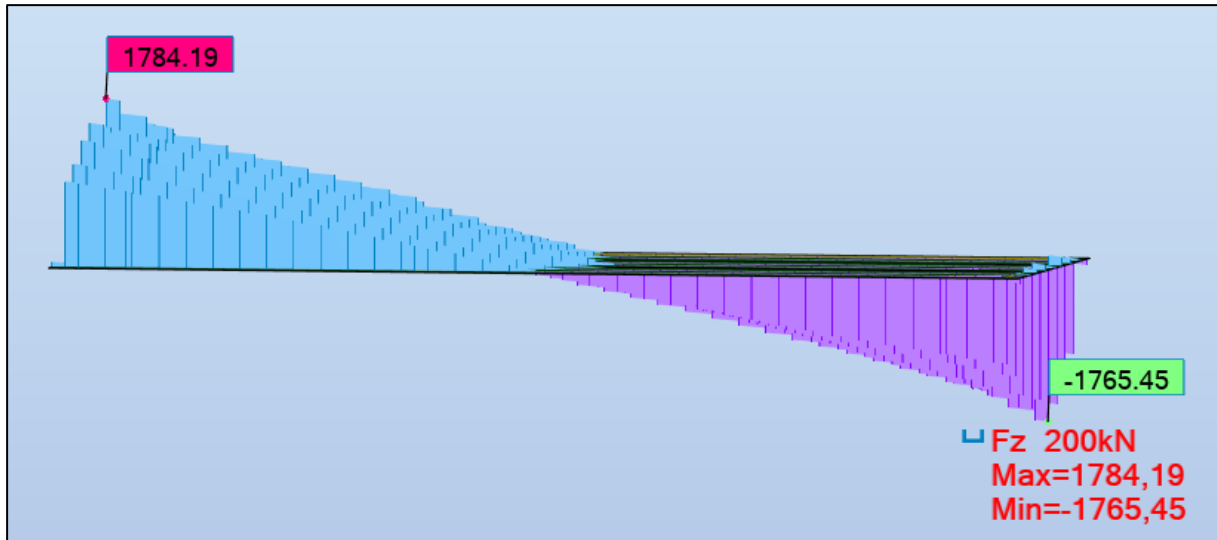


Figure V.13 :Effort tranchant Max à L'ELS (G + UIC 71+ SW/2 + 0.6 T)

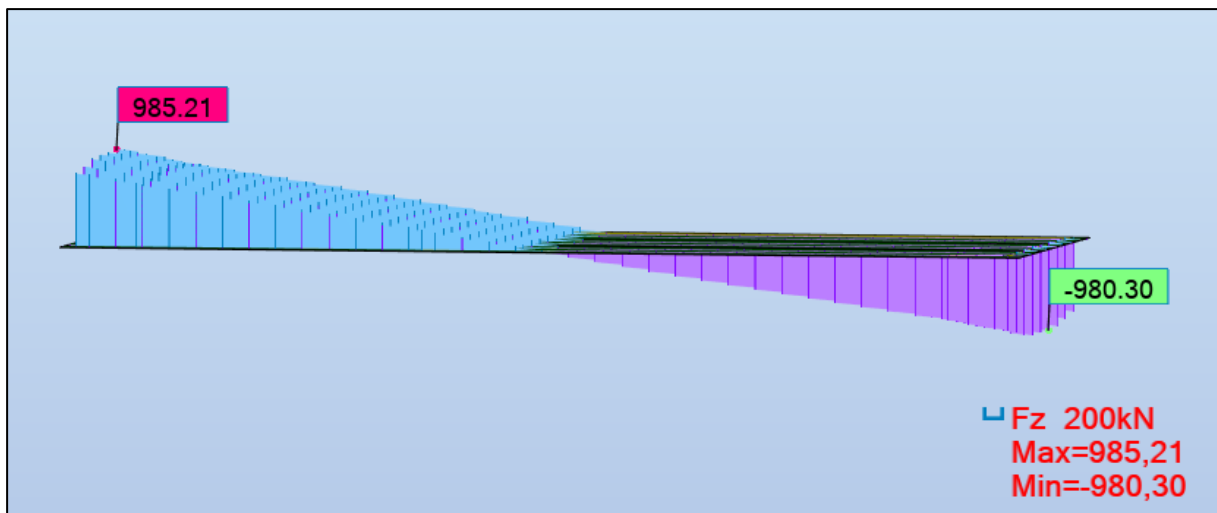


Figure V.14 : Effort tranchant Min à L'ELS

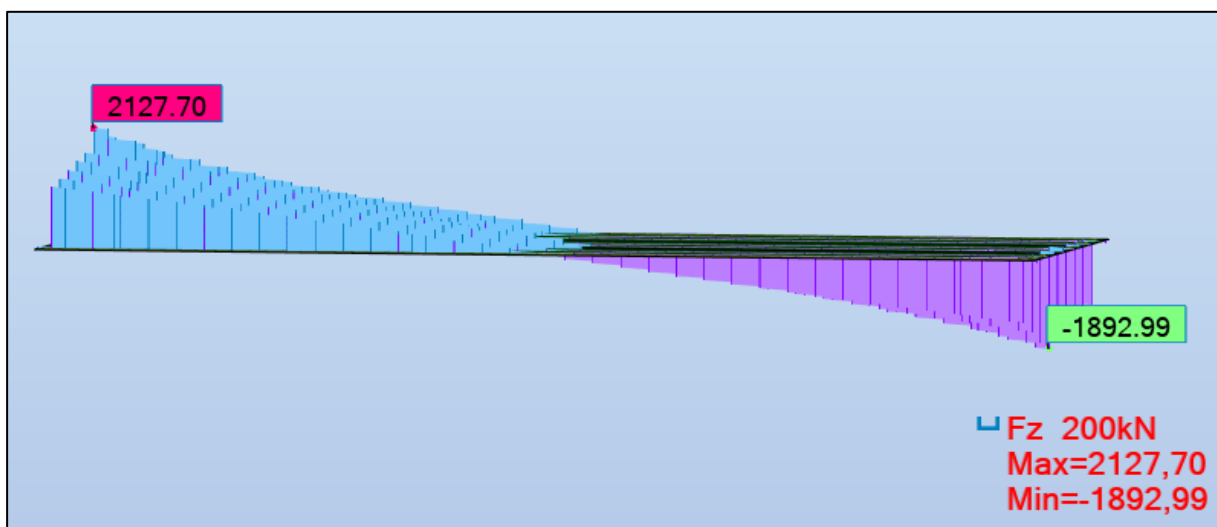


Figure V.15 :Effort tranchant Max à L'ELU (1.35 G + 1.2 SW/2 + 1.45 UIC71)

**V.5. ETUDE COMPARATIVE**

| État limite | Sollicitations     | MIDAS    | Robot    | Erreur % |
|-------------|--------------------|----------|----------|----------|
| ELS         | $M_{max} ( KN.m )$ | 12713.49 | 13486.17 | 6.08 %   |
|             | $M_{min} ( KN.m )$ | 8738.43  | 8329.38  | 4.68 %   |
|             | $V_{max} ( KN )$   | 1647.07  | 1784.19  | 8.32 %   |
|             | $V_{min} ( KN )$   | 1027.34  | 985.30   | 4.09 %   |
| ELU         | $M_{max}( KN.m )$  | 15659.01 | 14887.04 | 4.93 %   |
|             | $V_{max}( KN )$    | 2113.50  | 2127.70  | 0.67 %   |

**Tableau V.2 : Etude comparative**

Les résultats fournis par Midas Civil et Robot Structural Analysis sont globalement cohérents, avec des écarts globalement inférieurs à 9 %. Ces différences, liées aux spécificités de modélisation de chaque logiciel, restent acceptables et valident l'analyse. Les deux logiciels restent fiables pour l'analyse du tablier. La suite de l'étude est donc menée sous Midas Civil.

# **CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE**

## VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte est une technique essentielle qui consiste à introduire une tension interne dans une structure avant qu'elle ne soit soumise à des charges extérieures, afin de créer un état de compression du béton. Ce procédé permet d'améliorer la résistance aux sollicitations, de réduire le risque de fissuration et d'optimiser l'utilisation des matériaux, tout en assurant une meilleure durabilité des ouvrages, notamment pour des portées importantes.

## VI.2. DIMENSIONNEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ

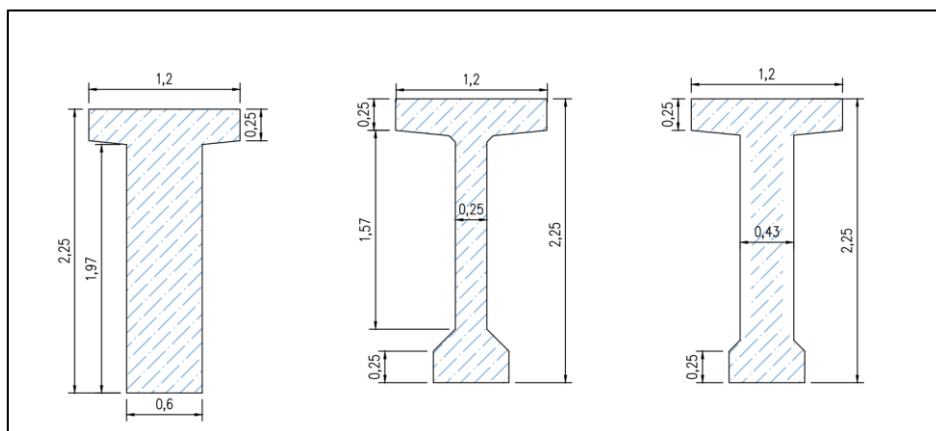
### VI.2.1. Données de calcul

Les tableaux suivants résument toutes les données nécessaires pour entamer les calculs :

|                              | About  |              | Médiane |              |
|------------------------------|--------|--------------|---------|--------------|
|                              | Poutre | Poutre+dalle | Poutre  | Poutre+dalle |
| $B \text{ (m}^2\text{)}$     | 1,509  | 1,974        | 0,9429  | 1,4079       |
| $v' \text{ (m)}$             | 1,2296 | 1,5053       | 1,2801  | 1,6499       |
| $v \text{ (m)}$              | 1.02   | 1.04         | 0.9699  | 0.9001       |
| $I_G \text{ (m}^4\text{)}$   | 0,7105 | 1,201        | 0,580   | 0,9741       |
| $i^2 \text{ (m}^2\text{)}$   | 0.47   | 0.61         | 0.62    | 0.6          |
| Rendement géométrique $\rho$ | 0.38   | 0.39         | 0.50    | 0.47         |

**Tableau VI.1: Caractéristiques géométriques des sections**

Avec :  $\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$



**Figure VI.1 : Sections des poutres**

| Données                                              | Notation      | Valeur | Unité            |
|------------------------------------------------------|---------------|--------|------------------|
| Nombre de torons par câble                           | /             | 12T15  | /                |
| Diamètre nominale                                    | D             | 15.3   | mm               |
| Section nominale (toron)                             | $A_p$ (toron) | 140    | mm <sup>2</sup>  |
| Section nominale (Cable)                             | $A_p$ (câble) | 1680   | mm <sup>2</sup>  |
| Contrainte de rupture garantie                       | $f_{prg}$     | 1860   | MPa              |
| Contrainte limite élastique garantie                 | $f_{peg}$     | 1640   | MPa              |
| Module de la déformation élastique                   | E             | 195000 | MPa              |
| Valeur garantie de la perte par de Relaxation à 1000 | $\rho_{1000}$ | 2.5    | %                |
| Coefficient de frottement en courbe                  | $f$           | 0.18   | rd <sup>-1</sup> |
| Coefficient de frottement angulaire                  | $\varphi$     | 0.002  | m <sup>-1</sup>  |
| Coefficient de Recul d'encrage                       | g             | 6      | mm               |

Tableau VI.2 : Paramètres du câble précontraint

### VI.2.2. Calcul de la valeur minimale de la précontrainte

On doit déterminer la valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section de classe II. On calcule les valeurs de PI et PII correspondant respectivement à la section sous-critique et à la section sur-critique ; la valeur la plus grande représente la précontrainte minimale à introduire dans la section.

Le calcul de la précontrainte concerne la section médiane dont les caractéristiques sont représentées dans le Tableau VI-1 pour la section (poutre + dalle), tels que :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{1}{v} \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h} \quad \text{Section sous-critique}$$

$$P_{II} = \frac{M_{max} + \frac{1}{v'} \overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'} \quad \text{Section sur-critique}$$

La précontrainte minimale :  $P_{min} = \sup (P_I, P_{II})$

Soit à L'ELS :

$$M_{max} = 12,713 \text{ MN.m}$$

$$M_{min} = 8,744 \text{ MN.m}$$

D'où :  $\Delta M = M_{max} - M_{min} = 3.969 \text{ MN.m.}$

$$\overline{\sigma_{bt_1}} = -4.5 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bt_2}} = -3 \text{ MPa.}$$

$$\phi = 8 \text{ cm}$$

$$d' = 0.1 \times h = 0.26 \text{ m}$$

Pour la section sous-critique :

$$P_I = -1.63 \text{ MN}$$

Pour la section sur critique :

$$P_{II} = 6.03 \text{ MN}$$

$$P_{min} = \sup (-1.63 \text{ MN}, 6.03 \text{ MN})$$

$P_{min} = 6.03 \text{ MN}$  donc la section est sur critique.

### VI.2.3. Calcul de la tension à l'origine

Il s'agit de la tension du béton après la mise en tension initiale. Elle permet d'évaluer la variation des efforts de précontrainte le long des armatures et dans le temps, et se calcule comme suit :

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

$$P_0 = \min [ (0.8 \times 1860 \times 1680) \times 10^{-3} ; (0.9 \times 1674 \times 1680) \times 10^{-3} ]$$

$$P_0 = 2.50 \text{ MN}$$

$$\text{Donc la contrainte à l'origine : } \sigma_0 = \frac{P_0}{A_p} = \frac{2500 \times 10^3}{1680} = 1488 \text{ MPa}$$

Les pertes sont estimées à : **25% de  $P_0$**

### VI.2.4. Calcul du nombre de câbles précontraints

Le nombre de câbles est déterminé par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{P_0 \times (1 - \Delta P)} \Rightarrow \frac{6.03}{2.50 \times (1 - 0.25)}$$

$$n \geq 3.22$$

Donc  $n = 4$  câbles de 12T15.

### VI.2.5. Détermination du nombre de câbles à l'about

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle sur place. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de  $P_0$ .

Pour déterminer le nombre de câbles à l'about, il convient de vérifier simultanément les deux inégalités suivantes :

$$\text{À la fibre supérieure : } \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (P e_0 + M_g) \geq -1.5 f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\text{À la fibre inférieure : } \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (P e_0 + M_g) \leq 0.6 f_{tj} = \overline{\sigma_{bc}}$$

$M_g$  représente le moment dû au poids propre de la poutre seule, et vaut  $M_g = 3,623 \text{ MN.m}$

$$e_0 = -(v' - d') = -1,02 \text{ m}$$

Par conséquent on aura :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{0.9429} - \frac{0.9699}{0.58} (-1.02P + 3.623) \leq 0.6 f_{tj} = -4.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{0.9429} - \frac{1.028}{0.58} (-1.02P + 3.623) \leq 0.6 f_{tj} = 24 \text{ MPa}$$

On obtient :

$$P \leq 16.15$$

$$P \leq 9.63$$

$$\text{On aura : } P_{min} = 9.63$$

$$\text{Pour le calcul de } n \text{ on a : } n \leq \frac{P_{min}}{P_0} \Rightarrow n \leq \frac{9.69}{2.50} \leq 3.85$$

Donc le nombre de câbles à l'about est estimé à 4 câbles de 12T15.

### VI.2.6. Verification des contraintes:

Avant d'entamer les calculs des différentes phases de mise en tension, on détermine les valeurs de  $f_{cj}$  et  $f_{tj}$  aux différents âges du béton, ainsi que les contraintes admissibles en phase de construction et en phase de service conformément au BPEL91.

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

| Date           | 7 jours | 28 jours |
|----------------|---------|----------|
| $f_{cj} (MPa)$ | 26.49   | 40       |
| $f_{tj} (MPa)$ | 2.19    | 3        |

**Tableau VI.3 : Les valeurs de  $f_{cj}$  et  $f_{tj}$  aux différents âges du béton.**

| Désignation                     | En construction | En exploitation |
|---------------------------------|-----------------|-----------------|
| $\overline{\sigma}_{bt1} (MPa)$ | $-1.5f_{tj}$    | $-1.5f_{tj}$    |
| $\overline{\sigma}_{bt2} (MPa)$ | $-0.7f_{tj}$    | $-f_{tj}$       |
| $\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$  | $0.6f_{cj}$     | $0.6f_{cj}$     |

**Tableau VI.4 : Les contraintes admissibles en service et en construction. (BPEL91)**

Tel que :

$\overline{\sigma}_{bc}$  : contrainte admissible en compression dans le béton.

$\overline{\sigma}_{bt}$  : contrainte admissible en traction dans le béton.

**Première phase** : après le coulage du béton des poutres à 7 jours, les 4 câbles de la section médiane sont mis en tension à 50 % de  $P_0$ , en tenant compte de pertes à la mise en tension estimées à 10 %. Les vérifications sont effectuées en considérant les caractéristiques géométriques de la poutre seule en section médiane.

|                                 |       |
|---------------------------------|-------|
| $f_{c7} (MPa)$                  | 26,49 |
| $f_{t7} (MPa)$                  | 2,19  |
| $\overline{\sigma}_{bt2} (MPa)$ | -1,53 |
| $\overline{\sigma}_{bt1} (MPa)$ | -3,28 |
| $\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$  | 15,89 |
| $\Delta P$ (%)                  | 10    |
| Nombre de câbles                | 4     |

**Tableau VI.5 : Contraintes au 7eme jour**

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

**Deuxième phase (après 28 jours) :** les 4 câbles d'about sont tirés à 100%  $P_0$  à 28 jours.

|                                |      |
|--------------------------------|------|
| $f_{c28}(MPa)$                 | 40   |
| $f_{t28}(MPa)$                 | 3    |
| $\overline{\sigma_{bt2}}(MPa)$ | -2,1 |
| $\overline{\sigma_{bt1}}(MPa)$ | -4,5 |
| $\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$  | 24   |
| $\Delta P(\%)$                 | 10   |
| Nombre de câbles               | 4    |

**Tableau VI.6 : Contraintes au jour 28**

**Troisième phase :** après le coulage de la dalle, l'ensemble porteur (poutres, dalle) est en place. Les vérifications des contraintes sont effectuées en section médiane, en considérant les caractéristiques géométriques de la section composite poutre + dalle.

|                                |      |
|--------------------------------|------|
| $f_{c28}(MPa)$                 | 40   |
| $f_{t28}(MPa)$                 | 3    |
| $\overline{\sigma_{bt2}}(MPa)$ | -2,1 |
| $\overline{\sigma_{bt1}}(MPa)$ | -4,5 |
| $\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$  | 24   |
| $\Delta P(\%)$                 | 15   |
| Nombre de câbles               | 4    |

**Tableau VI.7 : Contraintes après le coulage de la dalle**

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

**Quatrième phase :** en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

|                                |      |
|--------------------------------|------|
| $f_{c28}(MPa)$                 | 40   |
| $f_{t28}(MPa)$                 | 3    |
| $\overline{\sigma_{bt2}}(MPa)$ | -3   |
| $\overline{\sigma_{bt1}}(MPa)$ | -4,5 |
| $\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$  | 24   |
| $\Delta P(\%)$                 | 25   |
| Nombre de câbles               | 4    |

**Tableau VI.8 : Contraintes après la mise en service**

Les vérifications à faire sont :  $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$  et  $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- Les moments à ELS sous la combinaison: G + UIC 71+ SW/2 + Fr + 0.5 L + 0.6 T

| Phase   | $e_0 (m)$ | M (MN.m) | P (MN) | $\sigma_{sup}(MPa)$ | $\sigma_{inf} (MPa)$ | Observation |
|---------|-----------|----------|--------|---------------------|----------------------|-------------|
| Phase 1 | 1,03      | 3,62     | 4,50   | 3,12                | 6,96                 | Vérifié     |
| Phase 2 | 1,03      | 3,62     | 9,00   | 0,18                | 21,91                | Vérifié     |
| Phase 3 | 1,39      | 5,447    | 8,50   | 0,11                | 16,89                | Vérifié     |
| Phase 4 | 1,39      | 12,71    | 7,50   | 7,41                | 1,51                 | Vérifié     |

**Tableau VI.9 : Vérification des contraintes**

L'ensemble des contraintes normales demeure dans les limites admissibles, la mise en tension des câbles peut ainsi être exécutée selon les phases décrites précédemment.

### VI.3. TRACÉ DES CÂBLES DE PRÉCONTRAINTE

Le tracé des câbles de précontrainte présente des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal. La configuration géométrique des câbles est principalement parabolique, ce choix étant motivé par la distribution uniforme des charges permanentes.

Au niveau de la mi-travée, le moment fléchissant étant maximal, les armatures de précontrainte doivent être mobilisées au maximum de leur capacité. Le tracé des câbles est alors défini de manière à créer une excentricité importante entre la section de mi-travée et les

sections d'about, tout en veillant à ce que les contraintes induites restent inférieures aux contraintes admissibles.

### VI.3.1. Disposition des câbles à l'about

Selon les recommandations du SETRA, la disposition des câbles en zone d'about est étudiée de manière à limiter les effets parasites au niveau des appuis. Il est ainsi recommandé que la résultante des forces de précontrainte soit aussi proche que possible du centre de gravité de la section, autrement dit qu'elle coïncide avec celui-ci, afin de réduire les excentricités non souhaitées et d'éviter la création de moments à l'appui dus à la précontrainte.

Cette disposition permet d'assurer un transfert plus homogène des efforts et de garantir un comportement structural maîtrisé dans la zone d'about.

Selon l'article J.2.2 de l'agrément technique européen n°06/0226, les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum. Ces distances sont obtenues à partir des dimensions a et b des montages d'essais.

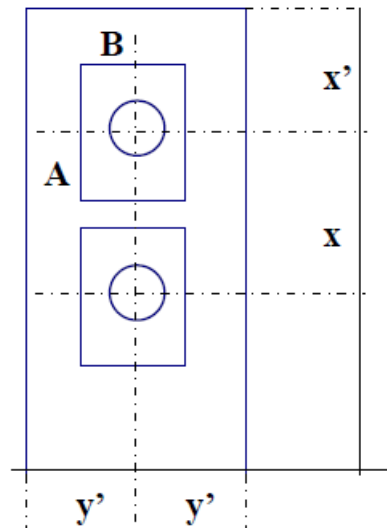


Figure VI.2 : Disposition des ancrages

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$y \geq B + 30 \text{ (mm)}$$

$$x \times y \geq a \times b$$

$$x \geq 0,85 a$$

$$y \geq 0,85 b$$

$$x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

Tels que :

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

---

x : la distance d'axe en axe des ancrages de la structure dans la direction x

x' : la distance de l'ancrage au parement le plus proche dans les directions x

Ce tableau suivant représente les dimensions (a, b) des cadres d'ancrages selon les câbles

| Unité  | a = b (mm)              |     |     |
|--------|-------------------------|-----|-----|
|        | f <sub>cm,o</sub> (MPa) |     |     |
|        | 24                      | 44  | 60  |
| 3 C15  | 220                     | 200 | 180 |
| 4 C15  | 250                     | 220 | 200 |
| 7 C15  | 330                     | 260 | 240 |
| 9 C15  | 380                     | 300 | 280 |
| 12 C15 | 430                     | 320 | 300 |
| 13 C15 | 450                     | 340 | 310 |
| 15C15  | 480                     | 360 | 340 |
| 19 C15 | 530                     | 400 | 380 |
| 22 C15 | 590                     | 430 | 410 |
| 25 C15 | 630                     | 460 | 440 |
| 27 C15 | 650                     | 480 | 470 |
| 31 C15 | 690                     | 520 | 500 |
| 37 C15 | 750                     | 580 | 540 |
| 42C15  | 800                     | 620 | 580 |
| 48C15  | 860                     | 660 | 620 |
| 55 C15 | 1070                    | 750 | 690 |

**Tableau VI.10 : Distances au bord minimales pour les ancrages**

Pour un câble de 12T15 les dimensions adéquate de la plaque d'encrage sont :

$$A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$$

Ce qui donne :  $x \geq 240 + 30 \text{ mm}$

$$x \geq 270 \text{ mm}$$

Par interpolation :

$$a = 342$$

$$\text{Donc :} \quad x \geq 0.85 \times 342$$

$$x \geq 290.7$$

On prend  $x = 0.3 \text{ m}$

|    | Yi (m) | Section d'about | Yi (m)  | Section médiane |
|----|--------|-----------------|---------|-----------------|
|    | X = 0  |                 | X = L/2 |                 |
| C1 | 0,79   |                 | 0,12    |                 |
| C2 | 1,09   |                 | 0.28    |                 |
| C3 | 1,39   |                 | 0.44    |                 |
| C4 | 1.69   |                 | 0.6     |                 |

**Tableau VI.11: Dispositions constructives des câbles**

## VI.3.2. L'angle de relevage :

Dans la zone d'about, les contraintes de cisaillement sont élevées en raison de l'importance de l'effort tranchant à proximité des appuis. Afin de les réduire, les câbles sont relevés de manière à développer des efforts verticaux, contribuant ainsi à la diminution de cet effort.

Ce relevage est réalisé sur une longueur rectiligne, correspondant à un élément métallique indéformable, d'environ 1 m à 1,20 m.

L'angle de relevage  $\alpha$  est donné par la formule suivante :

$$\arcsin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{V_M + \bar{V}}{P}\right)$$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tel que :

$V_M$  : Effort tranchant max à l'appui sous G+SW/2+UIC71.

$V_m$  : Effort tranchant min à l'appui sous le poids propre de la poutre seule.

$\bar{V}$  : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.  $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8 h$

$\bar{\tau}$  : Contrainte tangentielle limitée en état limite de service.  $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)}$

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

$B_n$  : surface nette de la section d'about + dalle.  $B_n = B - n \times B_{gaine}$

$b_n$  : Largeur nette.  $b_n = b_0 - m \times k \times \varphi$

$b_0$  : largeur du talon

$m = 1$  : Nombre de gaines par lit.

$k = 0.5$  : Gainés injectées au coulis de ciment.

$\varphi = 80 \text{ mm}$  : Diamètre de la gaine.

Les calculs sont représentés dans le tableau ci-dessous :

| Désignation                                   | Valeur |
|-----------------------------------------------|--------|
| $b_n (m)$                                     | 0,52   |
| $B_n (m^2)$                                   | 1,95   |
| $P (MN)$                                      | 7,50   |
| $\sigma_x (MPa)$                              | 3,84   |
| $\bar{\tau} (MPa)$                            | 2,86   |
| $\bar{V} (MPa)$                               | 3,04   |
| $\arcsin\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right)$ | -10,69 |
| $\arcsin\left(\frac{V_M + \bar{V}}{P}\right)$ | 32.84  |

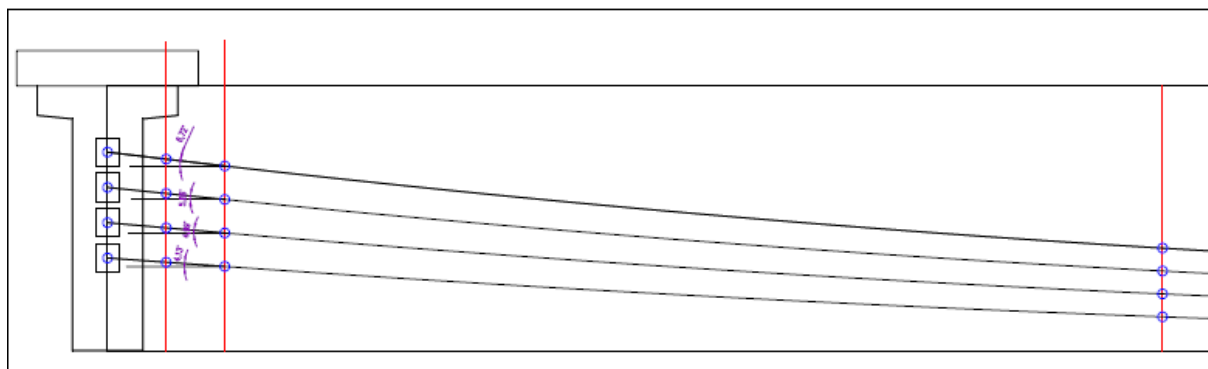
**Tableau VI.12 : Angle de relevage**

Selon les résultats obtenus on a :  $-10.69^\circ \leq \alpha \leq 32.84^\circ$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

| N° câble | l (m) | $\alpha (^\circ)$ | Yi (m) |       |        | f (m) | R (m)  | $\beta(l)$ rad |
|----------|-------|-------------------|--------|-------|--------|-------|--------|----------------|
|          |       |                   | x = 0  | x = 1 | x = 18 |       |        |                |
| C1       | 34    | 4,12              | 0,79   | 0,72  | 0,12   | 0,60  | 241,65 | 0,070          |
| C2       | 34    | 5                 | 1,09   | 1,00  | 0,28   | 0,72  | 200,00 | 0,085          |
| C3       | 34    | 5,87              | 1,39   | 1,29  | 0,44   | 0,85  | 170,56 | 0,100          |
| C4       | 34    | 6,76              | 1,69   | 1,57  | 0,60   | 0,97  | 148,74 | 0,114          |

**Tableau VI.13 : Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte.**



**Figure VI.3 : Tracé des câbles de précontraintes**

### VI.4. CALCUL DES PERTES

Dans les structures en béton précontraint, l'effort de précontrainte varie au cours du temps et le long des armatures, entraînant une diminution progressive de la tension initialement appliquée. Cette réduction, appelée perte de précontrainte, correspond à la différence entre la force exercée lors de la mise en tension par le vérin et la force réellement transmise aux câbles à un instant donné.

En post-tension, l'effort de précontrainte varie au cours du temps sous l'effet du retrait et fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers, et dans l'espace le long du câble par frottement.

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte. Pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

- 1) Les pertes instantanées.
- 2) Les pertes différées.

### VI.4.1. Les pertes de tension instantanées

Se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.

- Pertes due au frottement.
- Pertes par recul de l'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

#### VI.4.1.1. Pertes dues aux frottements

Selon l'article 3.3.1.1 du BPEL, les pertes par frottement résultent du contact entre les câbles de précontrainte et la gaine lors de la mise en tension. Ce frottement provoque une diminution progressive de la tension initiale  $\sigma_{p_0}$  appliquée à l'origine entre le point d'ancrage et un point donné d'abscisse  $x$ .

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p_0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi x)})$$

- $\sigma_{\varphi}(x)$  est la tension effective dans le câble à une distance  $x$  de l'ancrage.
- $\sigma_{p_0}$  est la tension initiale appliquée au câble à l'ancrage.  $\sigma_{p_0} = 1488 \text{ MPa}$
- $f$  est le coefficient de frottement en courbe tel que  $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- $\beta$  est la déviation angulaire totale
- $\varphi$  est la perte relative de tension par mètre, telle que  $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$

Les résultats de calcul des pertes par frottement en différentes sections sont représentés dans le tableau suivant :

| N° câble  | $x=L/2$<br>(m) | $\beta$ (rad) | $f\beta + \varphi x$ | $\Delta\sigma_{\varphi}$<br>(MPa) | $\Delta\sigma_{\varphi \text{ Moy}}$<br>(MPa) | $\Delta\sigma_{\varphi \text{ Moy}}$<br>(%) |
|-----------|----------------|---------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------------------|---------------------------------------------|
| <b>C1</b> | 18             | 0,070         | 0,049                | 70,68                             | 76,27                                         | 5,125                                       |
| <b>C2</b> | 18             | 0,085         | 0,051                | 74,41                             |                                               |                                             |
| <b>C3</b> | 18             | 0,100         | 0,054                | 78,14                             |                                               |                                             |
| <b>C4</b> | 18             | 0,114         | 0,057                | 81,84                             |                                               |                                             |

**Tableau VI.14 : Pertes par frottement**

**En conclusion :** Le pourcentage des pertes par frottement à la section médiane (L/2) est de  $\Delta\sigma_{\varphi \text{ Moy}}(\%) = 5.125\%$

### VI.4.1.2. Pertes par recul d'ancrage

Selon l'article 3.3.1.2 du BPEL, les pertes par recul d'ancrage apparaissent lors du processus d'ancrage des câbles de précontrainte, elles peuvent résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage lui même. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p_0} \times k(d - x)$$

k : fonction croissante tel que  $k = f \times \frac{\beta}{L} + \varphi$

d : distance d'influence du recul d'ancrage.  $d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p_0} \times k}}$

g : glissement à l' ancrage.  $g = 6 \text{ mm}$

$E_p$  : module de déformation longitudinale de l'acier.  $E_p = 195000 \text{ Mpa}$

| N° câble | l (m) | k ( $m^{-1}$ ) | d (m) | $\Delta\sigma_{g(l/2)}$<br>( MPa ) |
|----------|-------|----------------|-------|------------------------------------|
| C1       | 18    | 0,0027         | 17,05 | 0                                  |
| C2       | 18    | 0,0029         | 16,61 | 0                                  |
| C3       | 18    | 0,0030         | 16,20 | 0                                  |
| C4       | 18    | 0,0031         | 15,82 | 0                                  |

**Tableau VI.15 : Les pertes par recul d'ancrage**

**En conclusion :** le pourcentage des pertes dues par recul d'ancrage du béton au niveau de la section médiane (l/2) est de  $\Delta\sigma_{g(l/2)} (\%) = 0 \%$  car  $d (m) < x = \frac{l}{2}$

### VI.4.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Dans les poutres comportant plusieurs câbles, la mise en tension est réalisée successivement, câble par câble. Par conséquent, chaque nouvelle opération de mise en tension entraîne un raccourcissement instantané du béton, provoquant une diminution de la tension dans les câbles précédemment tendus et ancrés.

Selon l'article 3.3.1.3 du BPEL, la perte de tension résulte des déformations instantanées du béton, provoquées par l'action des armatures de précontrainte et des autres actions

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

permanentes, peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}$$

$\sigma_{bi}$  : contrainte initiale dans le câble précédemment tendu (en MPa).  $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$

$P$  : effort de précontrainte.  $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi Moy} - \Delta\sigma_g)$

$n$  : nombre des câbles.

$A_p$  : section de câble de précontrainte.

$E_p$  : module d'élasticité de l'acier.

$E_{ij}$  : module de déformation longitudinale instantané de béton.

$B$  : Module de section transversale du béton (poutre seule)

$M_p$  : Moment de flexion dû au poids propre de la poutre seule.

$e$  : excentricité moyenne des câbles.

$I_G$  : Moment d'inertie de la section médiane de béton (poutre seule).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

| Désignation           | Valeur   |
|-----------------------|----------|
| $M_p(MN.m)$           | 3,62     |
| $E_{ij}(MPa)$         | 37619,47 |
| $e(m)$                | 0,92     |
| $B(m^2)$              | 0,94     |
| $I_G(m^4)$            | 0,58     |
| $\sigma_{bi}(MPa)$    | 18,16    |
| $\Delta\sigma_e(MPa)$ | 47,07    |
| $\Delta\sigma_e(\%)$  | 3.163    |

**Tableau VI.16 : valeurs des pertes par déformation instantanée du béton**

**En conclusion** : le pourcentage des pertes dues au raccourcissement instantané du béton au niveau de la section médiane ( $l/2$ )  $\Delta\sigma_e = 3.163 \%$

### VI.4.2. Les pertes de tension différées (BPEL 3.3.2)

Elles se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension, comprennent:

- Pertes de tension dues au retrait de béton.
- Pertes de tension dues au fluage de béton.
- Pertes de tension dues à la relaxation des aciers.

#### VI.4.2.1. Pertes dues au retrait de béton (BPEL 3.3.2.1)

Au cours du durcissement, le béton subit une réduction progressive de volume appelée retrait du béton. Ce phénomène est principalement dû à l'évaporation de l'eau excédentaire ainsi qu'à la réorganisation des particules de ciment, ce qui peut entraîner l'apparition de légères déformations et de fissures dans la structure.

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \xi_r$$

$\Delta\sigma_r$  représente les pertes de précontrainte dues au retrait du béton.

$E_p$  : Module d'élasticité du béton précontraint ( $E_p = 195000 \text{ MPa}$ ).

$\xi_r$  est le retrait total du béton à  $3 \times 10^{-4}$  en climat tempéré sec Zone B

|                              | Valeur |
|------------------------------|--------|
| $\Delta\sigma_r(\text{MPa})$ | 58.50  |
| $\Delta\sigma_r(\%)$         | 3.93   |

Tableau VI.17 : valeurs des pertes dues au retrait de béton

#### VI.4.2.2. Pertes dues au fluage du béton

Contrairement au retrait, le fluage apparaît dès l'application des charges permanentes et se développe progressivement au cours du temps, provoquant une diminution de la tension dans les armatures de précontrainte. Selon le BPEL3.3.2.2, la perte finale de tension liée au fluage du béton, dans une pièce soumise à des actions permanentes après sa mise en précontrainte, est évaluée par la relation suivante :

$$\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_g \times e}{I_G}$$

$E_p$  : module d'élasticité de l'acier  $E_p = 195000 \text{ Mpa}$

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton au jour

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$P$  : Effort de précontrainte.  $P = P_0 \times n (1 - \Delta P)$

$I_G$  : Moment d'inertie de la section médiane nette (poutre+dalle).

$B$  : L'aire de la section médiane nette (poutre+dalle).

$e$  : Excentricité moyenne des câbles.

$M_g$  : Moment du au poids propre du tablier

| Désignation              | Valeur |
|--------------------------|--------|
| $P(MN)$                  | 7,5    |
| $M_g(MN.m)$              | 8,74   |
| $I_{G\ net}(m^4)$        | 0,9741 |
| $B(m^2)$                 | 1,4079 |
| $e(m)$                   | 1,29   |
| $v'(MPa)$                | 1,650  |
| $\Delta\sigma_{fl}(MPa)$ | 84,98  |
| $\Delta\sigma_{fl}(\%)$  | 5,711  |

**Tableau VI.18 : VI.5.2.2. Pertes dues au fluage du béton**

**En conclusion :** le pourcentage de la perte due au fluage à la section médiane (l/2) est de  $\Delta\sigma_{fl}(\%) = 5,711 \%$

### VI.4.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers (BPEL 3.3.23)

La relaxation des aciers de précontrainte correspond à une diminution progressive de la contrainte de traction dans les armatures au cours du temps. Ce phénomène dépend principalement de la durée, du niveau de contrainte appliqué, de la température ainsi que du type d'acier utilisé.

Les armatures de précontrainte à haute limite élastique sont classées en aciers à relaxation normale (RN) et en aciers à très basse relaxation (TBR). Ces derniers sont généralement privilégiés en raison de leurs faibles pertes de relaxation, de l'ordre de 2,5% à 1000 heures, pour une différence de coût relativement faible. La perte finale de tension attribuable à la relaxation de l'acier est généralement exprimée par :

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

$\Delta\sigma_p$  : La perte de tension due à la relaxation.

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$\rho$  : Le taux de relaxation des câbles de précontrainte (exprimé en pourcentage par 1000 heures).  $\rho_{1000} = 2.5\%$

$\sigma_i$  : La contrainte dans les armatures de précontrainte, après les pertes instantanées.

$f_{prg}$  : La résistance à la traction du câble de précontrainte.  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$

$\mu_0$  : Un coefficient qui tient en compte le taux en dessous duquel aucune relaxation n'est observée, égal à :

- 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- 0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).
- 0,35 pour les autres armatures.

On prend :  $\mu_0 = 0.43$

|                               | Valeur    |
|-------------------------------|-----------|
| $\sigma_i (\text{MPa})$       | 1364 ,664 |
| $\Delta\sigma_p (\text{MPa})$ | 62,17     |
| $\Delta\sigma_p (\%)$         | 4,18%     |

**Tableau VI.19 : Valeurs des pertes par relaxation**

**En conclusion** : le pourcentage des pertes par relaxation des armatures à la section médiane (l/2) est de  $\Delta\sigma_p(\%) = 4.12 \%$

### VI.4.2.4. Récapitulatif des pertes

Le calcul des pertes instantanées et différées finales s'effectue à l'aide des formules ci-après :

$$\Delta\sigma_{ins} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$$

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

| $x = L/2$            | MPa    | %     |
|----------------------|--------|-------|
| $\Delta\sigma_{ins}$ | 123,34 | 8,29  |
| $\Delta\sigma_d$     | 195,28 | 13,12 |
| $\Delta\sigma_{tot}$ | 318,62 | 21,41 |

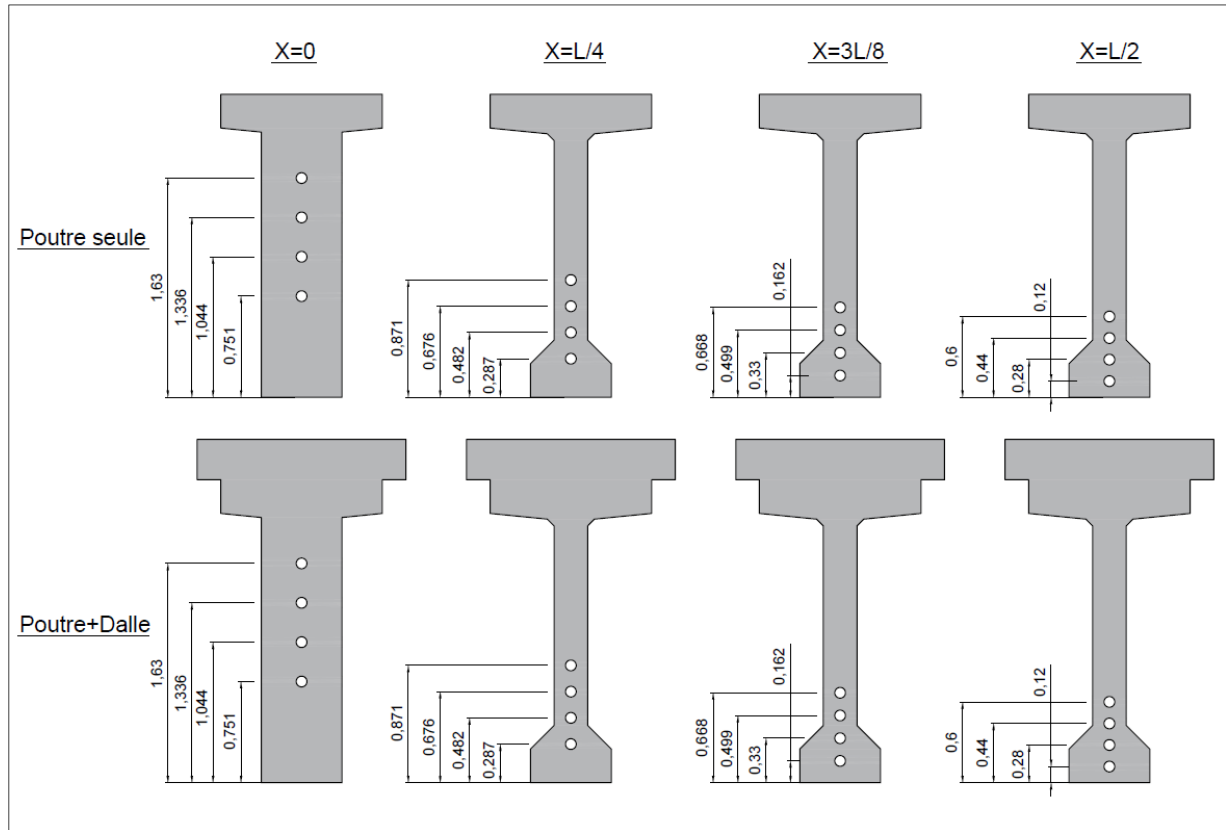
**Tableau VI.20 : Pertes totales**

**En conclusion** : le pourcentage des pertes totales à la section médiane (l/2) est de  $\Delta\sigma_{tot} = 21.41 \%$  , ne dépasse pas les pertes estimées à 25% au début du chapitre.

## VI.5. CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES

### VI.5.1. Caractéristiques nettes des sections de vérification

La vérification de l'effort de précontrainte s'effectue en quatre phase en considérant 04 sections  $x = 0, L/4, 3L/8$  et  $L/2$  pour la vérification des contraintes normale.



**Figure VI.4 : Les sections de vérification**

Les caractéristiques nette des sections sont résumés dans le tableau ci-dessous :

|                   | x = 0.5 |        | x = L/4 |        | x = 3L/8 |        | x = L/2 |        |
|-------------------|---------|--------|---------|--------|----------|--------|---------|--------|
|                   | Poutre  | P + D  | Poutre  | P+ D   | Poutre   | P + D  | Poutre  | P + D  |
| $H (m)$           | 2,25    | 2,55   | 2,25    | 2,55   | 2,25     | 2,55   | 2,25    | 2,55   |
| $B_{nette} (m^2)$ | 1,4889  | 1,9539 | 0,9228  | 1,3878 | 0,9228   | 1,3878 | 0,9228  | 1,3878 |
| $v_n (m)$         | 1,020   | 1,042  | 0,955   | 0,885  | 0,951    | 0,882  | 0,950   | 0,881  |
| $v'_n (m)$        | 1,230   | 1,509  | 1,295   | 1,666  | 1,299    | 1,668  | 1,300   | 1,669  |

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

|                |       |       |       |       |       |       |       |       |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $I_{nG} (m^4)$ | 0,708 | 1,197 | 0,569 | 0,950 | 0,564 | 0,942 | 0,562 | 0,940 |
| $\rho (\%)$    | 37,92 | 38,99 | 49,85 | 46,45 | 49,46 | 46,14 | 49,31 | 46,03 |

Tableau VI.21 : Caractéristiques nettes des sections

### VI.6. VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE A L'ELU

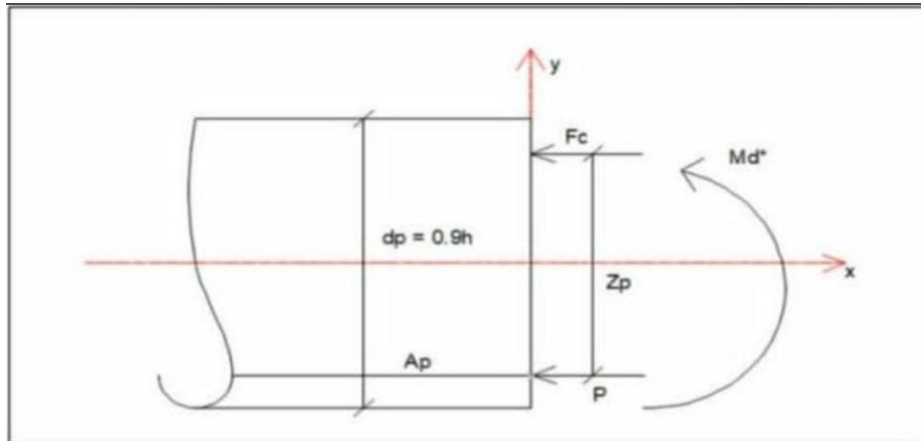


Figure VI.5 : Shéma des forces à mi-travée

Dans cette étape, on vérifie que le moment résistant ultime  $M_R$  de la section, calculé en tenant compte de la contribution de la précontrainte et des aciers passifs, est supérieur au moment sollicitant ultime  $M_d$  issu de la combinaison ELU la plus défavorable.

$$M_d \leq M_R$$

On a :

$$M_R = A_p \times f_{yp} \times z_p$$

$$M_R = 4 \times 140 \times 12 \times 10^{-6} \times 1860 \times 1.6499$$

$$M_R = 20$$

On a :

$$M_d = 15.6 \leq M_R = 20 \quad \text{Donc vérifiée}$$

### VI.7. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS

#### VI.7.1.1. Vérification des contraintes normales

La vérification des contraintes appliquées à la structure doit se faire durant les phases de construction et de service, afin de s'assurer que les contraintes normales et de cisaillement restent dans les limites admissibles prescrites par les règlements.

On aura donc à vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (P \times e_0 + M_g) \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (P \times e_0 + M_g) \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

En phase de construction :  $\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5f_{tj}$  ,  $\overline{\sigma_{bt2}} = -0.7f_{tj}$  ,  $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{cj}$

En phase d'exploitation :  $\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5f_{tj}$  ,  $\overline{\sigma_{bt2}} = -f_{tj}$  ,  $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{cj}$

Selon l'article 4.1.31 du BPEL, on adopte :

En phase de construction :  $P = n \times A_p \times (1.02\sigma_{p_0} - 0.8\Delta\sigma_p)$

En phase d'exploitation :  $P = n \times A_p \times (0.98\sigma_{p_0} - 1.2\Delta\sigma_p)$

Avec :

$\sigma_{p_0}$  : La tension à l'origine  $\sigma_{p_0} = 1476 \text{ MPa}$

$A_p$  : Section de câble de précontrainte,  $A_p = 1680 \text{ mm}^2$

$n$  : Nombre de câble de précontrainte  $n = 4$ .

$e_0$  : Excentricité du câble de précontrainte moyen.

$M_g$  : Moment extérieure.

$B_n$  : Section transversale nette.

$I_n$  : Inertie de la section nette.

$v$  : Distance du centre de gravité aux fibres supérieure.

$v'$  : Distance du centre de gravité aux fibres inférieure.

Dans le cadre des analyses pour les justifications aux Efforts Limites de Service (ELS), la précontrainte est généralement caractérisée par deux valeurs distinctes et significatives.

$P_1$  : Valeur caractéristique maximale,  $P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta P$

$P_2$  : Valeur caractéristique minimale,  $P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P$

$\Delta P$  : les pertes de tension de chaque phase et  $P_0 = 2.50 \text{ MPa}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

|         | n | % Mt | $\Delta P$ | P1   | P2   | $d_x = 0.5$ | $d_x = L/4$ | $d_x = 3L/8$ | $d_x = L/2$ |
|---------|---|------|------------|------|------|-------------|-------------|--------------|-------------|
| Phase 1 | 4 | 50   | 4,14       | 4,93 | 4,65 | 1,19        | 0,58        | 0,41         | 0,36        |
| Phase 2 | 4 | 100  | 8,29       | 9,54 | 8,80 | 1,19        | 0,58        | 0,41         | 0,36        |
| Phase 3 | 4 | 100  | 14,85      | 9,01 | 8,02 | 1,19        | 0,58        | 0,41         | 0,36        |
| Phase 4 | 4 | 100  | 21,41      | 8,49 | 7,23 | 1,19        | 0,58        | 0,41         | 0,36        |

**Tableau VI.22 : Caractéristiques des phases de vérification.**

Les conditions de vérifications sont :

$$\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ et } \overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (P \times e_0 + M_g) \geq \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (P \times e_0 + M_g) \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

On a :

$$\sigma_p \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M \times v}{I} \\ \sigma_{inf} = \frac{M \times v'}{I} \end{cases}$$

$$\sigma_{pi} \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times v \times e_0}{I} \\ \sigma_{inf} = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \times v' \times e_0}{I} \end{cases} ; i = 1 \text{ ou } 2$$

D'où :

$$\sigma_{max} = \sigma_p + \sigma_{p1}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_p + \sigma_{p2}$$

### Phase 01 :

Au 7ème jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles sont tirés à 50% de P0 et consomment 50% des pertes instantanées, La section résistante est la section nette de la poutre seule, Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre seule.

### Phase 02 :

Au 28ème jour, les câbles sont tirés à 100% de P0, en tenant compte des pertes à la mise en tension estimées à 10 %, La section résistante est la section nette de la poutre seule, Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre seule.

### Phase 03 :

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Après le coulage de la dalle, les câbles vont consommer en plus des pertes instantanées des pertes différées, l'ensemble porteur (poutres, dalle) est en place, Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre + dalle.

### Phase 04 :

Mise en place des éléments du tablier, La section résistante est la section nette de la poutre + la dalle, Le moment considéré est le moment dû au poids propre + ccp.

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans les deux tableaux présentés ci-dessous :

|                         |                | Phase 1 |       |        |       | Phase 2 |       |        |       |
|-------------------------|----------------|---------|-------|--------|-------|---------|-------|--------|-------|
|                         |                | x=0.5   | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 | x=0.5   | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 |
| $e$ (m)                 |                | 0,04    | 0,72  | 0,88   | 0,94  | 0,04    | 0,72  | 0,88   | 0,94  |
| $M_{Els}$               |                | 0,00    | 2,67  | 3,34   | 3,62  | 0,00    | 2,67  | 3,34   | 3,62  |
| P1 (MN)                 |                | 4,93    | 4,93  | 4,93   | 4,93  | 9,54    | 9,54  | 9,54   | 9,54  |
| P2 (MN)                 |                | 4,65    | 4,65  | 4,65   | 4,65  | 8,80    | 8,80  | 8,80   | 8,80  |
| $\sigma_p$<br>(MPa)     | $\sigma_{sup}$ | 0,00    | 4,48  | 5,63   | 6,12  | 0,00    | 4,48  | 5,63   | 6,12  |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 0,00    | -6,08 | -5,85  | -8,38 | 0,00    | -6,08 | -7,69  | -8,38 |
| $\sigma_{p1}$<br>(MPa)  | $\sigma_{sup}$ | 3,03    | -0,59 | -2,01  | -2,49 | 5,85    | -1,13 | -3,89  | -4,82 |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 3,66    | 13,40 | 15,40  | 16,08 | 7,07    | 25,89 | 29,76  | 31,08 |
| $\sigma_{p2}$<br>(MPa)  | $\sigma_{sup}$ | 2,86    | -0,55 | -1,90  | -2,35 | 5,41    | -1,05 | -3,59  | -4,45 |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 3,45    | 12,63 | 14,51  | 15,16 | 6,53    | 23,91 | 27,48  | 28,69 |
| $\sigma_{Max}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 3,03    | 3,89  | 3,62   | 3,63  | 5,85    | 3,34  | 1,74   | 1,30  |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 3,66    | 7,32  | 9,54   | 7,70  | 7,07    | 19,82 | 22,07  | 22,69 |
| $\sigma_{Min}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 2,86    | 3,93  | 3,73   | 3,77  | 5,41    | 3,43  | 2,04   | 1,67  |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 3,45    | 6,55  | 8,66   | 6,77  | 6,53    | 17,83 | 19,79  | 20,31 |

**Tableau VI.23 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2**

|           |  | Phase 3 |       |        |       | Phase 4 |       |        |       |
|-----------|--|---------|-------|--------|-------|---------|-------|--------|-------|
|           |  | x=0.5   | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 | x=0.5   | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 |
| $e$ (m)   |  | 0,32    | 1,09  | 1,25   | 1,31  | 0,32    | 1,09  | 1,25   | 1,31  |
| $M_{Els}$ |  | 0,00    | 3,94  | 5,00   | 5,447 | 0       | 8,072 | 9,233  | 12,71 |
| P1 (MN)   |  | 9,01    | 9,01  | 9,01   | 9,01  | 8,49    | 8,49  | 8,49   | 8,49  |
| P2 (MN)   |  | 8,02    | 8,02  | 8,02   | 8,02  | 7,23    | 7,23  | 7,23   | 7,23  |

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

|                         |                |      |       |       |       |      |        |        |        |
|-------------------------|----------------|------|-------|-------|-------|------|--------|--------|--------|
| $\sigma_p$<br>(MPa)     | $\sigma_{sup}$ | 0,00 | 3,67  | 4,68  | 5,11  | 0,00 | 7,52   | 8,65   | 11,93  |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 0,00 | -6,91 | -8,85 | -9,67 | 0,00 | -14,16 | -16,34 | -22,58 |
| $\sigma_{p1}$<br>(MPa)  | $\sigma_{sup}$ | 2,11 | -2,63 | -4,08 | -4,57 | 1,99 | -2,47  | -3,84  | -4,30  |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 8,23 | 23,67 | 26,48 | 27,44 | 7,75 | 22,29  | 24,94  | 25,84  |
| $\sigma_{p2}$<br>(MPa)  | $\sigma_{sup}$ | 1,88 | 0,25  | -0,50 | -4,07 | 4,20 | 0,47   | -0,94  | -3,67  |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 7,32 | 21,06 | 23,56 | 24,41 | 6,60 | 18,99  | 21,25  | 22,01  |
| $\sigma_{Max}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 2,11 | 1,04  | 0,60  | 0,54  | 1,99 | 5,04   | 4,80   | 7,62   |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 8,23 | 16,76 | 17,63 | 17,76 | 7,75 | 8,13   | 8,59   | 3,26   |
| $\sigma_{Min}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 1,88 | 3,92  | 4,18  | 1,04  | 4,20 | 7,99   | 7,70   | 8,26   |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 7,32 | 14,15 | 14,71 | 14,74 | 6,60 | 4,83   | 4,90   | -0,57  |

**Tableau VI.24 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4**

On constate ainsi que toutes les contraintes normales sont vérifiées.

### VI.7.1.2. Justification des contraintes tangentielles : (BPEL article 7.2)

Les vérifications ont pour but de s'assurer que la structure et ses différents éléments présentent une résistance suffisante face aux sollicitations extrêmes en prenant en compte les combinaisons défavorables d'effort normal et l'effet de l'effort tranchant engendré par le moment fléchissant, afin d'éviter la rupture du béton ou l'allongement critique des armatures. Elles consistent ainsi de vérifier la résistance de l'âme à cet effort en garantissant l'enrobage nécessaire pour les armatures actives et passives.

Conformément au **BPEL91 – Article 7.3**, cette justification porte notamment sur la vérification de la résistance des bielles comprimées du béton ainsi que sur celle des armatures transversales.

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

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

Avec :

$$\tau : \text{Contrainte normale transversale. } \tau(y) = \frac{V_{red} \times S_n}{b_n \times I_n}$$

$$\sigma_x : \text{Contrainte normale longitudinale au C.D.G de la section nette. } \sigma_x = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B_n}$$

$$V_{red} : \text{Effort tranchant réduit } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

$$V_{ser} : \text{Effort tranchant maximal a l'ELS.}$$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$S_n$  : Moment statique net par rapport au centre de gravité de la poutre.

$I_n$  : Moment d'inertie net de la section (poutre+dalle).

$b_n$  : Largeur nette de la section.

| Cable | $P$  | $\alpha$ (°) | $P \cos \alpha$ | $P \sin \alpha$ |
|-------|------|--------------|-----------------|-----------------|
| C1    | 1,96 | 4,12         | 1,96            | 0,14            |
| C2    | 1,96 | 5            | 1,96            | 0,17            |
| C3    | 1,96 | 5,87         | 1,95            | 0,20            |
| C4    | 1,96 | 6,76         | 1,95            | 0,23            |
| Somme |      |              | <b>7,82</b>     | <b>0,74</b>     |

**Tableau VI.25 : Composantes de P.**

On a :

$$B_n = 1.954 \text{ m}^2$$

$$\sigma_x = \frac{7.82}{1.954} = 4.00 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_1 = \sqrt{0.4 \times 3 \times (3 + 4)} = 2.90 \text{ MPa}$$

| Désignation   | Valeur |
|---------------|--------|
| $V_{ser}(MN)$ | 1,647  |
| $V_{red}(MN)$ | 0,903  |
| $S_n(m^3)$    | 0,79   |
| $I_n(m^4)$    | 1,20   |
| $b_n(m)$      | 0,52   |

**Tableau VI.26 : Calcul des contraintes tangentielles**

**Application numérique :**

$$\tau = \frac{0.903 \times 0.79}{0.52 \times 1.2} = 1.15 \text{ MPa}$$

On a :

$$\begin{cases} \tau = 1.15 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_1 = 2.90 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau \leq \bar{\tau}_1$  Donc la condition est vérifiée.

### VI.7.2. Ferrailage passif longitudinal

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints.

- Armatures longitudinales de peau
- Armatures longitudinales dans les zones tendues

#### VI.7.2.1. Armatures longitudinales de peau

Leur but est de répartir les effets de retraits et des variations de températures.

Elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne

$$A_{min} \geq \text{Max} \begin{cases} 3 \text{ cm}^2 / \text{m de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage} \\ 0.1\% \text{ de la section de la poutre} \end{cases}$$

$$A_n = 9429 \text{ cm}^2 \text{ (Section nette à mi - travée)}$$

$$0.001 \times 9429 = 9.429 \text{ cm}^2$$

On choisit donc une armature de 9HA12 avec une  $A_s = 10.18 \text{ cm}^2$

#### VI.7.2.2. Armatures des zones tendues

Selon l'article **6.1,32 du BPEL**, dans le cas où une partie de la section est soumise à des contraintes de traction dans le béton, et lorsque la hauteur de la zone tendue dépasse 5 cm, la section d'armatures longitudinales doit être augmentée afin d'assurer la reprise des efforts de traction et de limiter l'ouverture des fissures

La formule suivante permet de déterminer la quantité d'acier nécessaire est pour équilibrer ces efforts :

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

Tel que :

$f_{tj}$  : La résistance à la traction du béton.

$B_t$  : L'aire de la zone tendue du béton.

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$N_{Bt}$  : La résultante des contraintes de traction.

$f_e$  : La limite d'élasticité des armatures utilisées.  $f_e = 500 \text{ MPa}$

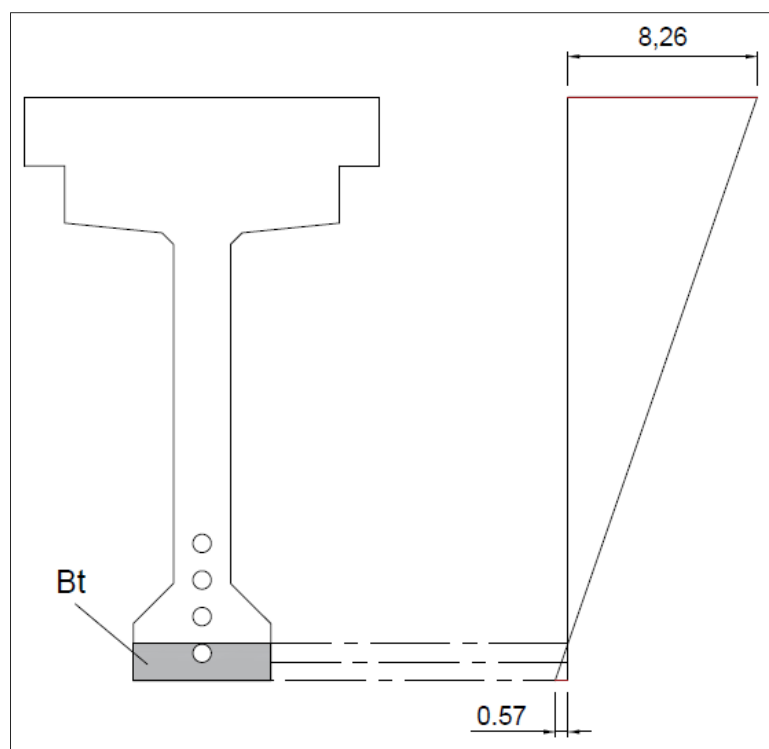
$\sigma_{Bt}$  : La valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

|                    | Valeur      |
|--------------------|-------------|
| $B_t(m^2)$         | 0,0937      |
| $\sigma_{Bt}(MPa)$ | 0,57        |
| $N_{Bt}(MN)$       | 0,0272      |
| $A_s(cm^2)$        | <b>3,80</b> |

**Tableau VI.27 : calcul des armatures des zones tendues**

Donc :  $A_s = 3.80 \text{ cm}^2$  , On dispose 4HA12 (  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$  )



**Figure VI.6 : Diagramme des contraintes à mi travée**

## VI.7.3. Vérification à la rupture

### VI.7.3.1. Vis-à-vis des contraintes normales :

Selon les prescritifs du BPEL91 Art 63, les justifications de la résistance vis-à-vis les sollicitations normales sont basées sur des hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les matériaux ne subissent aucun glissement relatif.
- Le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite tel que défini par la règle de trois pivots.

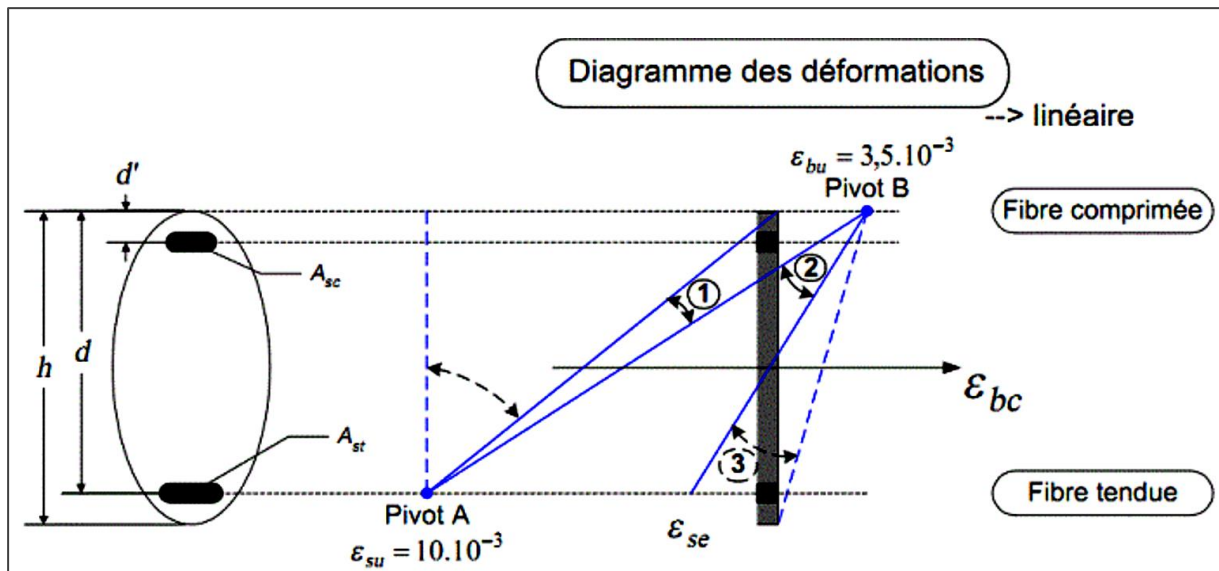


Figure VI.7 : Diagrammes des déformations limites (ELU)

#### ➤ Principe et méthodologie de justification :

Conformément à la méthode décrite par le BPEL Article 6.3.2, la vérification repose sur l'utilisation d'un diagramme de déformations limites de la section permettant, à partir des lois contraintes – déformations, de déterminer les charges ultimes d'équilibre  $S_u(M_u, N_u)$ . Pour une section donnée, l'ensemble de ces sollicitations définit un domaine résistant représenté dans le repère orthonormé  $(N, M)$  par une courbe fermée appelée courbe d'interaction effort normal–moment fléchissant.

Pour vérifier qu'une sollicitation  $S_u$  n'a pas atteint les états limites ultimes, il est nécessaire de confirmer que le point représentatif de  $S_u(M_u, N_u)$  se trouve à l'intérieur de ce domaine.

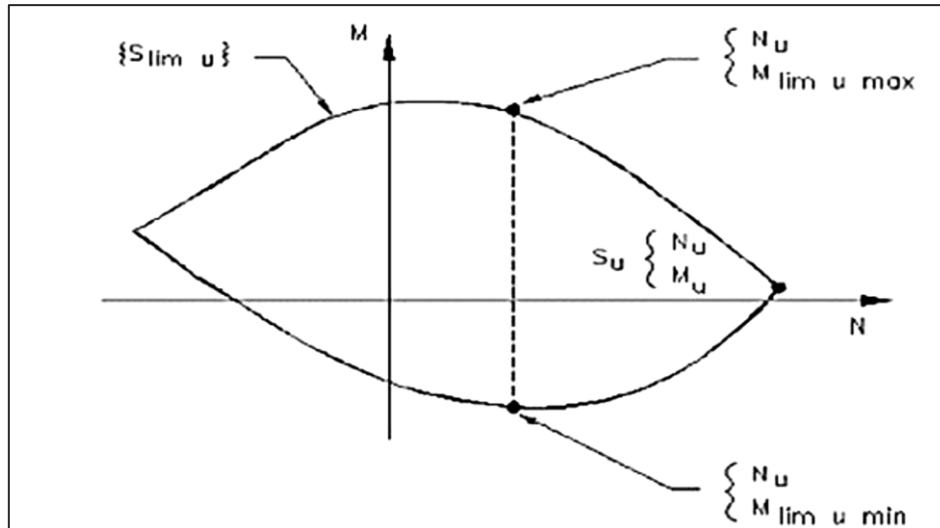


Figure VI.8 : Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant

## La démarche à suivre :

- On fixe  $N_u$  en le prenant égal à  $\overline{N_u}$ .
- On détermine le moment résistant ultime  $\overline{M_u}$  correspondants à  $N_u$ .
- On procède à la justification sur le moment  $\overline{M_u}$  et on doit avoir  $M_u \leq \overline{M_u}$ .

$\varepsilon_{pm}$  : Allongement préalable.

$\Delta\varepsilon_p'$  : Variation d'allongement due à la compression du béton au niveau du câble moyen.

$\Delta\varepsilon_p''$  : Variation complémentaire accompagnant la déformation du béton au-delà de la valeur nulle.

$\sigma_{pm}$  : contrainte probable à vide.

$\sigma_{bpm}$  : Contrainte dans le béton au niveau du câble moyen sous les actions permanentes et la précontrainte.

## Application numérique :

On a :

$$h = 2.25m$$

$$A_p = 1680mm^2$$

$$d_s = 2.2m$$

$$d_p = 1.99m$$

$$N_u = p_m = n \times A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) \times \gamma_p$$

$$N_u = 4 \times 1680 \times 10^{-3} \times (1488 - 318.62) \times 1.15 = 9.039MN$$

$M_u$  Représente le moment max a l'ELU  $M_u = 15.659 MN.m$

On suppose que le diagramme de déformation passe par les pivots A et B.

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_b = 3.5 \text{ ‰}$$

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

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

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y}$$

Donc :

$$y = \frac{\varepsilon_b \times d_s}{\varepsilon_s + \varepsilon_b} \rightarrow y = 0.57 \text{ m} \rightarrow 0.8 y = 0.46 \text{ m}$$

$$B(y) = 0.55 \text{ m}^2$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{p_m}{n \times A_p \times E_p}$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{9.039}{4 \times 1680 \times 10^{-3} \times 195000} = 6.90 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{p_m}{B} + \frac{p_m \times e_0 + M_{min}}{I_n} \times e_0$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{9.039}{1.3878} + \frac{9.039 \times (-0.94) + 8.774}{0.94} \times (-0.94)$$

$$\sigma_{bpm} = 6.26 \text{ MPa}$$

$$\Delta \varepsilon_p' = \frac{5 \sigma_{bpm}}{E_p}$$

$$\Delta \varepsilon_p' = \frac{5 \times 6.26}{195000} = 0.16 \text{ ‰}$$

$$\Delta \varepsilon_p'' = \frac{d_p - y}{y} \times \varepsilon_b$$

$$\Delta \varepsilon_p'' = \frac{1.99 - 0.57}{0.57} \times 0.0035 = 8.72 \text{ ‰}$$

$$\text{On aura : } \varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon_p' + \Delta \varepsilon_p'' = 8.72 + 0.16 + 6.90 = 15.76 \text{ ‰}$$

$$\text{On a : } \Delta \varepsilon_p'' = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} + 100 \times \left( \frac{\sigma_{p1}}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5$$

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{p2}}{E_p} + 100 \times \left( \frac{\sigma_{p2}}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5$$

$$\Delta \sigma_p = g(\varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon_p' + \Delta \varepsilon_p'') - g(\varepsilon_{pm})$$

Alors :

$$\begin{cases} 8.72 \times 10^{-3} = \frac{\sigma_{p1}}{E_p} + 100 \times \left( \frac{\sigma_{p1}}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5 \\ 6.90 \times 10^{-3} = \frac{\sigma_{p2}}{E_p} + 100 \times \left( \frac{\sigma_{p2}}{f_{prg}} - 0.9 \right)^5 \end{cases}$$

On aura :  $\sigma_{p1} = 1445.6 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_{p2} = 1338.5 \text{ MPa}$

$$\Delta \sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{p2} = 107.1 \text{ MPa}$$

On vérifie :

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 437.78 \text{ MPa}$$

$$\bar{N}_u = 0.55 \times 24 - 4 \times 0.00168 \times 107.1 - 4.52 \times 10^{-4} \times 437.78 = 12.28 \text{ MN}$$

$$\text{Donc : } N_u \leq \bar{N}_u \Rightarrow \textbf{Vérifié}$$

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

$$Z(y) = d_p - 0.4 \times y$$

$$Z(y) = 1.99 - 0.4 \times 0.57 = 1.762 \text{ m}$$

On aura :

$$\bar{M}_u = 23.30 \text{ MN}$$

$$\text{Donc : } M_u \leq \bar{M}_u \Rightarrow \textbf{Vérifié}$$

### VI.7.3.2. Vis-à-vis des contraintes tangentielles

On considère la section d'about

#### ➤ Armatures transversales de peau

Les armatures disposées parallèlement aux sections droites ont pour fonction de maintenir les armatures longitudinales de la peau (armatures passives). La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins  $2 \text{ cm}^2$  d'acier (un cadre HA12) par mètre de parement, mesuré perpendiculairement à leur direction.

### VI.7.3.3. Minimum d'armatures transversales

**Diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{\phi_l}{35}, \frac{b_0}{10} \right\} \leftrightarrow \min \left\{ \frac{12 \text{ mm}}{35}, \frac{0.25}{10} \right\} \leftrightarrow \min \left\{ \frac{12 \text{ mm}}{64.28 \text{ mm}}, \frac{25 \text{ mm}}{25 \text{ mm}} \right\} \quad \text{Soit} \quad \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

On disposera :  $\phi_t = 12 \text{ mm}$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{15 \phi_l}{40 \text{ cm}}, \frac{15 \times 1.2 \text{ cm}}{40 \text{ cm}}, \frac{18 \text{ cm}}{40 \text{ cm}}, \frac{182.25 \text{ cm}}{182.25 \text{ cm}} \right\} \quad \text{Donc} \quad s_t \leq$$

18 cm

On disposera :  $s_t = 10 \text{ cm}$  et  $s_t = 15 \text{ cm}$

On doit vérifier :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times s_t \times \gamma} \geq \left[ \tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \tan(\beta_u)$$

|                   |        |
|-------------------|--------|
| $\tau_u$<br>(MPa) | 2,11   |
| $f_e$ (MPa)       | 500,00 |
| $f_{t28}$ (MPa)   | 3,00   |
| $b_n$ (m)         | 0,52   |
| $\gamma_s$        | 1,15   |

Avec :

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

$A_t$ : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

$b_n$ : largeur nette de la section d'appui.

$f_e$ : limite d'élasticité de l'acier.

$s_t$ : espacement des deux cours de ces armateurs, mesures suivant la fibre moyenne de la poutre.

$\gamma_s$  : 1.15, pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

$\beta_u$  : l'angle que forme les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre.  $\beta_u \geq 30^\circ$

On trouve :  $\frac{A_t}{s_t} \geq 5.09 \text{ cm}$

On prend 1 cadre de HA16 (4HA16) avec un espacement de :

- 10 cm sur l'appui
- 15 cm à mi travée

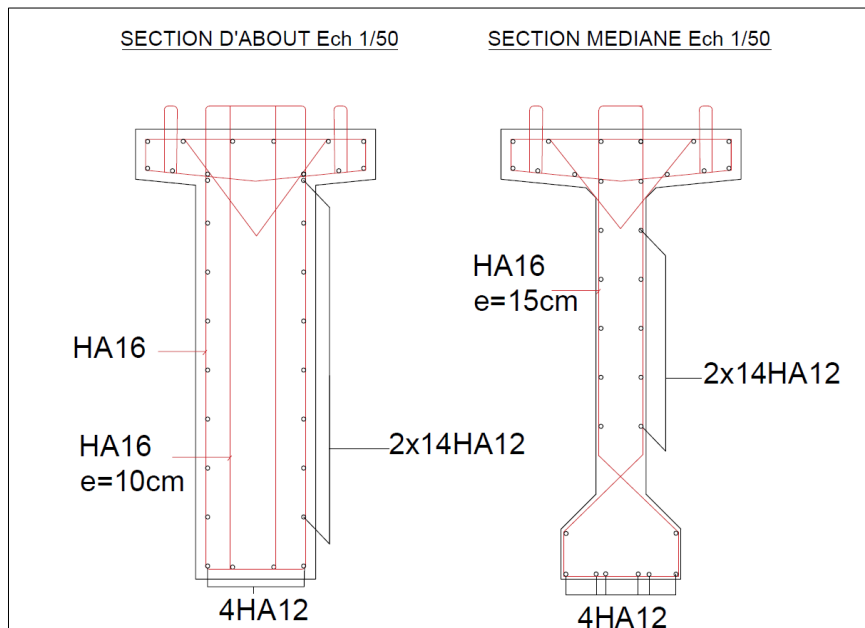


Figure VI.9 : Ferrailage de la poutre.

### VI.7.3.4. Justification des armatures transversales en zone d'appui :

La justification des armatures transversales en zone d'appui vise à vérifier que les armatures disposées sont suffisantes pour reprendre les efforts de traction développés dans les parties tendues et garantir ainsi l'absence de rupture en traction des  $A_t$ .

On doit vérifier que :  $\tau_{ured} \leq \overline{\tau}_u$

Avec :  $\overline{\tau}_u \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_n \times s_t \times 1.15} \times \cotg(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

On considère que l'âme ne comporte que des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre et l'inclinaison  $\beta_u$  des bielles de béton est calculée au niveau du CDG de la section. (BPEL91)

$\frac{f_{tj}}{3}$  : part de résistance du béton comprimé au cisaillement.

On a :  $\text{tg}2\beta_u = \frac{2 \times \tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$  avec  $\beta_u \geq 30^\circ$

$\sigma_x, \sigma_y$  : représentent les contraintes normales au niveau de G ;  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

$\tau_u$  : Contraintes tangentielle ultime,  $\tau_u = \frac{V_{ured} \times s_n(y)}{I_n \times b_n}$

| Désignation     | Valeur |
|-----------------|--------|
| $V_{ult}(MPa)$  | 2,11   |
| $V_{ured}(MPa)$ | 1,37   |
| $s_n(m^3)$      | 0,79   |
| $I_n(m^4)$      | 1,20   |
| $b_n(m)$        | 0,52   |
| $B_n(m^2)$      | 1,95   |
| $\sigma_x(MPa)$ | 4,00   |
| $\tau_u(MPa)$   | 1,74   |
| $\beta_u^\circ$ | 20,51  |

**Tableau VI.28 : Contraintes tangentielle ultime**

On prend  $\beta_u = 30^\circ$

$$\overline{\tau_u} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_n \times s_t \times 1.15} \times \cotg(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$$

|                                                                          |       |
|--------------------------------------------------------------------------|-------|
| $\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \times s_t \times 1.15} \times \cotg(\beta_u)$ | 1.73  |
| $\frac{f_{tj}}{3}$                                                       | 1     |
| $\overline{\tau_u}$                                                      | 2.216 |

**Tableau VI.29 : Justification des armatures transversales en zone d'appui**

D'où :  $\tau_{u\ red} = 2.11\ MPa < \overline{\tau}_u = 2.216\ MPa$  . Condition vérifiée

### VI.7.3.5. Justification de la compression des bielles

La justification relative au béton implique de s'assurer que la contrainte de compression des bielles de béton reste en deçà de la contrainte ultime de béton.

$$\tau_u = \frac{V_{ured} \times S}{I_n \times b_n} \leq \frac{f_{c28}}{6} \quad \tau_u = 2.11 \leq 6.67\ MPa$$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

### VI.7.4. Etude de la zone d'application des forces concentrées (zone d'about)

L'about d'une poutre subit une concentration d'efforts, résultant de la transmission des réactions aux appuis et de l'ancrage des forces de précontrainte. Les études expérimentales menées dans le cadre du BPEL ont mis en évidence l'existence de trois zones distinctes en aval des points d'application des efforts de précontrainte :

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement tendue.

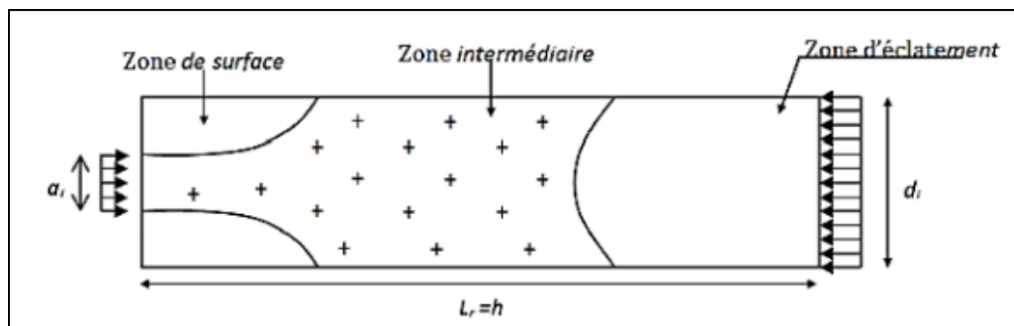


Figure VI.10 : Zone d'appui  
Zone de concentration des contraintes

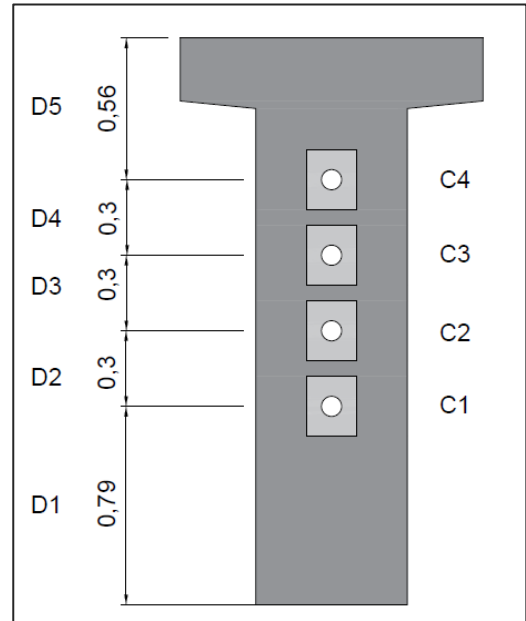
### VI.7.4.1. Effet de surface :

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique

$$dj \text{ Avec : } h = 2.25 \text{ m on a : } \begin{cases} d1 = \text{Min}(2D1; D2) \\ d2 = \text{Min}(D2; 2D3) \\ d3 = \text{Min}(D3; 2D4) \\ d4 = \text{Min}(D4; 2D5) \end{cases}$$

$$= \begin{cases} d1 = \text{Min}(1.58; 0.3) \\ d2 = \text{Min}(0.3; 0.6) \\ d3 = \text{Min}(0.6; 0.6) \\ d4 = \text{Min}(0.6; 1.12) \end{cases}$$

Donc :  $d_{\min} = 0.3 \text{ m}$



On détermine le ferrailage à disposer par la formule suivante :

$$A_s = 0.04 \frac{\max P_{j0}}{\sigma_s}$$

Avec :

$P_{j0}$  : La tension à l'origine .  $P_{j0} = 2.29 \text{ MPa}$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction limite ,  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$

D'où:

$$A_s = 2.11 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 2HA12 autour de chaque ancrage ( $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$ )

### VI.7.4.2. Zone intermédiaire comprimée :

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier

$$\sigma_{cj} = \frac{P_{j0}}{b \times dj} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

$$\sigma_{cj} = \frac{2.29}{0.6 \times 0.3} = 12.72 \leq \frac{2}{3} 40 = 26.67 \text{ Donc vérifié}$$

### VI.7.4.3. Effet d'éclatement

#### ➤ Vérification des contraintes du béton :

La contrainte de traction du béton doit vérifier :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Avec :

La hauteur du prisme symétrique associée au niveau j,  $d_j = 0.3m$ .

**$a_j$** : Dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage,  $a_j = 0.24m$ .

**$b$**  : base du talon,  $b=0.6m$

$$\sigma_t = 1.27 MPa \leq 1.25 \times 3 = 3.75 MPa. \quad \textbf{Vérifiée}$$

#### ➤ Ferrailage d'éclatement :

La section au niveau j est obtenue par la formule suivant :

$$A_e = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{\sigma_{slim}} \\ 0.15 \frac{P_{j0}}{\sigma_{slim}} \end{array} \right. \quad A_e = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left( 1 - \frac{0.24}{0.3} \right) \times \frac{2.29}{434.78} \\ 0.15 \frac{2.29}{434.78} \end{array} \right.$$

$$A_e = 7.9 \text{ cm}^2$$

On choisit 1 cadre de HA16 (4HA16,  $A_e = 8.04 \text{ cm}^2$  sur la distance de  $d_j = 30 \text{ cm}$

## VI.8. CONCLUSION

Ce chapitre est consacré à la précontrainte et au calcul de ferrailage des poutres du pont, ainsi aux vérifications aux états limites. Nous avons montré que la résistance des sections est assurée selon les prescriptions du BPEL 91 que ce soit à l'ELU ou à l'ELS

---

## **CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER**

---

### VII.1. INTRODUCTION

Le tablier constitue l'élément principal du pont, assurant la transmission des charges vers les appuis tout en supportant les voies de circulation. Il est composé principalement de la dalle (hourdis) et des entretoises.

Ce chapitre porte sur les différents aspects de l'étude du tablier d'un pont, notamment les éléments en béton armé tels que l'hourdis général et les entretoises, ainsi que leur ferrailage dans les deux directions, longitudinale et transversale, conformément aux prescriptions du BAEL. L'étude concerne également l'analyse du comportement du tablier sous l'effet des différentes sollicitations (poids propre, charges permanentes, charges d'exploitation, précontrainte...), ainsi que la vérification des déformations (flèches et rotations). Enfin, le dimensionnement du ferrailage met en évidence les méthodes d'analyse utilisées et les considérations clés dans la conception et la mise en œuvre.

### VII.2. FLECHE ET CONTRE FLECHE

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

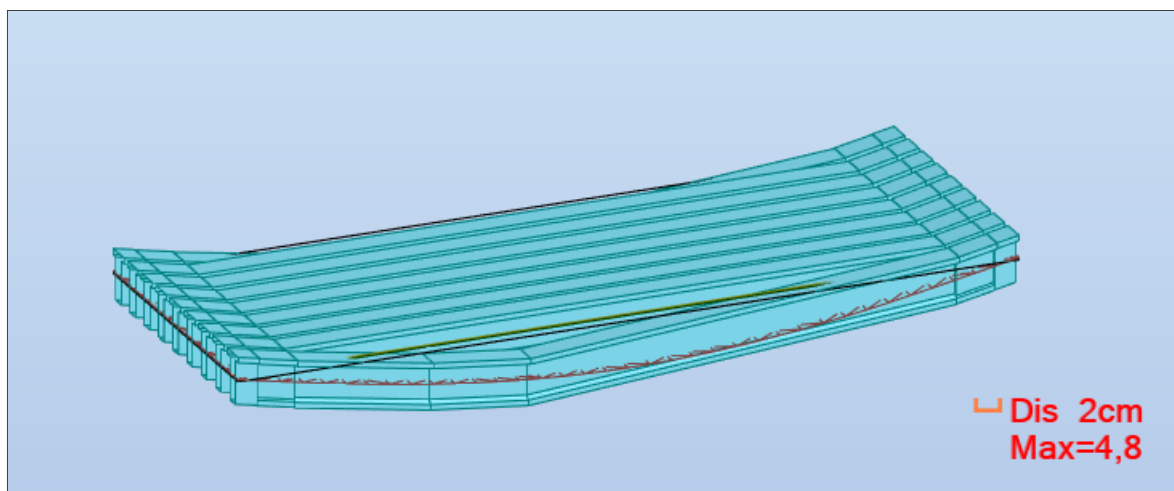
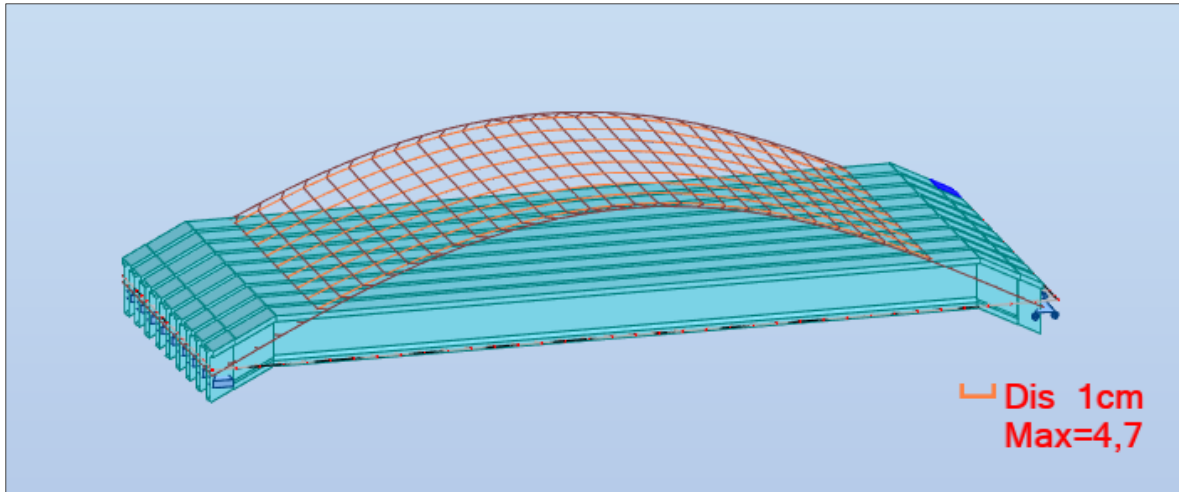


Figure VII.1: Flèche due au poids propre

$$f_G = 4.8 \text{ cm}$$

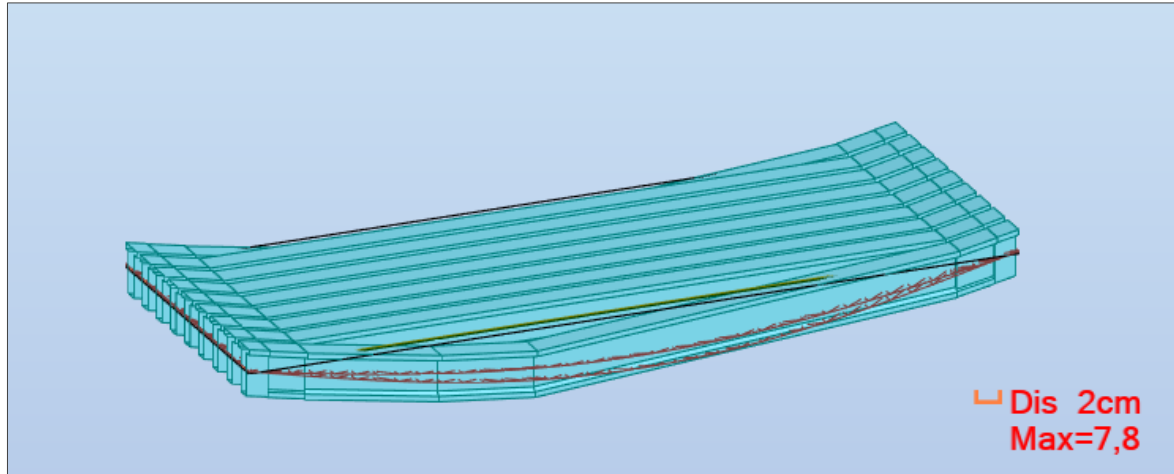
#### VII.2.2. Contre-flèche de précontrainte



**Figure VII.2: Flèche due à la précontrainte après le tirage des câbles à 100 % de la poutre seule**

$$f_p = -4.7 \text{ cm}$$

### VII.2.3. Flèche maximale à l'ELS



**Figure VII.3: Flèche due à l'ELS**

$$f_{ELS} = 7.8 \text{ cm}$$

### VII.2.4. Flèche due à la Construction

Elle est dirigée vers le haut, dans la formule est donnée par :

$$f_c = \frac{3}{4} \times (|f_P| - |f_G|)$$
$$f_c = \frac{3}{4} \times (4.7 - 4.8) = -0.075 \text{ cm}$$

### VII.2.5. Flèche total

$$f_T = f_c + f_P + f_{ELS}$$
$$f_T = -0.075 + -4.7 + 7.8 = 3.025 \text{ cm}$$

Pour un pont ferroviaire la flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{900} = \frac{36 \times 10^{-3}}{900} = 4 \text{ cm}$$

On a :

$$f_T < f_{adm}$$

La flèche réelle maximale de tablier en service est inférieure à la flèche admissible. Donc la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

## VII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

Les entretoises sont des poutres transversales coulées sur appuis, jouant un rôle essentiel dans le comportement transversal du tablier. Leur fonction est d'encastrement les poutres en torsion et de solidariser la section transversale, contribuant ainsi à la rigidité et à la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage. Par ailleurs, elles constituent des éléments indispensables lors des opérations de vérinage du tablier, notamment pour le remplacement des appareils d'appui.

### VII.3.1. Principe de ferrailage

Deux cas de sollicitation sont à considérer :

- Sous charges d'exploitation, les efforts transmis aux entretoises restent faibles. Le ferrailage nécessaire est donc minimal, ce cas étant généralement négligé dans le dimensionnement des entretoises.
- Lors des opérations de vérinage, les charges du tablier sont transmises aux appuis par l'intermédiaire des entretoises, ce qui peut engendrer des efforts importants dépendant du poids du tablier, de la capacité des vérins, du nombre et de la position des vérins.

- Il apparaît donc nécessaire de prévoir un positionnement étudié afin d'éviter le développement d'efforts imprévus lors du vérinage. Dans le présent cas, quatre points de vérinage ont été retenus. Le dimensionnement du ferrailage est effectué en tenant compte de ces hypothèses de chargement.

Il est donc nécessaire de prévoir un schéma de vérinage optimisé pour limiter les sollicitations induites. Dans notre cas, par souci de symétrie, 4 points de vérinage par entretoise sont retenus.

Le ferrailage sera dimensionné en conséquence, en prenant en compte ces hypothèses de chargement spécifiques.

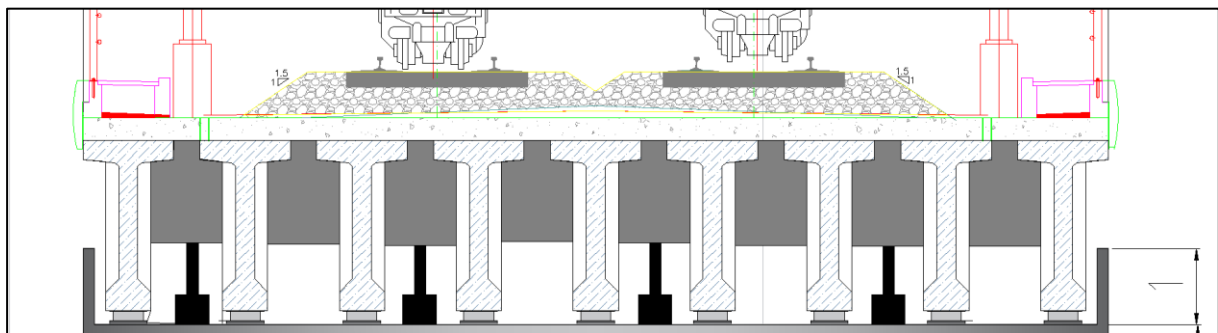


Figure VII.4 : Position des vérins

### VII.3.2. Evaluation des efforts

L'entretoise est assimilée à une poutre continue de 12.4 m de longueur, reposant sur quatre appuis, et soumise à deux types de charges :

- Le poids propre de l'entretoise (calculé automatiquement avec le logiciel)
- Des charges réparties, représentant les poids des poutres principales, de la dalle, et des charges permanentes complémentaires.

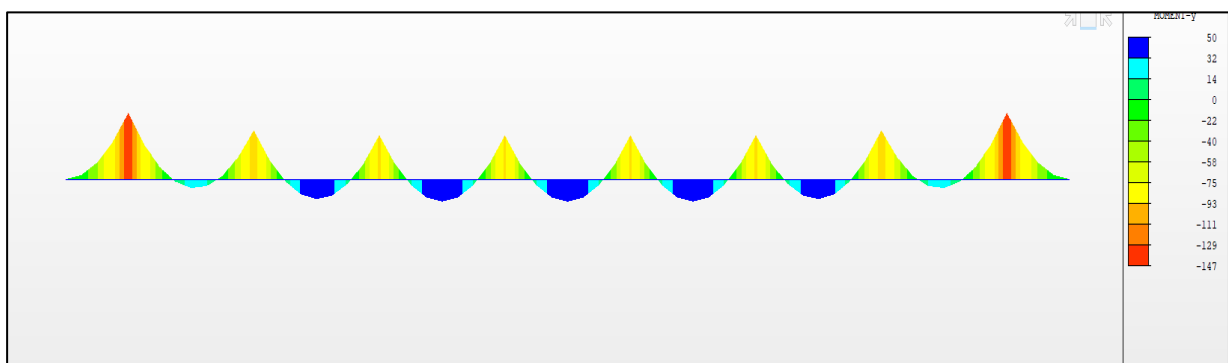
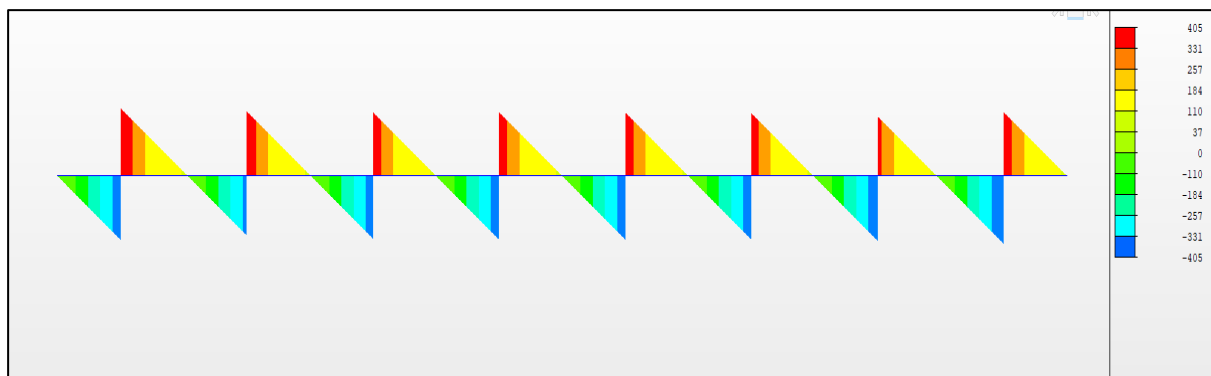
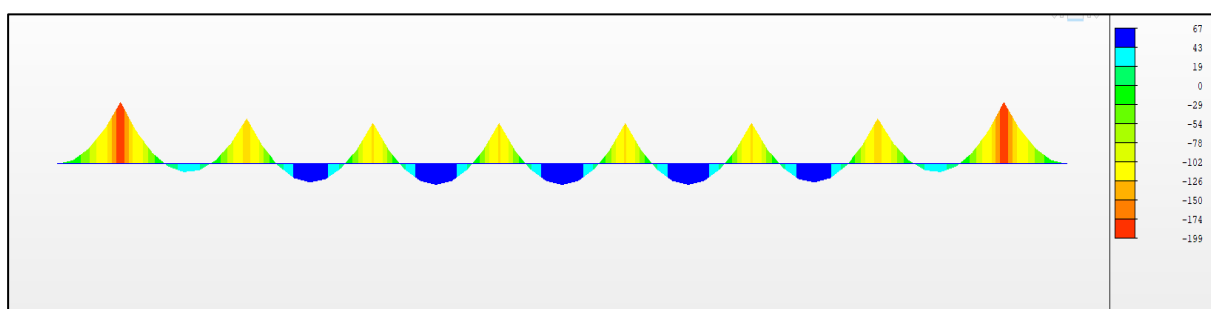


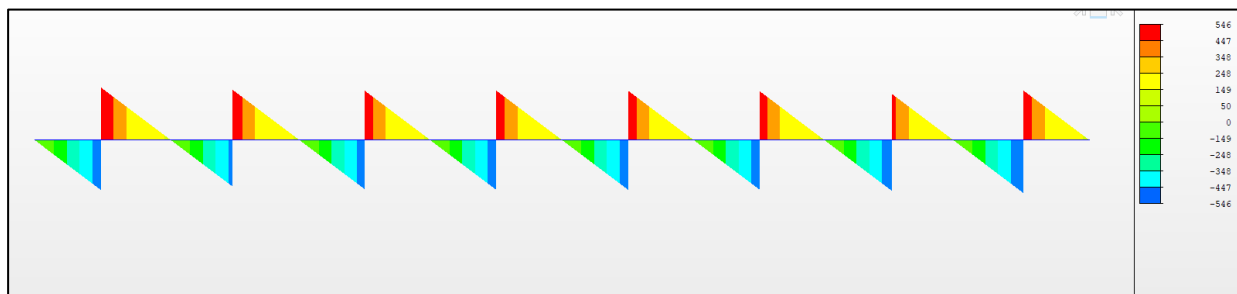
Figure VII.5 : Moment à l'ELS



**Figure VII.6 : Effort tranchant à l'ELS**



**Figure VII.7 : Moment à l'ELU**



**Figure VII.8 : Effort tranchant à l'ELU**

|     |                      |     |
|-----|----------------------|-----|
| ELU | Moment max           | 199 |
|     | Effort tranchant max | 546 |
| ELS | Moment max           | 147 |
|     | Effort tranchant max | 405 |

**Tableau VII.1 : Récapitulation des résultats**

## CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER

### VII.3.3. Ferrailage de l'entretoise

Les résultats de calcul de ferrailage présenté dans le tableau qui suit sont détaillé dans l'Annex B

| Armatures         | $A_s$ ( $cm^2$ ) | $\varnothing$ (mm) | e (cm) |
|-------------------|------------------|--------------------|--------|
| Nappe sup         | 6.03             | 3HA16              | 12     |
| Nappe inf         | 6.03             | 3HA16              | 12     |
| Armatures trans   | 2.3              | 2HA12              | 13     |
| Armatures de peau | $\geq 3cm^2/ml$  | H12                | 30     |

Tableau VII.2 : Ferrailage de l'entretoise

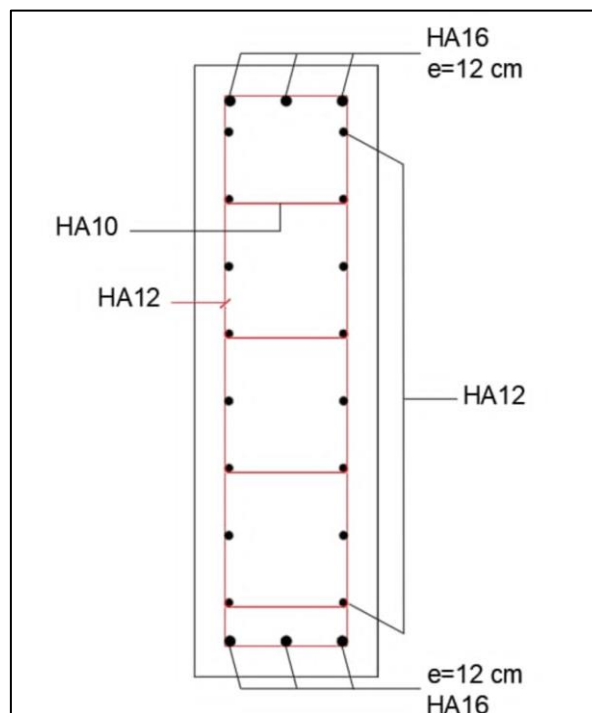


Figure VII.9 : Ferrailage de l'entretoise

### VII.4. ETUDE DE L'HOUDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé coulée sur place, supportant l'ensemble de la superstructure : couche d'étanchéité, ballast, traverses, rails, caténaires, ainsi que tous les équipements nécessaires à l'exploitation sûre et complète de l'ouvrage. Il assure la transmission et la répartition des efforts transversalement dans le tablier.

### VII.4.1. Géométrie de l'Hourdis

Les dimensions de l'hourdis sont les suivantes :

- Épaisseur : 30 cm
- Largeur : 13,6 m
- Longueur : 36 m

### VII.4.2. Principe de ferrailage

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale, reprise par la précontrainte au niveau des poutres.
- Une flexion transversale, reprise par le ferrailage passif de la dalle.

Ainsi, seule la flexion transversale sera étudiée, en déterminant la section d'acier nécessaire pour l'hourdis.

### VII.4.3. Evaluation des efforts

La dalle est étudiée en flexion simple dans les directions transversale et longitudinale. En utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, on peut visualiser la répartition des charges grâce à l'option « cartographie des panneaux », ce qui permet de déterminer les moments dans les deux directions (xx et yy).

Les résultats obtenus correspondent aux combinaisons les plus défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS), et sont présentés ci-dessous.



Figure VII.10 : Diagramme du moment fléchissant Myy à l'ELS

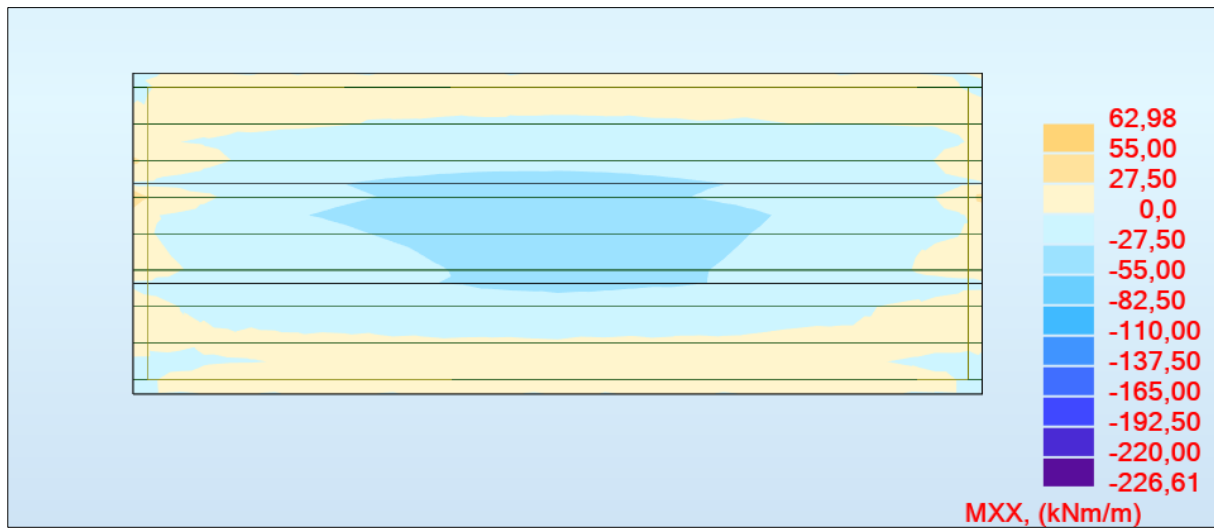


Figure VII.11 : Diagramme du moment fléchissant  $M_{xx}$  à l'ELU

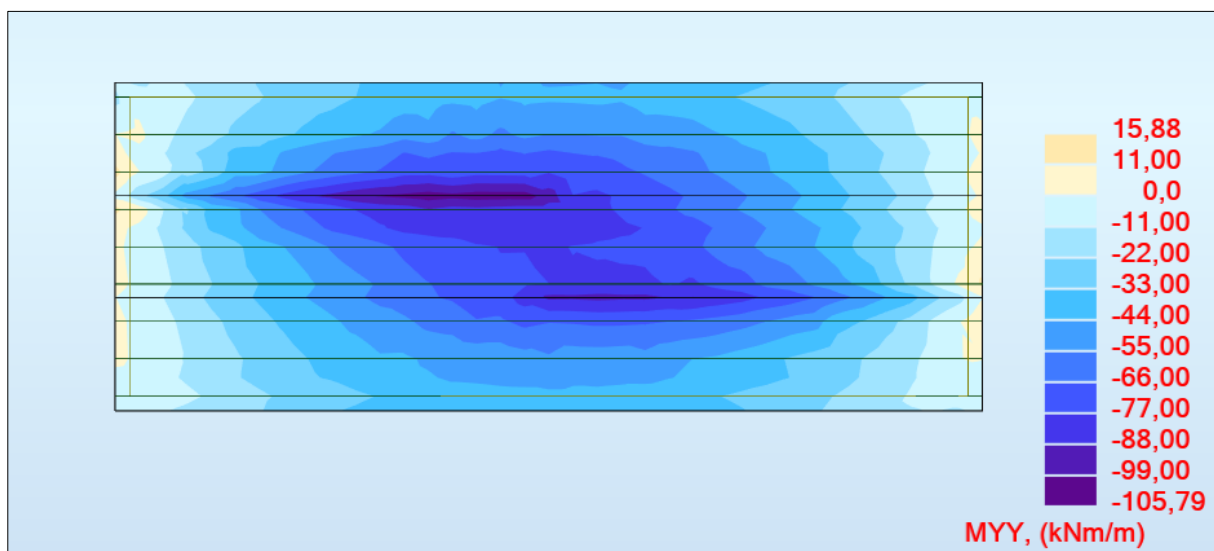


Figure VII.12: Diagramme du moment fléchissant  $M_{yy}$  à l'ELU

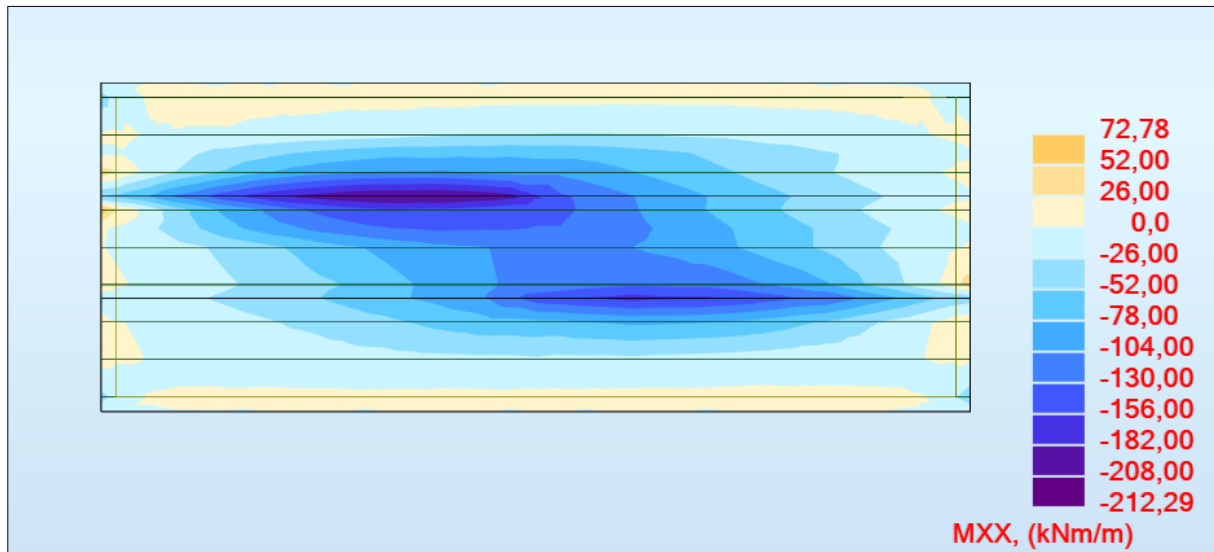


Figure VII.13 : Diagramme du moment fléchissant  $M_{xx}$  à l'ELU

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

|     |                            |        |
|-----|----------------------------|--------|
| ELS | Moment $M_{yy}$ ( $KN.m$ ) | 102.29 |
|     | Moment $M_{xx}$ ( $KN.m$ ) | 226.61 |
| ELU | Moment $M_{yy}$ ( $KN.m$ ) | 105.79 |
|     | Moment $M_{xx}$ ( $KN.m$ ) | 212.29 |

Tableau VII.3: Valeurs des moments longitudinaux et transversaux à l'ELU et à l'ELS

Ces valeurs des moments seront saisies dans le logiciel 'EXPERT' afin de procéder au calcul du dimensionnement du ferrailage de la dalle.

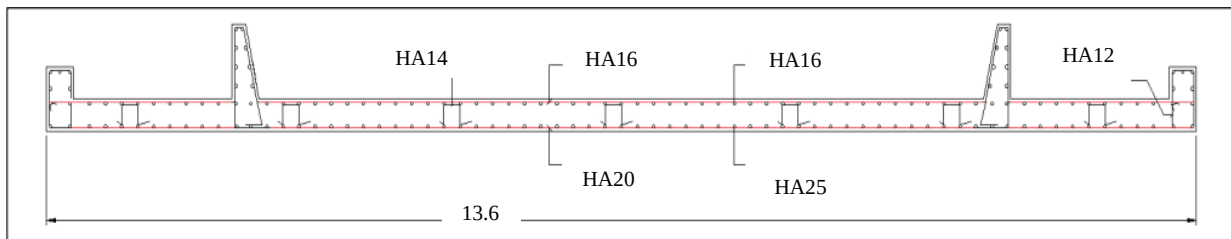
#### VII.4.4. Ferrailage de l'hourdis

Les résultats du calcul du ferrailage présentés dans le tableau ci-après sont détaillés dans l'Annexe B

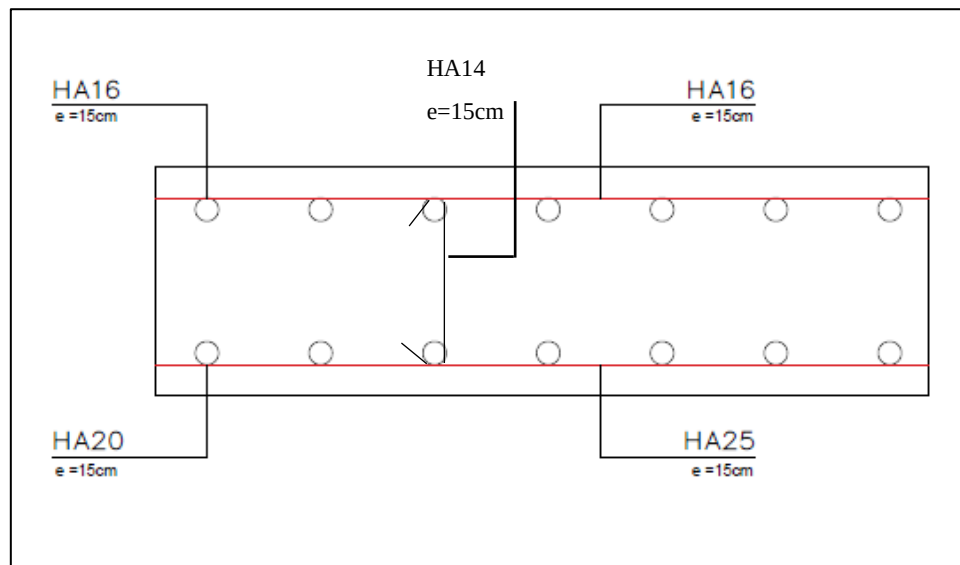
## CHAPITRE VII : ETUDE DE TABLIER

| Nappe      | Armatures transversales  |        |        | Armatures longitudinales |        |        |
|------------|--------------------------|--------|--------|--------------------------|--------|--------|
|            | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | Ø (mm) | e (cm) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | Ø (mm) | e (cm) |
| Supérieure | 4                        | HA16   | 15     | 11.2                     | HA16   | 15     |
| Inférieure | 18.7                     | HA20   | 15     | 43.6                     | HA25   | 15     |

**Tableau VII.4 : Résultats de ferrailage de l'hourdis**



**Figure VII.14 : Coupe transversale sur le ferrailage**



**Figure VII.15 : Coupe longitudinale sur le ferrailage**

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

### VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements recouvrent l'ensemble des dispositifs dont, la nature, la conception et le fonctionnement se diversifient, tout en jouant un rôle primordial dans la survie de l'ouvrage.

Ces dispositifs présentent un but qui consiste à rendre le tablier d'un pont apte à remplir sa fonction vis-à-vis des usagers.

Dans ce qui suit, nous allons étudier quelques équipements nécessaires pour un ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

### VIII.2. APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est un élément de structure placé à la liaison entre la structure et son support, dont la fonction principale résulte en la transmission des efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

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

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

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

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

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

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

#### VIII.2.2. Evaluation des efforts verticaux appliqués sur les appareils d'appuis

| Combinaisons | Réaction minimale (KN) | Réaction maximale (KN) |
|--------------|------------------------|------------------------|
| G            | 657.24                 | 1027.63                |
| ELU          | 1252.18                | 2113.5                 |
| ELS          | 1027.34                | 1647.07                |

**Tableau VIII.1 : Evaluation des réactions R(KN) pour un seul appareil d'appui d'une poutre.**

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

On utilise les appareils d'appui du type B, ils comportent  $n+1$  frettes métalliques et  $n$  feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet  $e = \frac{t_i}{2}$

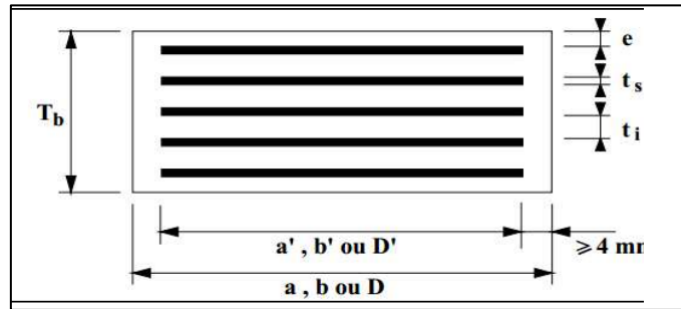


Figure VIII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Avec :

$a$  ( $a'$ ) : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

$b$  ( $b'$ ) : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ( $a \leq b$ ).

$t_i$  : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

$t_s$  : épaisseur d'une frette élémentaire.

$T_b$  : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui,  $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$

$T_e$  : épaisseur nominale totale d'élastomère  $T_e = n t_i + 2e$ .

$T_q$  : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement ;  $T_e = n t_i + 2e$ .

$n$  : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

$e$  : enrobage.

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

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

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

$R_{max}$  : Réaction d'appui à ELU

$$R_{max} = 2.11 MPa$$

$$a \times b \geq 1056.5 cm^2 \quad \text{Donc on prend} \begin{cases} a = 350 mm \\ b = 350 mm \end{cases}$$

$$a \times b = 122500 mm^2 = 1225 cm^2$$

### VIII.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non flambement :

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

Sachant que : « a » est le grand côté de l'élastomère ; a = 350 mm

Donc :  $35 \leq T \leq 70 \text{ mm}$

### VIII.2.3.3. Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes :  $\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$

Avec :

G : module d'élasticité statique ; G = 0.90 MPa

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

On a :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{2.113}{350 \times 350} \times 10^6 = 17.25 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = \frac{350 \times 350}{2 \times 0.90 \times (350+350)} = 9.72$$

Donc :

$$t_s > \frac{350}{9.72} \times \frac{17.25}{235} = 2.64 \text{ mm} > 2 \text{ mm} \quad \text{Vérifié}$$

On prend :

|                                        |    |    |
|----------------------------------------|----|----|
| Feuillets d'élastomère : $t_i$         | 10 | mm |
| Frettes métalliques de : $t_s$         | 3  | mm |
| Enrobage des chants :                  | 4  | mm |
| Enrobage extérieur : (min) haut et bas | 5  | mm |
| Nombre d'élastomère:                   | 4  | /  |
| T                                      | 50 | mm |
| Tb                                     | 65 | mm |

Tableau VIII.2 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui.

### VIII.2.3.4. Evaluation des raideurs dynamiques des appuis

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

$$K_{AA} = n \times G \times \frac{a \times b}{T}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONTS

Et

$$K_{Pile} = nf \times \frac{3EI}{h^3}$$

D'où :

$$K_{Pile} = nf \times \frac{1}{\frac{1}{K_{Pile}} + \frac{1}{K_{AA}}}$$

| Piles | H <sub>moy</sub><br>(m) | D<br>(m) | I<br>(m <sup>4</sup> ) | n Fût | k <sub>Fût</sub><br>(MN/m) |
|-------|-------------------------|----------|------------------------|-------|----------------------------|
| P1    | 11,22                   | 2        | 0,79                   | 3     | 179,98                     |
| P2    | 12,32                   | 2        | 0,79                   | 3     | 135,94                     |
| P3    | 12,95                   | 2        | 0,79                   | 3     | 117,05                     |
| P4    | 14,96                   | 2        | 0,79                   | 3     | 75,93                      |
| P5    | 14,69                   | 2        | 0,79                   | 3     | 80,19                      |
| P6    | 12,03                   | 2        | 0,79                   | 3     | 146,01                     |
| P7    | 9,98                    | 2        | 0,79                   | 3     | 255,74                     |
| P8    | 9,02                    | 2        | 0,79                   | 3     | 346,40                     |

**Tableau VIII.3 : Evaluation des raideurs longitudinales dynamiques des piles**

| Piles | k <sub>Fût</sub><br>(MN/m) | k <sub>Ap-d'appui</sub><br>(MN/m) | n <sub>A-Apps</sub> | K <sub>appuis</sub><br>(MN/m) |
|-------|----------------------------|-----------------------------------|---------------------|-------------------------------|
| P1    | 179,98                     | 2,94                              | 18                  | 40,90                         |
| P2    | 135,94                     | 2,94                              | 18                  | 38,09                         |
| P3    | 119,81                     | 2,94                              | 18                  | 36,71                         |
| P4    | 75,93                      | 2,94                              | 18                  | 31,18                         |
| P5    | 80,19                      | 2,94                              | 18                  | 31,88                         |
| P6    | 146,01                     | 2,94                              | 18                  | 38,84                         |
| P7    | 255,74                     | 2,94                              | 18                  | 43,85                         |
| P8    | 346,40                     | 2,94                              | 18                  | 45,91                         |

**Tableau VIII.4 : Evaluation des raideurs longitudinales dynamiques des appuis**

| Culées | k <sub>Ap-d'appui</sub><br>(MN/m) | n <sub>A-Apps</sub> | K <sub>P</sub><br>(MN/m) |
|--------|-----------------------------------|---------------------|--------------------------|
|        |                                   |                     |                          |
| C1     | 2,94                              | 9                   | 26,46                    |
| C2     | 2,94                              | 9                   | 26,46                    |

**Tableau VIII.5 : Evaluation des raideurs longitudinales dynamiques des culées**

### VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement selon RPOA

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

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

On doit vérifier que  $\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$  Avec :  $\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$

N : Réaction d'appuis à ELS

$$\sigma_m = \frac{2.113}{350 \times 350} = 17.25 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### VIII.2.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier :  $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

Avec :

$\gamma_s$  : le coefficient de sécurité,  $\gamma_s = 3$ .

$P_u$  : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

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

$G = 0,9 \text{ MPa}$

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

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

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

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

| Désignation         | Valeur |
|---------------------|--------|
| S (m)               | 8,75   |
| d (m)               | 0,013  |
| h (m)               | 0,065  |
| B (m <sup>2</sup> ) | 0,12   |
| P <sub>c</sub> (MN) | 6,75   |
| P <sub>u</sub> (MN) | 2,11   |

**Tableau VIII.6 : Les données de calcul du flambement**

Tel que :

$n$  : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.

$G$  : module de cisaillement de l'appareil d'appui ( $G = 1.2 \text{ MPa}$  en cas dynamique).

$a, b, T$  : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur nette d'élastomère.

$nf$  : le nombre de fûts de la pile, égal à 3 pour les piles P01 à P08.

$E$  : le module de déformation instantanée du béton ( $f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow E = 35\,982 \text{ MPa}$ ).

$I$  : inertie longitudinale d'un fût.

$h$  : hauteur du fût de pile.

Donc :

$$3 \times 2.11 = 6.34 \text{ MN} \leq 6.75 \text{ MN} \quad \text{Condition vérifié}$$

### VIII.2.4.3. Condition de non-glissement

On vérifie que :

$$H < f \times N$$

$H$  : Effort horizontal.

$N$  : Effort de compression vertical.

$$f = 0.10 + 0.6/\sigma_m. \quad f = 0.18$$

$$H = 0.154 \text{ MN}$$

$$N = 0.95 \text{ MN}$$

Donc  $H = 0.154 < 0.17$  Condition vérifiée.

## VIII.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armé ou précontraint, réalisé en tête des piles ou des culées, servant de support direct aux appareils d'appui. Il a pour fonction principale d'assurer la transmission et la répartition homogène des efforts verticaux et horizontaux du tablier vers l'infrastructure, tout en permettant de compenser les légers dévers du tablier.

Afin de garantir le bon fonctionnement et la durabilité des appareils d'appui, il doit fournir une assise stable, rigide et parfaitement plane, tout en limitant les déformations sous l'effet des charges.

### VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

On choisit les dimensions du dé d'appui selon les recommandations du guide SETRA comme suit :

$$A = b + 200$$

$$B = a + 200$$

$$h \geq \frac{2 B_0}{P_0}$$

Tel que :

$$B_0 = A \times B$$

$$P_0 = 2 (A + B)$$

Application numérique :

Pour les culées et les piles :

$$A = 350 + 200 = 550 \text{ mm}$$

$$B = 350 + 200 = 550 \text{ mm}$$

$$B_0 = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 2 \times (0.55 + 0.55) = 2.2 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{2 \times 0.3025}{2.2} = 0.275 \text{ m} . \text{ On prend } h = 0.3 \text{ m}$$

### VIII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile et la culée

Les sections d'armatures sont déterminées conformément aux recommandations du guide SETRA (P.P.73).

#### ➤ Armatures de chainage :

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe, La section calculée doit reprendre un effort  $N = 25\% N$

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}$$

Tel que :

$N$  : réaction maximale.

$$\sigma_s : \text{contrainte limite des armatures d'acier. } \sigma_s = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

Application numérique :

$$A_c = \frac{0.25 \times 2.11}{434.78} = 12.13 \text{ cm}^2 , \text{ on prend : } 7 \text{ HA16} = 14.07 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Armatures horizontales :

Elles sont disposées pour éviter la propagation de fissures éventuelles. L'ensemble des armatures horizontales placées sous le chinage devra un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s}$$

Application numérique :

$$A_h = \frac{0.125 \times 2.11}{434.78} = 6.07 \text{ cm}^2 , \text{ on prend : } 4 \text{ HA16} = 8.04 \text{ cm}^2$$

### ➤ Frette supérieure :

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% de N.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s}$$

Application numérique :

$$A_s = \frac{0.04 \times 2.11}{434.78} = 1.94 \text{ cm}^2, \text{ on prend : 3 HA10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

### ➤ Frette inférieure :

Ce sont des armatures capables de reprendre 10% de N.

$$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s}$$

Application numérique :

$$A_i = \frac{0.1 \times 2.11}{434.78} = 4.85 \text{ cm}^2, \text{ on prend : 5HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

## VIII.4. JOINTS DE DILATATION

Les dispositifs de dilatation permettent d'assurer la continuité de la circulation au niveau des coupures du tablier. Ces joints sont implantés au minimum aux extrémités des tabliers, indépendamment du type de structure adopté.

Dans le cas des tabliers de grande longueur, des joints intermédiaires sont aménagés afin de limiter l'amplitude des variations de longueur engendrées par la température ainsi que par les effets différés des structures en béton, notamment le retrait et le fluage. Ils contribuent également à diminuer l'intensité des efforts transmis en tête des appuis.

Néanmoins, les joints représentent des points sensibles de l'ouvrage à travers lesquels l'eau peut s'infiltrer dans la structure. Il est donc préférable d'en limiter le nombre en adoptant des structures continues ou partiellement continues. En particulier, pour les ponts à poutres précontraintes par post-tension, les travées sont généralement attelées par groupes de trois ou quatre grâce à la continuité de la dalle de couverture.

D'après l'article 7.5.2 de la norme RPOA 2008 : On dimensionne les joints avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,4W_T + \frac{W_S}{3}$$

Tel que :

$W$  : souffle total du joint.

$W_D$  : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

$W_T$  : souffle thermique.

$W_S$  : souffle sismique.

On a :

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ( $W_S = 10 \text{ cm}$ ).

Le souffle thermique  $W_T = L \times \varepsilon_T$

Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) :  $W_D = L \times (\varepsilon_f + \varepsilon_r)$

Avec :

$\varepsilon_T$  : coefficient de la température.  $\varepsilon_T = \alpha \times \Delta T = 10^{-5} \times 30^\circ = 3 \times 10^{-4}$

$\alpha$  : coefficient de dilatation du béton  $10^{-5}$ .

$\Delta T$  : Différence de température  $\Delta T = +30^\circ\text{C}$ .

$L$  : longueur dilatable (entre les joints de chaussée) égale à  $L = 36 \text{ m}$ .

$\varepsilon_f$  : coefficient de fluage  $\varepsilon_f = \frac{\Delta\sigma_{fl}}{E_p} = \frac{84,98}{195000} = 4.36 \times 10^{-4}$

$\varepsilon_r$  : coefficient de retrait  $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$

On trouve :

$$W_T = 36 \times 3 \times 10^{-4} = 1.08 \text{ cm}$$

$$W_T = 36 \times 10^{-2} \times 3 \times 10^{-4} = 1.08 \text{ cm}$$

$$W_D = 36 \times 10^{-2} \times (4.36 \times 10^{-4} + 3 \times 10^{-4}) = 2.65 \text{ cm}$$

$$W = 2.65 + 0,4 \times 1.08 + \frac{10}{3} = 6.41 \text{ cm}$$

### ➤ Type de joint

Pour un souffle de 64.1mm. D'après FREYSSINET JOINTS POUR OUVRAGES FERROVIAIRES, On choisit le joint sous ballast.

Le joint sous ballast est un dispositif de dilatation utilisé dans les ouvrages ferroviaires de longueur moyenne, dont la longueur dilatable est généralement comprise entre 60 et 100 mètres. Dans ce type d'ouvrage, la variation du souffle entre l'about du tablier et le mur garde-grève reste suffisamment faible pour ne pas nécessiter l'interruption du ballast.

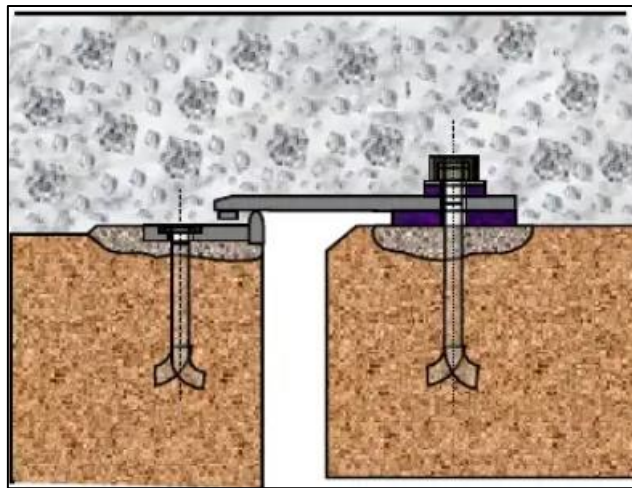
Ce dispositif assure plusieurs fonctions essentielles :

- Il permet les libres mouvements entre les structures ;
- Il évite toute pénétration du ballast dans le vide du joint.

Par ailleurs, le joint sous ballast est conçu de manière à autoriser le vérinage de l'ouvrage sans nécessiter son démontage.

Les mouvements admissibles par le joint sous ballast sont :

- Longitudinaux : 0 à 100 mm.
- Verticaux :  $\pm 10$  mm.



**Figure VIII.2: Joint sous ballast**

### VIII.5. ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages face aux actions sismiques de calcul doit garantir un risque de défaillance suffisamment faible en cas de séisme potentiel.

#### VIII.5.1. CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE RELATIVES À L'ÉTUDE SISMIQUE

Conformément aux prescriptions du **RPOA 2008**, plusieurs classifications essentielles doivent être établies pour définir la situation sismique d'un ouvrage, de la méthode de calcul et des paramètres à adopter. Dans le cas du pont étudié, les caractéristiques sismiques suivantes ont été déterminées :

- Classement du pont : L'ouvrage est classé dans le groupe 1, correspondant à un pont stratégique au regard du risque sismique.
  - Zone sismique : Le pont est situé en zone IIa, caractérisée par une sismicité moyenne.
  - Accélération sismique de référence : Le coefficient d'accélération de zone est  $A = 0.25$ , conformément au **tableau 3.1 de RPOA**.
  - Nature du sol : Le site est classé en catégorie S3, correspondant à un site meuble.
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé) :  $\xi = 5 \%$

#### Masse (RPOA 4.2.2)

Pour le calcul des masses, on doit prendre en compte les valeurs moyennes des charges permanentes de la structures, on considère aussi une part des charges d'exploitation

30% des charges d'exploitations ferroviaires.

#### Raideurs des éléments (RPOA 4.2.3)

Les raideurs à prendre en compte proviennent des trois parties d'ouvrages suivantes :

- Fondations et sol environnant.
- Appuis.
- Appareils d'appuis.

On négligera la souplesse des fondations pour la justification du tablier et des appuis, les appuis peuvent être considérés fixés au sol.

#### Méthode de calcul

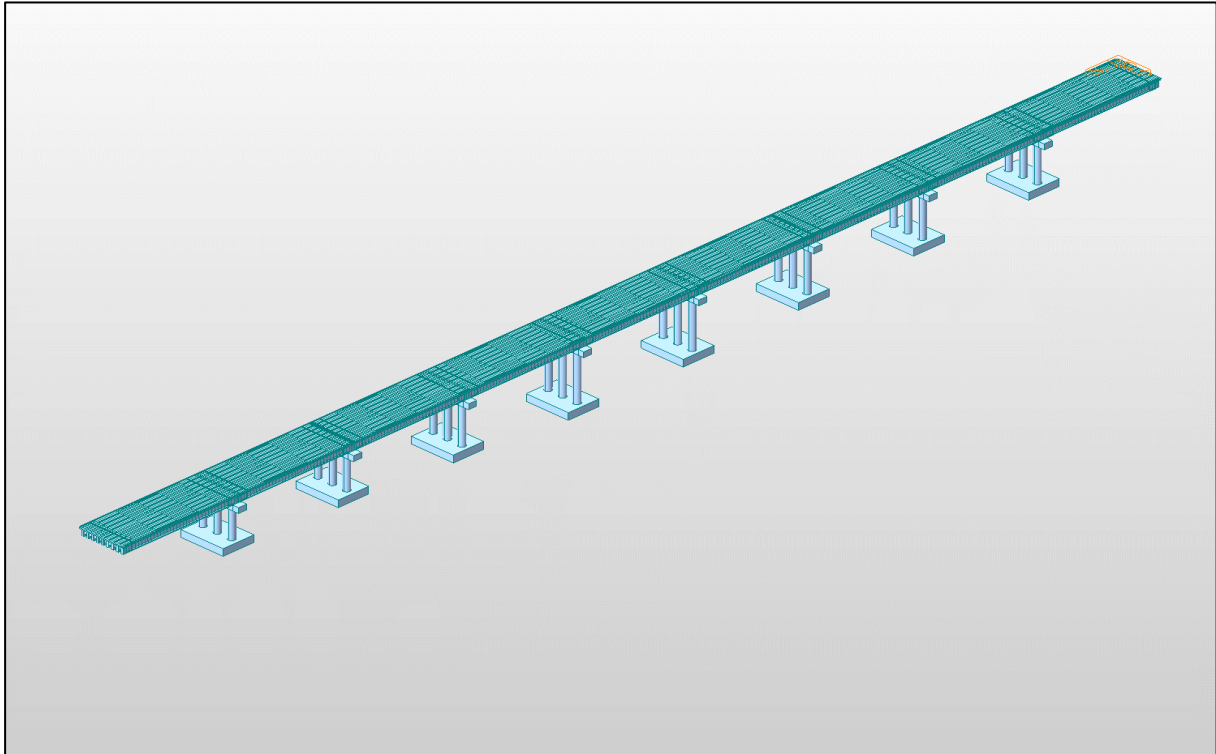
L'analyse sismique d'un pont peut être conduite soit à l'aide de la méthode spectrale monomodale, reposant sur le mode fondamental, soit par la méthode du spectre de réponse, qui correspond à une approche multimodale linéaire.

Cependant, l'application de la méthode monomodale est conditionnée par le respect de plusieurs critères.

Dans le cas présent, l'élancement significatif des piles ainsi que les autres paramètres géométriques ne permettent pas de satisfaire à ces exigences. Ainsi, une analyse sismique multimodale s'avère nécessaire pour une évaluation plus précise du comportement dynamique de la structure.

### VIII.5.2. SPECTRE DE REPONSE

Pour déterminer les modes et les périodes propres, il est nécessaire d'utiliser le logiciel de calcul **MIDAS CIVIL**. Cela implique de modéliser les piles ainsi que les appareils d'appui, puis de procéder à une analyse modale spectrale



**Figure VIII.3 : 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 :

#### VIII.5.2.1. SPECTRE DE REPONSE DE LA COMPOSANTE HORIZONTALE

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

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

## CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONTS

$S_{ae}(T, C)$  : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement  $C$  et à la période  $T$  du mode propre considéré dans la direction considérée.

$A$  : coefficient d'accélération de zone.  $A = 0.25$  (RPOA, tableau 3.1).

$g$  : accélération de la pesanteur  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

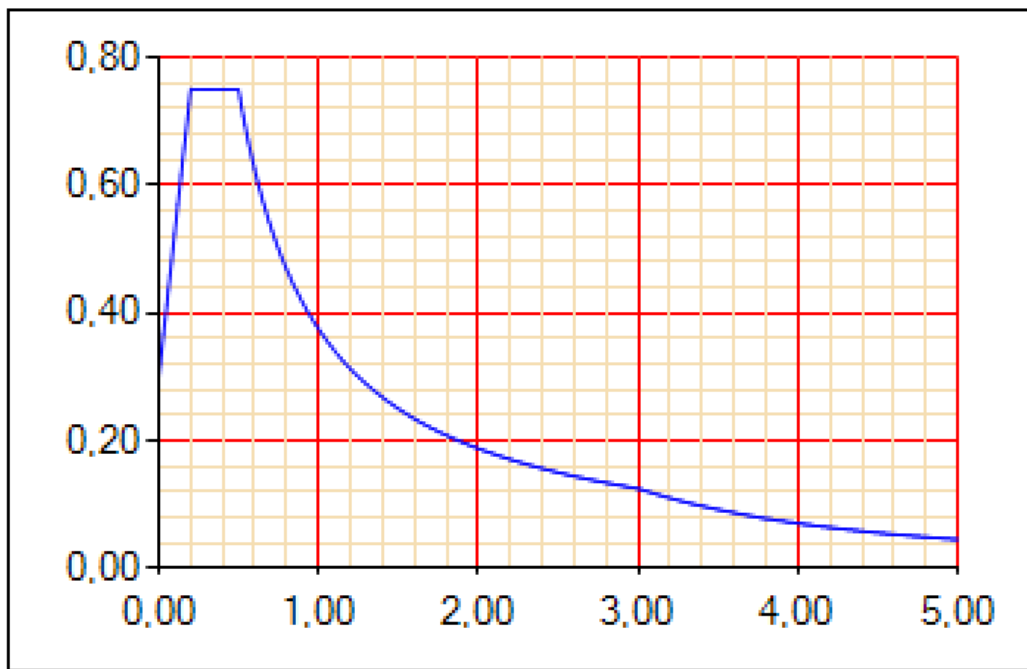
$S$  : coefficient du site  $S = f(S3) = 1.2$  (RPOA, tableau 3.3).

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

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3)

$(T_1, T_2) = f(S2) = (0.20; 0.50)$

$\eta$  : facteur de correction de l'amortissement :  $\eta = 7\sqrt{2 + \xi} = 1$



**Figure VIII.4 : Spectre de réponse  $S_{ae}(T)$  - Composante horizontale.  
(application RPOA 2008)**

### VIII.5.2.2. SPECTRE DE REPONSE DE LA COMPOSANTE VERTICALE

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

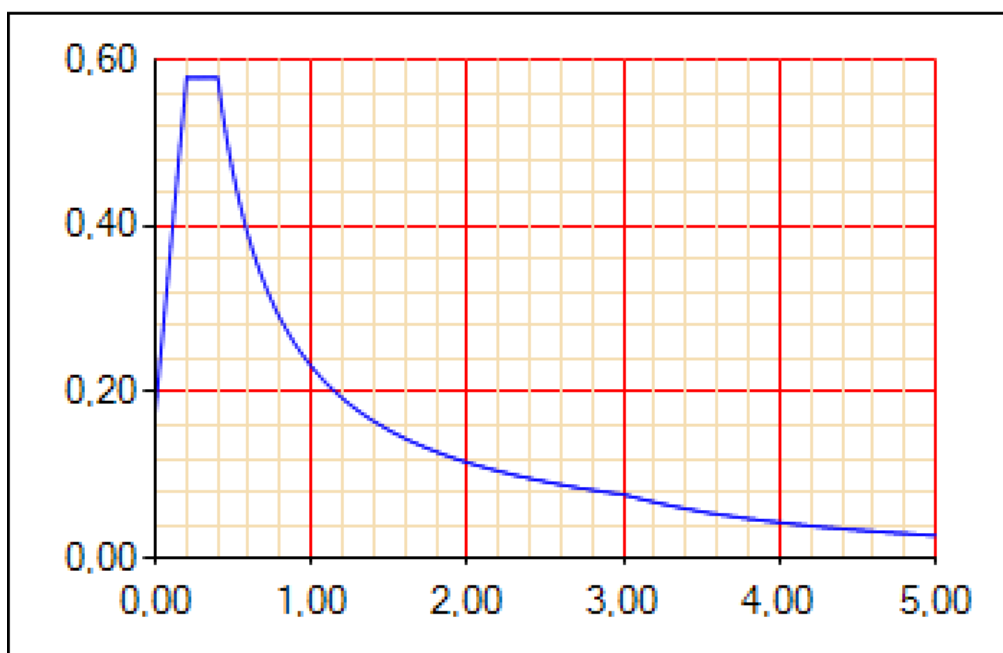
$$S_{ae}^V(T)(m/s^2) = \begin{cases} \alpha Ag \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\alpha Ag\eta \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- $\alpha$  : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

Avec :  $\alpha$  (zone IIa) = 0,7

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

(T1, T2) = f (S2) = (0.20; 0.40) (**RPOA, tableau 3.4**)



**Figure VIII.5 : Spectre de réponse Sae(T) - Composante verticale.**  
(application RPOA 2008)

### VIII.5.3. ANALYSE DYNAMIQUE LINEAIRE-METHODE DU SPECTRE DE REPONSE (RPOA 4.3.2.2)

#### Modes significatifs

| Mode | TRAN-X |        | TRAN-Y |        | TRAN-Z |        |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|      | MASS   | SUM(%) | MASS   | SUM(%) | MASS   | SUM(%) |
| 1    | 9.96   | 9.96   | 0.00   | 0.00   | 0.00   | 0.00   |
| 2    | 11.95  | 21.91  | 0.00   | 0.00   | 0.00   | 0.00   |
| 3    | 11.74  | 33.65  | 0.00   | 0.00   | 0.00   | 0.00   |
| 4    | 11.15  | 44.80  | 0.00   | 0.00   | 0.00   | 0.01   |

## CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONTS

|     |       |       |       |       |       |       |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 5   | 10.97 | 55.77 | 0.00  | 0.00  | 0.00  | 0.01  |
| 6   | 11.51 | 67.28 | 0.00  | 0.00  | 0.01  | 0.02  |
| 7   | 11.41 | 78.69 | 0.00  | 0.00  | 0.01  | 0.03  |
| 8   | 11.18 | 89.88 | 0.00  | 0.00  | 0.02  | 0.05  |
| 9   | 0.00  | 89.88 | 37.35 | 37.35 | 0.00  | 0.05  |
| 10  | 0.00  | 89.88 | 3.12  | 40.47 | 0.00  | 0.05  |
| 11  | 0.00  | 89.88 | 20.50 | 60.97 | 0.00  | 0.05  |
| 12  | 0.00  | 89.88 | 0.14  | 61.11 | 0.00  | 0.05  |
| 13  | 0.00  | 89.88 | 14.39 | 75.50 | 0.00  | 0.05  |
| 14  | 0.00  | 89.88 | 2.33  | 77.83 | 0.00  | 0.05  |
| 15  | 0.00  | 89.88 | 10.92 | 88.75 | 0.00  | 0.05  |
| 16  | 0.53  | 90.41 | 0.00  | 88.75 | 10.52 | 10.57 |
| 17  | 0.02  | 90.42 | 0.00  | 88.75 | 29.98 | 40.55 |
| ... |       |       |       |       |       |       |
| 22  | 0.02  | 90.57 | 0.00  | 88.75 | 0.37  | 62.18 |
| 23  | 0.01  | 90.58 | 0.00  | 88.75 | 0.89  | 63.07 |
| 24  | 0.05  | 90.63 | 0.00  | 88.75 | 0.68  | 63.75 |
| 25  | 0.00  | 90.63 | 1.51  | 90.26 | 0.00  | 63.75 |

**Tableau VIII.7 : Modes propres**

### VIII.5.3.1. Combinaison des réponses nodales

Chaque mode propre de la structure vibre de façon indépendante (dans l'hypothèse linéaire), avec sa propre période et forme modale. Mais dans la réalité, Lors d'un séisme, tous les modes sont excités en même temps,

Donc on ne peut pas juste additionner directement les réponses modales. Il faut utiliser une méthode statistique pour combiner leurs effets.

Dans une direction donnée, les sollicitations  $E_i$  (efforts, déplacements, contraintes...), obtenues pour chaque mode propre, sont combinées à l'aide de la méthode de la Combinaison Quadratique Complète (CQC).

Cette méthode, utilisée pour tenir compte de l'interaction entre modes proches, est automatiquement intégrée dans le logiciel de calcul.

$$E = \sqrt{\sum \sum E_{irij} E_j}$$

$r_{ij}$  : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes  $i$  et  $j$ .

### VIII.5.3.2. Combinaison des composantes de l'action sismiques (RPOA 4.3.2.5)

Lorsqu'on analyse la réponse d'une structure au séisme, on la calcule séparément pour chaque direction (X, Y, Z). Mais en réalité, le séisme agit dans toutes les directions en même temps.

Donc, il faut combiner les effets sismiques obtenus dans chaque direction pour estimer la réponse globale de la structure (efforts, déplacements, contraintes...).

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

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

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

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

# **CHAPITRE IX : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE**

### IX.1. INTRODUCTION

L'infrastructure d'un pont constitue un élément fondamental de l'ouvrage, puisqu'elle assure la transmission des efforts provenant de la superstructure vers le sol par l'intermédiaire des fondations. Elle regroupe principalement les piles et les culées, dont le rôle est de garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'ensemble de la structure.

Ce chapitre porte sur l'étude et le dimensionnement des éléments de l'infrastructure du pont ferroviaire étudié. L'analyse comprend l'évaluation des efforts sollicitant les piles et les culées sous l'effet des charges permanentes, des charges d'exploitation ferroviaire, des efforts de freinage ainsi que des actions climatiques et des mouvements du terrain. L'étude concerne également la vérification aux états limites ainsi que la détermination du ferrailage nécessaire afin d'assurer la résistance et le bon comportement de ces éléments structuraux.

### IX.2. ETUDE DE LA PILE

La pile est un élément vertical de l'infrastructure assurant un appui intermédiaire entre les culées. Elle permet de transmettre les charges de la superstructure vers le sol à travers les fondations, contribuant ainsi à la résistance globale du pont. Une pile se compose généralement de trois parties principales :

- Le chapeau ou cheville, qui reçoit directement le tablier
- Le fût ou corps de pile, qui constitue l'élément porteur vertical
- La fondation, qui assure l'ancrage de la pile dans le sol.

#### IX.2.1. Conception de la pile

Pour notre ouvrage, nous avons opté pour des piles (des futs) , surmontées d'un cheville

| Pile | Point kilométrique | Hauteur totale<br>(Pile + cheville) |
|------|--------------------|-------------------------------------|
| P1   | PK 12+536          | 12.92                               |
| P2   | PK 12+572          | 14.02                               |
| P3   | PK 12+608          | 14.65                               |
| P4   | PK 12+644          | 16.66                               |
| P5   | PK 12+680          | 16.39                               |
| P6   | PK 12+716          | 13.73                               |
| P7   | PK 12+752          | 11.68                               |
| P8   | PK 12+788          | 10.72                               |

**Tableau IX.1 : Implantation et hauteurs des piles**

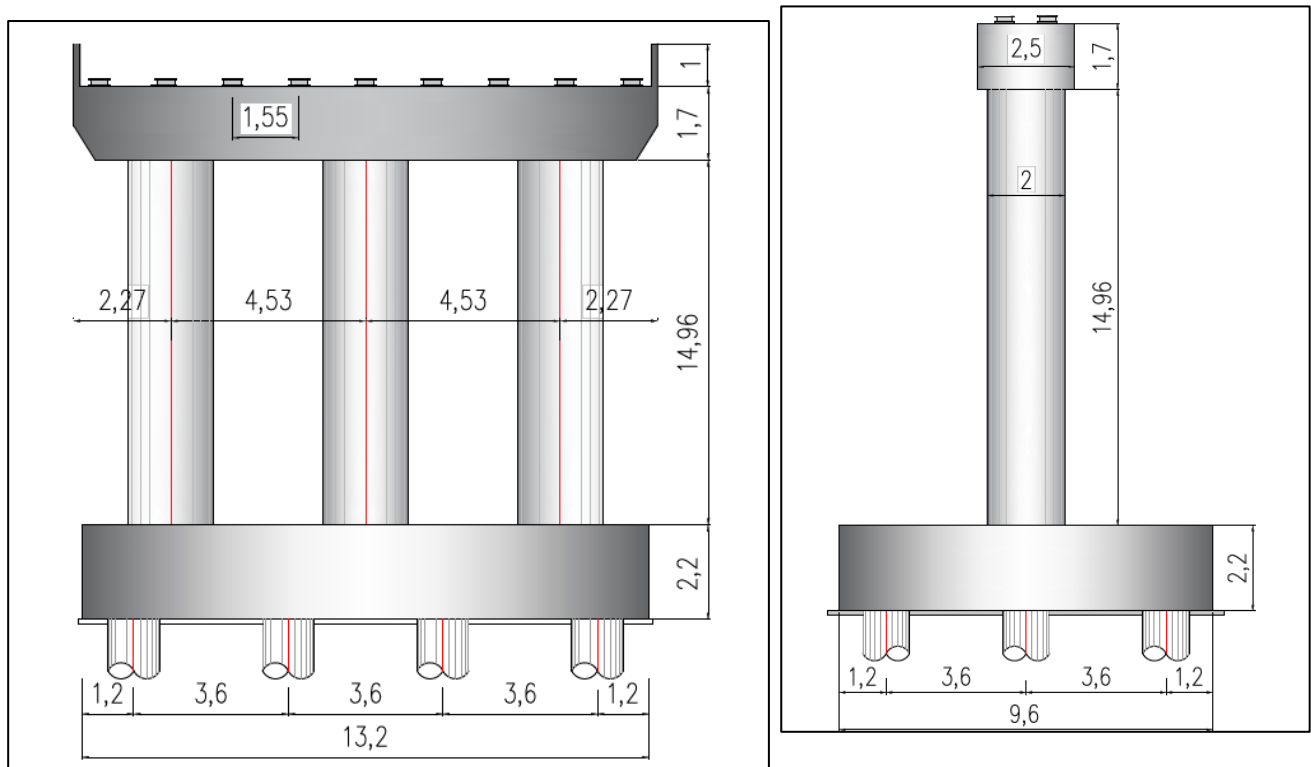


Figure IX.1: Dimensions de la pile

### IX.2.2. Vérification vis-à-vis du flambement

L'élancement  $\lambda$  doit être inférieur ou égal à 70 afin de satisfaire la vérification au flambement. Il est défini par la relation :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 70$$

$L_f$  : est la longueur de flambement de la pile la plus haute, déterminée par la formule :

$$L_f = 0,7 L_0$$

- $L_0$  est la hauteur du fût
- $i$  est le rayon de giration de la section.  $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}} = i_y$
- $I_x$  : Moment d'inertie  $I_x = \frac{\pi \times D^4}{64}$

| Appuis      | Pile 04 |
|-------------|---------|
| $L_f(m)$    | 10.472  |
| $i_y(m)$    | 0.5     |
| $i_x(m)$    | 0.5     |
| $\lambda_x$ | 59.84   |
| $\lambda_y$ | 20.94   |

Tableau 0-2 : implantation et hauteurs des piles

Donc :

$$\lambda_x = 59.84 < 70$$

$$\lambda_y = 20.94 < 70 \quad \text{Vérifiée, Pas de risque de flambement.}$$

### IX.2.3. Evaluation des charges

La pile est soumise à des sollicitations provenant des charges permanentes, des charges permanentes complémentaires (CCP) et des charges d'exploitation, se traduisant par des efforts verticaux, des efforts horizontaux ainsi que des moments fléchissants. Elle est modélisée comme une console encastrée à sa base afin de représenter son comportement structurel. L'étude portera sur la pile la plus haute de l'ouvrage, considérée comme le cas le plus défavorable pour le dimensionnement. Son analyse vise à assurer la sécurité, la stabilité et la durabilité du pont ferroviaire.

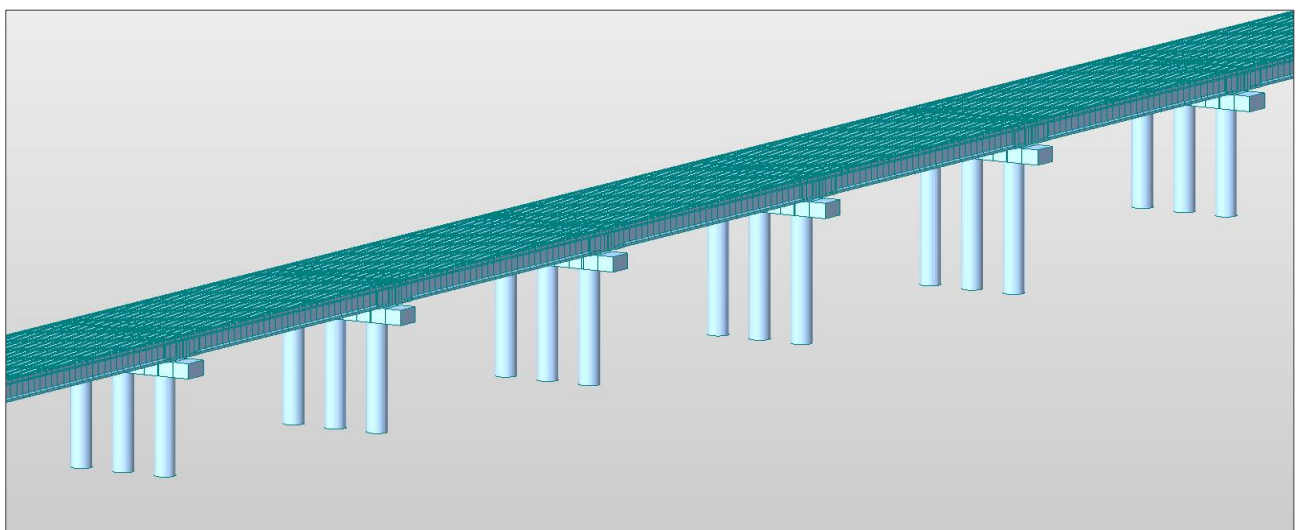


Figure IX.22 : Modélisation du tablier + pile

| Evaluation des efforts                    |              |       |          |
|-------------------------------------------|--------------|-------|----------|
| Efforts verticaux<br>(KN)                 | Tablier      |       | 54446.6  |
|                                           | Chevêtre     |       | 106.25   |
|                                           | Futs         |       | 18282.5  |
|                                           | LM 71        |       | 5631.16  |
|                                           | SW/2         |       | 3152.38  |
| Efforts horizontaux<br>longitudinaux (KN) | Freinage     | LM 71 | 720      |
|                                           |              | SW/2  | 1260     |
|                                           | Accélération | LM 71 | 1330     |
|                                           |              | SW/2  | 1000     |
| Moments<br>horizontaux<br>(KN.m)          | Freinage     | LM 71 | 15953.62 |
|                                           |              | SW/2  | 20991.6  |
|                                           | Accélération | LM 71 | 22157.8  |
|                                           |              | SW/2  | 16660    |

**Tableau IX.2 : Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.**

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre V, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU, à l'ELS.

| Cas | Combinaisons                                             | $R_{Hx}$ (Kn) | $R_{Hy}$ (Kn) | $F_V$ (Kn) | $M_{Hy}$ (Kn.m) | $M_{Hz}$ (Kn.m) |
|-----|----------------------------------------------------------|---------------|---------------|------------|-----------------|-----------------|
| ELS | G + SW/2 +<br>SW/2 + Fr + 0.5<br>L + 0.6 T               |               |               | 15338,09   | 11250,67        | 3528,13         |
| ELU | 1.35 G + 1.2<br>SW/2 + 1.45<br>UIC71 +1.45 Fr<br>+ L + T | 316.84        | 52.88         | 22478,07   | 15549,18        | 4824,06         |
| ELA |                                                          | 1 844.86      | 786.53        | 16221,09   | 21784,80        | 6923,16         |

**Tableau IX.2: Combinaison des efforts**

IX.2.4. Ferrailage de la pile

| Armatures      | Effort max       | ELU      | ELS      | ELA      | As (cm <sup>2</sup> ) | n  | Ø  | e (cm) |
|----------------|------------------|----------|----------|----------|-----------------------|----|----|--------|
| Longitudinales | $F_V$ (Kn)       | 22478,07 | 15338,09 | 16221,09 | As=379.2              | 49 | 32 | 11.8   |
|                | $M_{Hy}$ (Kn. m) | 15549,18 | 11250,67 | 21784,80 |                       |    |    |        |
|                | $M_{Hz}$ (Kn. m) | 4824,06  | 3528,13  | 6923,16  |                       |    |    |        |
| Transversales  | $R_{Hx}$ (Kn)    | 316.84   |          | 1 844.86 | 4.02                  | -  | 16 | 25     |

Tableau IX.2: Résultats de ferrailage de la pile

➤ selon RPOA le pourcentage minimum est de:

**Hors zone de recouvrement**

Le pourcentage géométrique  $\rho_g$  doit être compris dans les limites de :

$$0,5\% \leq \rho_g < 3\%$$

On a  $\rho = 1.21\%$

**Zone de recouvrement**

Dans les zones de recouvrement le rapport  $\rho_g$  doit être inférieur ou égal à 6%.

On a  $\rho = 2.42\%$

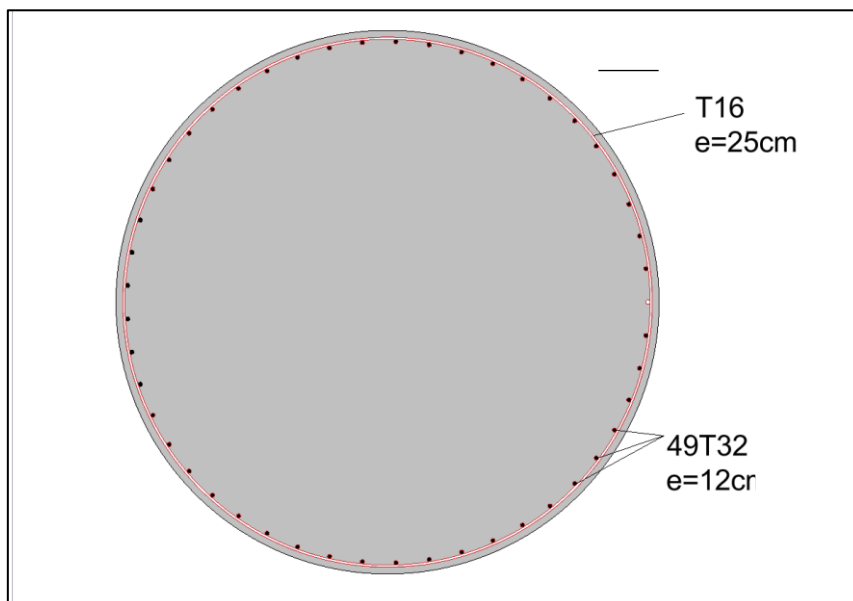
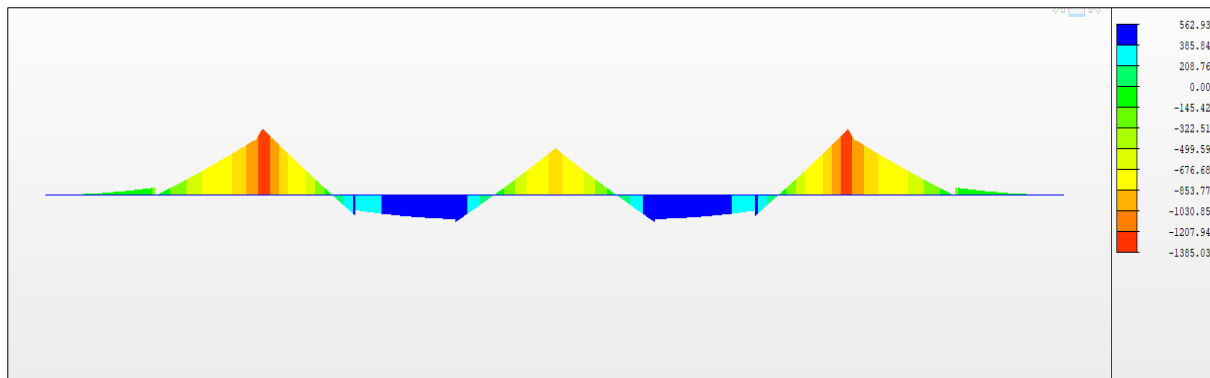


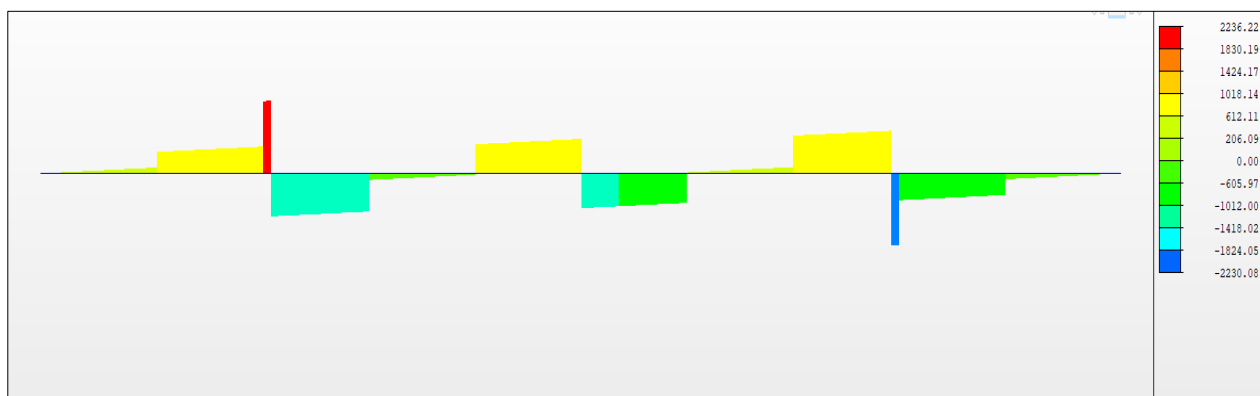
Figure IX.2: Ferrailage d'un fut

### IX.2.5. Ferrailage du chevrete

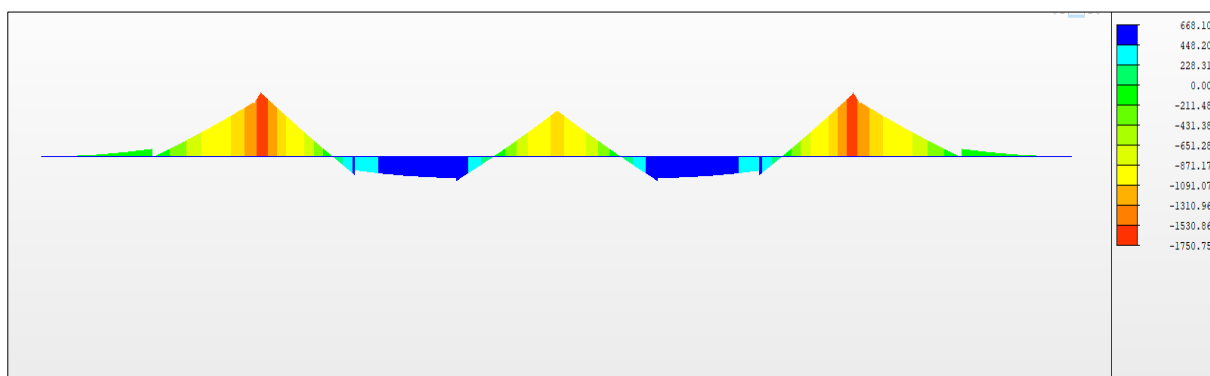
La modélisation du chevrete avec le logiciel Midas à donné les résultats suivants:



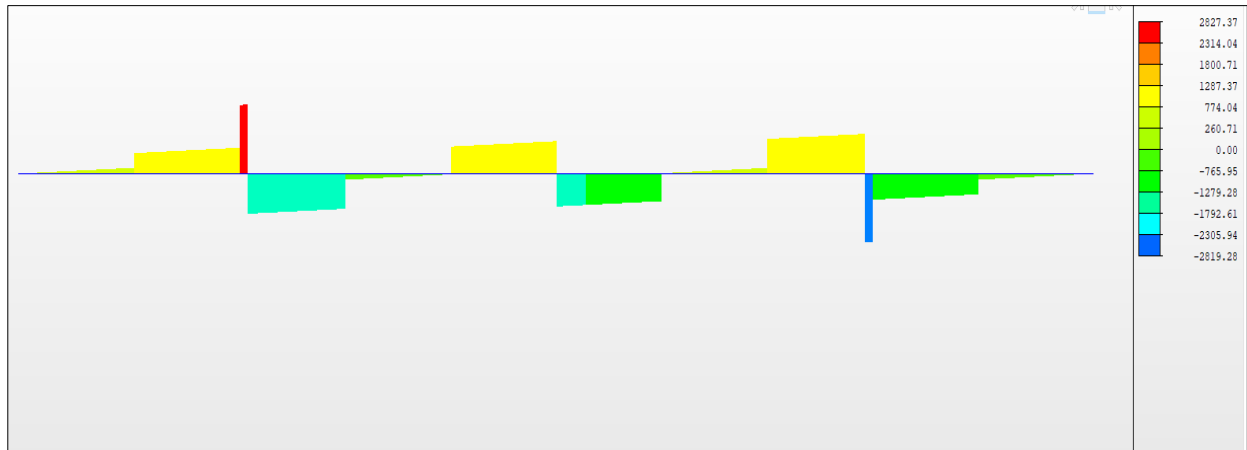
**Figure IX.2 : Moment à l'ELS (G + UIC 71+ SW/2 + Fr + 0.5 L + 0.6 T)**



**Figure IX.2 : Effort tranchant à l'ELS (G + UIC 71+ SW/2 + Fr + 0.5 L + 0.6 T)**



**Figure IX.2: Moment à l'ELU (1.35 G + 1.2 SW/2 + 1.45 UIC71 +1.45 Fr + L + T)**



**Figure IX.2 : Effort tranchant a l'ELU (1.35 G + 1.2 SW/2 + 1.45 UIC71 + 1.45 Fr + L + T)**

| Armatures      |                  | Effort max            | ELU     | ELS     | As (cm <sup>2</sup> ) | n | Ø  | e (cm) |
|----------------|------------------|-----------------------|---------|---------|-----------------------|---|----|--------|
| Longitudinales | Nappe supérieure | Moment max (Kn.m)     | 1750    | 1385.03 | 36.3                  | 8 | 25 | 12.5   |
|                | Nappe inférieure | Moment max (Kn.m)     | 668.10  | 562.93  | 17.5                  | 6 | 20 | 17.5   |
| Transversales  |                  | Effort tranchant (Kn) | 2827.37 | 2236.22 | 3.1                   | - | 14 | 15     |

**Tableau IX.2: Ferrailage du chevêtre**

$$\rho = 0.14\%$$

## ➤ Dimensionnement à la torsion :

Le moment de torsion au niveau du chevêtre est engendré par l'application de charges excentrées par rapport au plan de symétrie durant les phases de construction et de service. Le calcul est effectué en considérant une section rectangulaire de hauteur égale à celle du chevêtre et de largeur limitée par :

$$\begin{cases} L_t = L_c & \text{si } L_c \leq \emptyset + H_c \\ L_t = \emptyset + H_c & \text{si } L_c > \emptyset + H_c \end{cases}$$

La contrainte tangente de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Avec :

C : Moment de torsion maximal par mètre linéaire,  $C = R \times e$

e : entraxe entre l'axe du chevet et l'axe de l'appui des poutres

$\Omega$  : Aire de la torsion.  $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

$b_n$  : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente,  $b_n = \frac{H_c}{6}$  .

La section de ferrailage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega} ; C = \max(C_1 ; C_2)$$

$C_1$  : moment de torsion en phase de construction.

$C_2$  : moment de torsion en service.

P : périmètre du chevet.

$\bar{\sigma}_a$  : Contrainte admissible de l'acier ;  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e$

**Application numérique :**

On a :  $H_c = 1.7 \text{ m}$  ;  $L_c = 2.5 \text{ m}$  ;  $\emptyset = 2.00 \text{ m}$  .

$\emptyset + H_c = 3.7 \text{ m} \geq L_c$  , Alors  $L_t = L_c = 2.5 \text{ m}$

Donc :  $b_n = 0.28 \text{ m}$

$P = 7.83 \text{ m}$

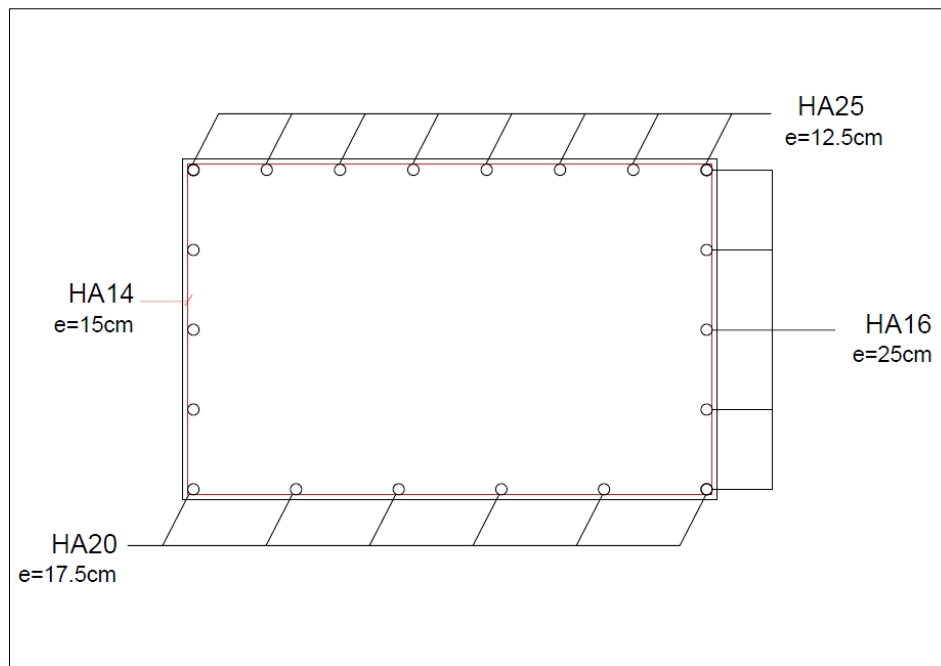
$\Omega = 3.14 \text{ m}$

$\bar{\sigma}_a = 333.33 \text{ MPa}$

$e = 0.575 \text{ m}$

$C = P_g * e = 298.13 \times 0.575 = 171.42 \text{ KN.m/ml}$

D'où :  $A_s = 6.41 \text{ cm}^2$  , soit : 5HA16 avec un espacement  $e = 25 \text{ cm}$



**Figure IX.2 : Ferrailage du chevêtre**

### IX.3. ETUDE DE FONDATION

Les rapports géologique et géotechnique préconisent, pour les appuis de l'ouvrage, des fondations profondes constituées de pieux forés de diamètre  $\Phi=1,2$  m et de portance admissible  $Q_{adm}$ . En conséquence, une fondation mixte, associant ces pieux à une semelle de liaison, a été retenue."

#### IX.3.1. . Etude de la semelle

La semelle sur pieux assure le transfert des charges structurales, notamment les efforts axiaux et les moments, vers le sol par l'intermédiaire des pieux. Afin de permettre une transmission efficace des moments, les pieux, particulièrement lorsqu'ils sont forés, doivent être mécaniquement encastres dans la semelle.

##### IX.3.1.1. Les dimensions de la semelle

| Position                  | Pile 4 |
|---------------------------|--------|
| La largeur ( <i>m</i> )   | 9.6    |
| La longueur ( <i>m</i> )  | 13.2   |
| La hauteur ( <i>m</i> )   | 2.2    |
| Nombre des files de pieux | 3      |

**Tableau IX.3 : Caractéristique de la semelle**

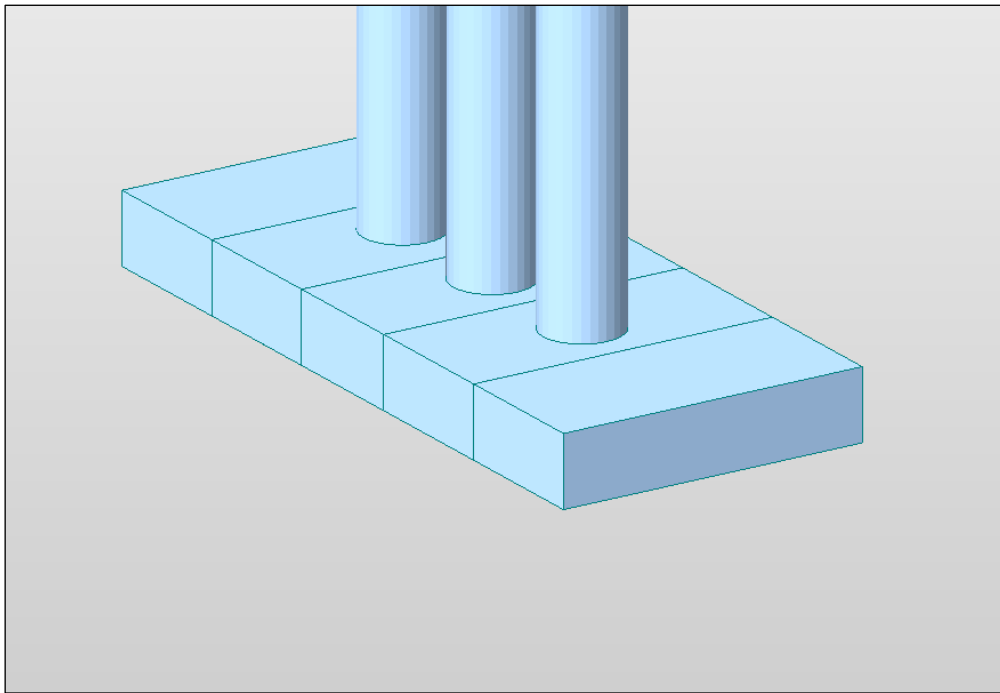


Figure IX.3 : Modélisation de la semelle sous pile

### IX.3.1.2. Ferrailage de la semelle

On applique la méthode des bielles qui est valable si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

Tel que:

H: Hauteur de la semelle .

L: entraxe entre deux files de pieux, L = 3.6m

b: Diamètre du fut, b = 2 m.

h: hauteur utile de la semelle, h = H - 0.1 = 2.10 m

On a:

$$\tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 58.27^\circ$$

$$h = 2.1 \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.3$$

On remarque que les conditions sont vérifiées. Donc la méthode des bielles est applicable.

$$A_s = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec :

$$N_{max-ELS} = 5.16 MN$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e = 333.33 MPa$$

$$D'où : A_s = 95.82 cm^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale a :  $h + \varnothing_{pieux} = 2.1 + 1.2 = 3.3m$ .

### Armatures transversales inférieure

$$A_{inf}^t = \frac{A_s}{3.3} = 29.03 cm^2 . \text{ On dispose 7HA32 avec un espacement de 15 cm}$$

### Armatures transversales supérieures

$$A_{sup}^t = \frac{A_s}{3} = 31.94 cm^2 . \text{ On dispose 8HA25 avec un espacement de 15cm}$$

### Armatures longitudinales inférieures :

$$A_{inf}^l = \frac{A_s}{2} = 47.91 cm^2 . \text{ On dispose 7HA32 avec un espacement de 15 cm}$$

### Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{sup}^l = \frac{A_s}{4} = 23.95 cm^2 . \text{ On dispose 9HA25 avec un espacement de 15 cm}$$

### Armatures latérales

$$A = \frac{A_s}{10} = 9.58 cm^2 . \text{ On dispose 8HA14 avec un espacement de 12.5 cm}$$

➤ On a selon RPOA le pourcentage minimum est de :

$$0,15 \% < \rho_g < 1.5 \% \text{ en zones I et IIa}$$

$$\rho = 0.6\%$$

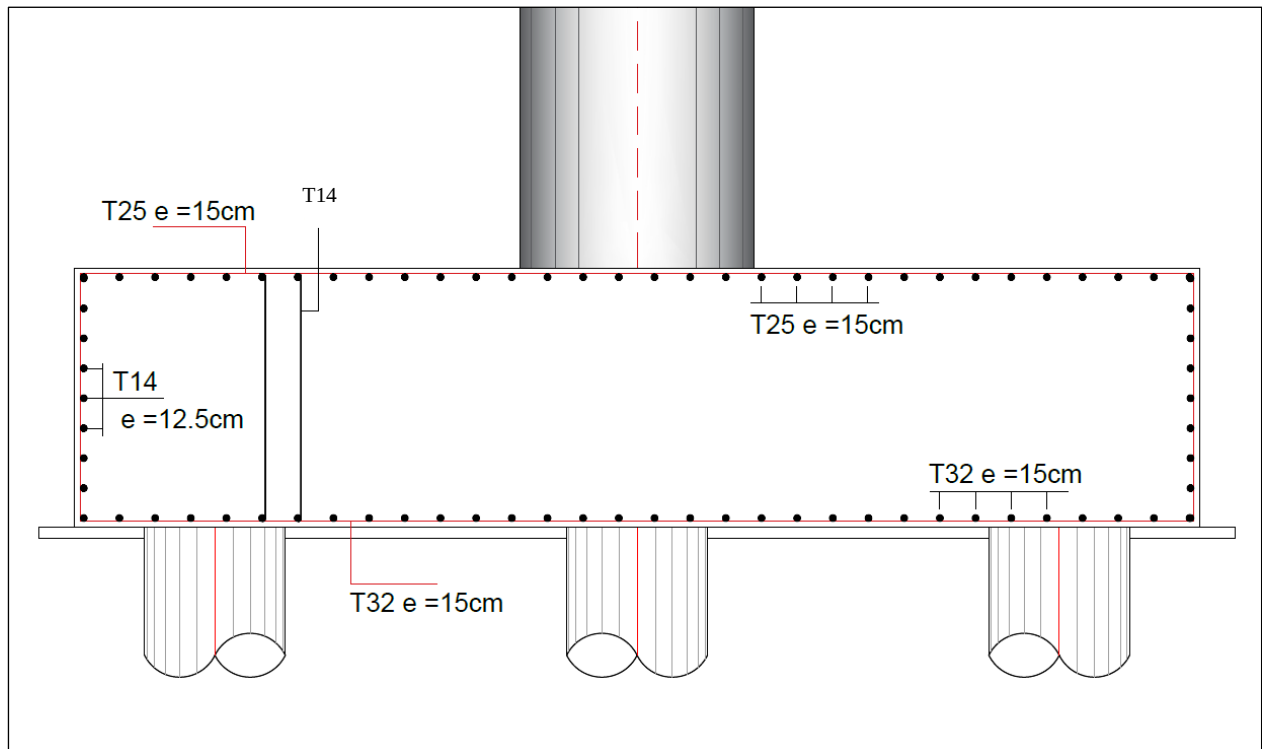


Figure IX.3 : Ferrailage de la semelle

### IX.3.2. Etude des pieux

#### IX.3.2.1. Nombre des pieux

$$n = \frac{N_{max}}{Q_{adm}}$$

Tel que:

$N_{max}$  : l'effort normal transmis par la semelle à ELS « Avec le poids propre de la semelle ».

$Q_{adm}$  : la capacité portante de pieux donnée par le rapport géotechnique à l'ELS.

Le nombre des pieux de la semelle sous Pile 4 est :

$$N_{max} = 32307,75KN$$

$$Q_{adm} = 5600 KN$$

On prend  $n = 12$  Pieux

## IX.3.2.2. Actions sur les pieux

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en différents points, ce moment est déterminé par la méthode WARNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle. Le moment en fonction de la profondeur est calculé par la formule :

Avec:

- $\bar{M}$ : Moment en tête du pieu.  $\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$
- $\bar{P}$ : Effort tranchant maximale en tête de pieu.
- $\chi_{\theta p}, \chi_{\theta M}$  : Données par les abaques de WARNER en fonction de  $\lambda \times L$ .
- L: Profondeur du pieu, L = 20 m.
- $\lambda$ : Coefficient d'amortissement  $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times C_u}{4EI}}$
- Cu: module de réaction du sol, Cu = 30 MN/m<sup>3</sup>
- b: diamètre des pieux b = 1.2m.
- E: module d'élasticité du béton, E = 35982 MPa.
- I: moment d'inertie du pieu, I = 0,101 m<sup>4</sup>

On aura donc:  $\lambda = 0.223$ , d'où :  $\lambda \times L = 4.46$

À partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs de  $\chi_{\theta p}, \chi_{\theta M}$ :

| $\lambda \times L$ | 1    | 1,5  | 2    | 3    | 4    | 6    |
|--------------------|------|------|------|------|------|------|
| $\chi_{\theta p}$  | 4,03 | 1,96 | 1,35 | 1,16 | 1,26 | 1,45 |
| $\chi_{\theta M}$  | 6,76 | 2,55 | 1,62 | 1,48 | 1,54 | 1,65 |

**Tableau IX.3:Tableau de WARNER**

Par interpolation, on trouve pour  $\lambda \times L = 4.46$

$$\begin{cases} \chi_{\theta p} = 1.3 \\ \chi_{\theta M} = 1.57 \end{cases}$$

|     | $\bar{M}$ ( KN. m ) | Ncorr   | V      |
|-----|---------------------|---------|--------|
| ELU | 620.15              | 1104.67 | 174.00 |
| ELS | 511.8               | 705.03  | 130.40 |

**Tableau IX.3: Résultats des efforts tranchants et moments fléchissants**

### IX.3.2.3. Ferrailage des pieux (RPOA 2008 )

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent dans l'Annexe.

$$A_{s.min} = 0.5\%B \text{ (selon RPOA)}$$

$$A_{s.min} = 113.10 \text{ cm}^2$$

Donc: On prend 24HA 25 avec espacement 15 cm

#### Armature transversale :

On prendra des cercles de HA16 avec un espacement de 30 cm dans la zone courante et 10 cm dans le zone critique.

- On a selon RPOA le pourcentage minimum est de :

$$0,15 \% < \rho_g < 1.5 \% \text{ en zones I et IIa}$$

$$\rho = 1\%$$

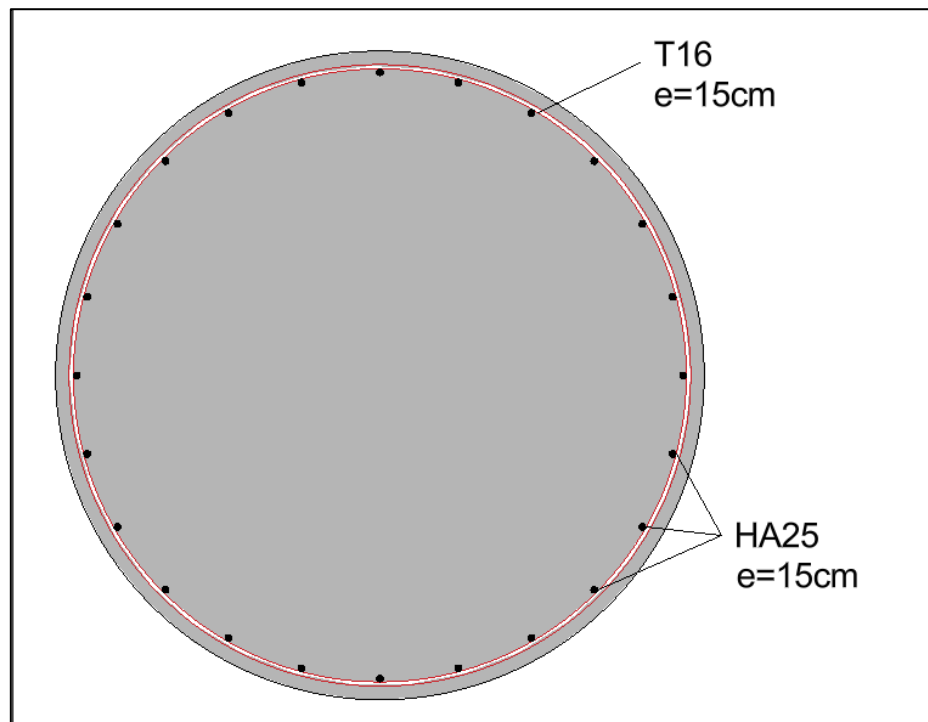


Figure IX.3: Ferrailage du pieu

## IX.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons réalisé l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage, en portant une attention particulière à la pile, élément essentiel assurant la transmission des charges du tablier vers le sol de fondation. Cette étude a concerné l'ensemble des composants de la pile, à savoir le chevrete, le fût, la semelle et les pieux.

Le dimensionnement de ces différents éléments a été effectué en tenant compte des diverses combinaisons de charges et des sollicitations appliquées, afin de garantir leur résistance, leur stabilité et le bon comportement de la structure. Le ferrailage de l'ensemble de ces éléments a été réalisé conformément aux exigences de calcul, assurant ainsi leur bonne tenue structurale et leur efficacité mécanique. Ces dispositions contribuent également à la sécurité globale du pont ainsi qu'à sa durabilité et sa pérennité dans le temps.

## **CHAPITRE X : ETUDE DE LA CULEE**

### X.1. INTRODUCTION

La culée constitue un élément fondamental dans l'ensemble de la structure du pont. Située à l'extrémité de l'ouvrage, elle sert d'appui extrême au tablier tout en assurant la liaison entre le pont, le remblai et le terrain environnant. Son rôle principal est de garantir la continuité entre les voies d'accès et la voie portée par le pont, tout en retenant les terres du remblai.

### X.2. CONCEPTION DE LA CULEE

Il existe principalement deux types de culées :

- Culées enterrées : sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses : sous forme d'une boîte renversée.

Le choix du type de culée résulte d'une analyse globale prenant en compte plusieurs paramètres, notamment :

- La nature et le mode de construction du tablier ;
- Les contraintes naturelles du site ;
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

On opte pour une culée remblayée (appui et soutien des remblais).

La culée remblayée comprend plusieurs éléments essentiels :

**Mur garde-grève** : Protège l'about du tablier et supporte le joint de chaussée et la dalle de transition via un corbeau.

**Mur frontal** : Voile en béton armé recevant l'about du tablier et les appareils d'appui.

**Murs en retour** : Retiennent les terres du remblai d'accès au pont.

Les dimensions de la culée sont résumées dans le tableau suivant :

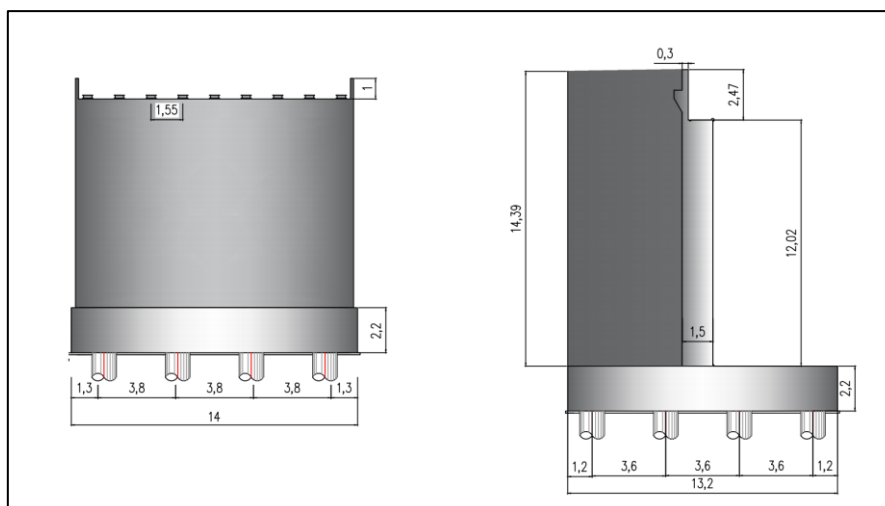


Figure X.1 : Dimensions de la culée

| Eléments        |            | Dimensions (m) |       |
|-----------------|------------|----------------|-------|
|                 |            | C1             | C2    |
| Mur frontal     | Hauteur    | 12.02          | 8.22  |
|                 | Epaisseur  | 1.5            | 1.5   |
|                 | Longueur   | 13.6           | 13.6  |
| Mur garde grève | Hauteur    | 2.47           | 2.49  |
|                 | Epaisseur  | 0.3            | 0.3   |
|                 | Longueur   | 13.6           | 13.6  |
| Mur en retour   | Hauteur    | 14.39          | 10.81 |
|                 | Epaisseur  | 0.5            | 0.5   |
|                 | Longueur   | 8              | 8     |
| Semelles        | Largeur    | 14             | 14    |
|                 | Longueur   | 13.2           | 13.2  |
|                 | Hauteur    | 2.2            | 2.2   |
| Pieux           | Nombre     | 16             | 16    |
|                 | Diamètre   | 1.2            | 1.2   |
|                 | Profondeur | 25             | 25    |

Tableau X.1 : caractéristiques géométriques de la culée

**X.2.1. Vérification de la stabilité de la culée**

La culée est soumise à des efforts verticaux et horizontaux provenant du poids propre de la structure, des charges descendantes du tablier, du poids et de la poussée des terres, ainsi que des effets du séisme, du freinage et des déformations différées, qui seront étudiés en détail.

**X.2.1.1. Evaluation des efforts agissants sur les culées**

| Désignation                     | N (KN)   | H (KN)   | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M <sub>FV/o</sub> | M <sub>FH/o</sub> |
|---------------------------------|----------|----------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| Semelle                         | 10164,00 | /        | 0,00     | 1,10     | 0,00              | /                 |
| Mur F                           | 6130,20  | /        | -0,25    | 8,21     | -1532,55          | /                 |
| Mur en R                        | 413,90   | /        | -3,80    | 9,44     | -1572,83          | /                 |
| MGG                             | 251,94   | /        | -0,85    | 15,44    | -214,15           | /                 |
| Poids des Terres Amont          | 19787,18 | /        | 3,79     | 9,41     | 74993,43          | /                 |
| Poussée des terres              | /        | 11237,96 | /        | -5,56    | /                 | -62483,05         |
| Poids Sur 30kN/m <sup>2</sup>   | 1632,00  | /        | 3,80     | /        | 6201,60           | /                 |
| Poussée Sur 30kN/m <sup>2</sup> | /        | 1949,59  | /        | -7,24    | /                 | -14115,01         |

**Tableau X.2 : charges dus aux poids propres de culée**

| Désignation | N (KN)  | H (KN)  | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M <sub>FV/o</sub> | M <sub>FH/o</sub> |
|-------------|---------|---------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| R(LM71)     | 1684,00 | /       | 0        | /        | 0                 | /                 |
| R(SW2)      | 2175,00 | /       | 0        | /        | 0                 | /                 |
| Hf+r        | /       | 95,50   | /        | -14,22   | /                 | -1358,07          |
| HT°         | /       | 42,98   | /        | -14,22   | /                 | -611,13           |
| Frein LM71  | /       | 720,00  | /        | -14,22   | /                 | -10238,40         |
| Frein SW2   | /       | 1260,00 | /        | -14,22   | /                 | -17917,20         |

**Tableau X.3 : Efforts due au tablier**

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELS et à l'ELU

|     | N (KN)   | H (KN)   | M <sub>H</sub> (KN. m) | M <sub>V</sub> (KN. m) | ΔM (KN. m) |
|-----|----------|----------|------------------------|------------------------|------------|
| ELS | 47778.82 | 22408.03 | -67535.67              | 89344.55               | 21808.87   |
| ELU | 64885.91 | 30635.35 | -90788.65              | 120999.65              | 30211.00   |

**Tableau X.4 : Combinaisons des charges pour la culée**

### X.2.1.2. Actions sur les pieux

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{y_i}}{y_i^2}$$

N : effort normal.

M<sub>y<sub>i</sub></sub> : moment maximal.

n : nombre des pieux = 16

|                |      |                             |   |
|----------------|------|-----------------------------|---|
| y <sub>1</sub> | 5,4  | Nombre de pieux par file 01 | 4 |
| y <sub>2</sub> | 1,8  | Nombre de pieux par file 02 | 4 |
| y <sub>3</sub> | -1,8 | Nombre de pieux par file 03 | 4 |
| y <sub>4</sub> | -5,4 | Nombre de pieux par file 04 | 4 |

**Tableau X.5 : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré**

| Etat | R <sub>min</sub> (KN) | R <sub>max</sub> (KN) | Q <sub>p</sub> (KN) |
|------|-----------------------|-----------------------|---------------------|
| ELS  | 2557.99               | 3414.36               | 5600                |
| ELU  | 3462.22               | 4648.52               | 5600                |

**Tableau X.6 : Effort revenant à chaque pieu.**

$$R_{\max-ELS} = 3414.36 \text{ KN} < 5600 \text{ KN}$$

$$R_{\max-ELU} = 4648.52 \text{ KN} < 5600 \text{ KN} \rightarrow \text{Donc pas de risque de poinçonnement.}$$

$$R_{\min} > 0 \rightarrow \text{Donc pas de risque de soulèvement.}$$

**X.2.2. Ferrailage des éléments****X.2.2.1. Mur frontal**

Le mur frontal, encastré au niveau de la semelle, travaille en flexion composée sous l'effet des poussées des terres, des charges d'inertie ainsi que des réactions transmises par le tablier.

| Désignation                     | N (KN) | H (KN)   | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M <sub>FV/o</sub> | M <sub>FH/o</sub> |
|---------------------------------|--------|----------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| Mur frontal                     | 6130,2 | /        | 0        | 6,01     | 1531,937          | /                 |
| Mur garde grève                 | 251,94 | /        | -0.6     | 13,25    | 214,1238          | /                 |
| Poussée des terres              | /      | 11237,96 | /        | -5,56    | /                 | -62483,05         |
| Poussée Sur 30kN/m <sup>2</sup> | /      | 1949,587 | /        | -7,24    | /                 | -14115,01         |

**Tableau X.7 : Efforts statiques agissants sur le mur frontal.**

| Désignation | N (KN)  | H (KN)  | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M <sub>FV/o</sub> | M <sub>FH/o</sub> |
|-------------|---------|---------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| R(LM71)     | 1684,00 | /       | 0,25     | /        | 421,00            | /                 |
| R(SW2)      | 2175,00 | /       | 0,25     | /        | 543,75            | /                 |
| Hf+r        | /       | 95,50   | /        | -12,02   | /                 | -1147,96          |
| HT°         | /       | 42,98   | /        | -12,02   | /                 | -516,58           |
| Frein LM71  | /       | 720,00  | /        | -12,02   | /                 | -8654,40          |
| Frein SW2   | /       | 1260,00 | /        | -12,02   | /                 | -15145,20         |

**Tableau X.8 : Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal.****Sollicitations les plus défavorables :**

ELS: N = 1448,73KN/ml

ELU : N = 1987,77 KN/ml

Moments :

ELS: M = 2173,09 KN.m/ml

ELU : M = 2981,65 KN.m/ml

➤ **Le ferrailage**

Le dimensionnement du ferrailage vertical est effectué à l'aide du logiciel Robot Expert, en considérant une section rectangulaire de dimensions  $1 \times 1,5 \text{ m}^2$  soumise à une sollicitation de flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

**Section d'acier :**

$A_s = 42.1 \text{ cm}^2$ , on dispose 9HA25/ml avec un espacement  $e = 15 \text{ cm}$  (coté remblai).

**Armature de constructions :**

$A_s' = \frac{A_s}{3} = \frac{42.1}{3} = 14.03 \text{ cm}^2$ , on dispose 5HA20/ml avec un espacement  $e = 15 \text{ cm}$

**Armatures transversales :**

$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{42.1}{4} = 10.52 \text{ cm}^2$ , on dispose 5HA16/ml avec un espacement  $e = 15 \text{ cm}$

### **X.2.2.2. Mur garde grève**

Le dimensionnement du mur garde-grève est effectué en flexion simple en tenant compte de l'action des charges horizontales suivantes :

- La poussée des terres.
- La poussée engendrée par une charge locale disposée à l'arrière du mur garde-grève.
- La force de freinage due à la charge d'exploitation.

➤ **Moment des poussées des terres :**

$$M_p = \frac{P \times H}{3}$$

Et :

$$P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec :

$K_a$  : coefficient de poussée des terres,  $K_a = 0.33$ .

$\gamma$  : poids volumique du remblai,  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ .

$H$  : hauteur du mur garde grève,  $H = 2.47 \text{ m}$ .

$L$  : Longueur du remblai  $L = 13.6 \text{ m}$ , on fait le calcul par 1 mètre linéaire.

Résultats :

$$P = 18.12 \text{ KN/ml}$$

$$M_p = 14.92 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_p(ELS) = 14.92 \text{ KN.m}$$

$$M_p(ELU) = 20.14 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2H} \int_0^H \frac{H - x}{(0.25 + x)} dx$$

Avec :  $K = K_a \times \gamma \times \delta$

Tel que :

$\gamma$  : Coefficient de pondération (1,45 à l'ELU ; 1 à l'ELS).

$\delta$  : coefficient de majoration dynamique pour une surcharge sur remblai.  $\delta = 1.024$

On trouve :

A l'ELS :  $K = 0.33 \times 1.024 = 0.34$

A l'ELU :  $K = 0.33 \times 1.45 \times 1.024 = 0.49$

On a les valeurs  $M_P/K$  suivants :

| h(m)             | 0,5  | 0,75 | 1    | 1,5  | 2    | 2,5  | 3    |
|------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $M_P/K$ (t.m/ml) | 2,23 | 3,4  | 4,41 | 6,11 | 7,45 | 8,56 | 9,49 |

**Tableau X.9 : Valeurs de  $M_P/K$**

Par interpolation linéaire, pour  $h=2.47$  m, on trouve :  $M_P/K = 8.5042$  t.m/ml

Donc :

$M_P(ELS) = 0.34 \times 85.042 = 28.91$  KN.m/ml

$M_P(ELU) = 0.49 \times 85.042 = 41.67$  KN.m/ml

➤ **Moment due à la force de freinage :**

L'étude prend en compte l'effet de freinage appliqué par une seule roue de la charge exceptionnelle du convoi, dont le moment d'encastrement est déterminé par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.5 + 2h}$$

$P$  : Charge due au système LM71,  $P = 250$  KN.

$h$  : Hauteur du mur,  $h = 2.47 \text{ m}$ .

$\mu$  : Coefficient de pondération ( 1 à l'ELS ; 1.45 à l'ELU )

Résultats :

$$M_f(ELS) = 227.02 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_f(ELU) = 329.18 \text{ KN.m/ml}$$

D'où :

$$M_{ELS} = 14.92 + 28.91 + 227.02 = 270.85 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ELU} = 20.14 + 41.67 + 329.18 = 390.99 \text{ KN.m/ml}$$

### ➤ Le ferrailage

Le ferrailage principal est calculé en flexion simple à l'aide de Robot Expert, en considérant une section rectangulaire de dimensions  $(1 \times 0,3) \text{ m}$ , le calcul des armatures est détaillé dans l'annexe C.

**Section d'acier :**

$A_s = 52,9 \text{ cm}^2$  , on dispose 11HA25/ml avec un espacement  $e = 10 \text{ cm}$

**Armature de constructions :**

$A_s' = \frac{A_s}{3} = \frac{52,9}{3} = 17.63 \text{ cm}^2$  , on dispose 9HA16/ml avec un espacement  $e = 10 \text{ cm}$

**Armatures transversales :**

$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{52,9}{4} = 13.22 \text{ cm}^2$  , on dispose 7HA16/ml avec un espacement  $e = 10 \text{ cm}$

### X.2.2.3. Mur en retour

Le rôle du mur en retour est d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès du pont. Il est soumis aux charges suivantes :

- Le poids propre du mur.
- Le poids du CCP.
- La poussée des terres.
- La poussée des surcharges de remblais.

Afin d'évaluer ces efforts, le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis sera utilisé. Le mur est supposé encastré à sa base dans la semelle ainsi qu'au niveau de sa liaison avec le mur frontal.

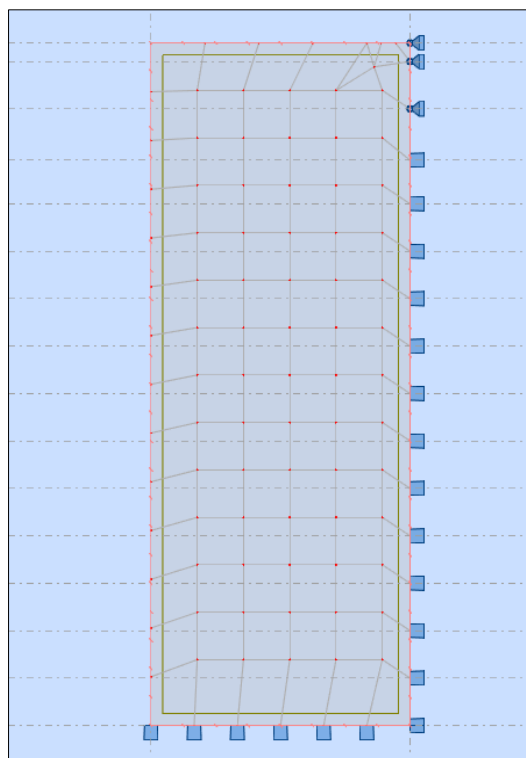


Figure X.2 : Modélisation de mur en retour

Les résultats suivants ont été obtenus :

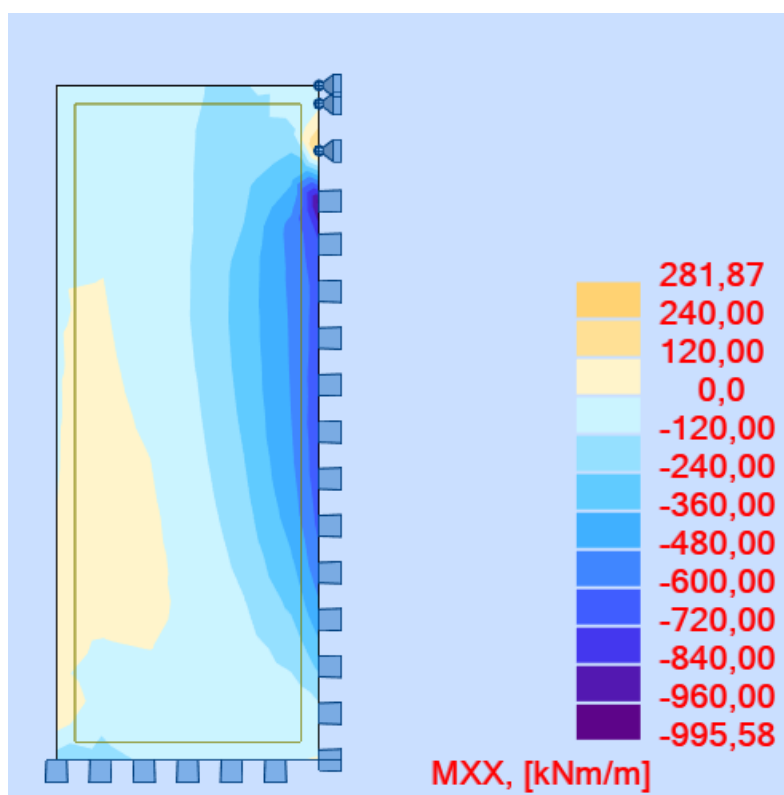


Figure X.3 : moment selon XX

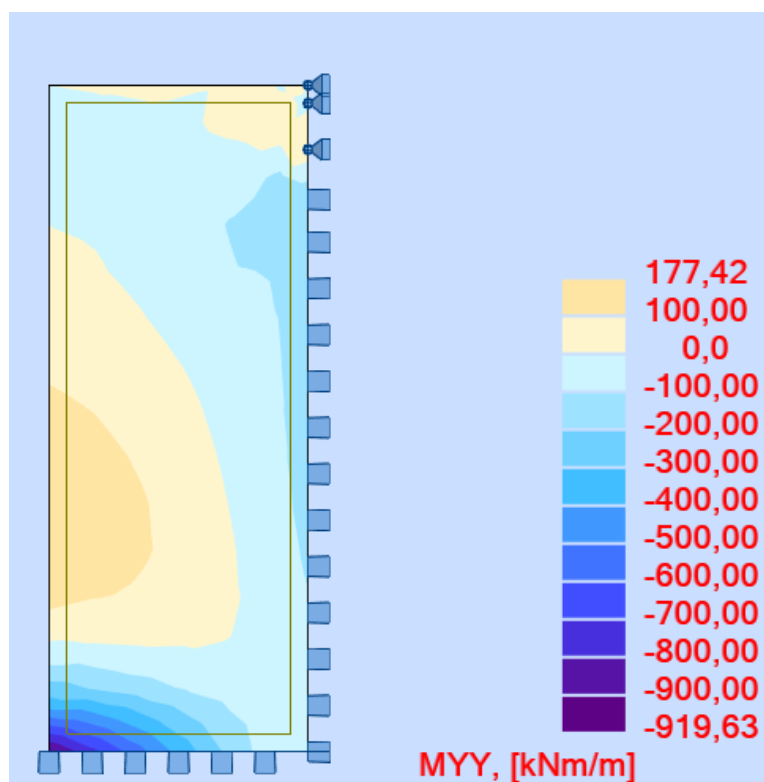


Figure X.4 : moment selon YY

Le dimensionnement du ferrailage du mur dans les deux directions, côté intérieur (remblai) et côté extérieur, est effectué à l'aide du logiciel Robot Expert. Le calcul est basé sur une section rectangulaire de dimensions  $1 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$ , en considérant une flexion simple

➤ **Le ferrailage horizontal**

**Section d'acier**

$A_s = 76.9 \text{ cm}^2$  . On opte pour 10HA32/ml avec un espacement  $e = 15 \text{ cm}$

**Armature de constructions**

$A_s' = \frac{A_s}{3} = \frac{76.9}{3} = 25.63 \text{ cm}^2$  . On opte pour 6HA25/ml avec un espacement  $e = 15 \text{ cm}$

➤ **Le ferrailage vertical**

**Section d'acier**

$A_s = 74.6 \text{ cm}^2$  . On opte pour 10HA32/ml avec un espacement  $e = 15 \text{ cm}$

**Armature de constructions**

$A_s' = \frac{A_s}{3} = 24.87 \text{ cm}^2$  . On opte pour 6HA25/ml avec un espacement  $e = 15 \text{ cm}$

**X.3. ETUDE DE LA SEMELLE**

La semelle sur pieux distribue les charges structurales (forces axiales et moments) au sol via les pieux. Pour une transmission efficace des moments, ces derniers, notamment s'ils sont forés, doivent être mécaniquement encastrés dans la semelle.

**X.3.1.1. Dimensions de la semelle de la culée**

|              |      |
|--------------|------|
| Longueur (m) | 14   |
| Largeur (m)  | 13.2 |
| Hauteur (m)  | 2.2  |

**Tableau X.10 : Dimensions de la semelle de la culée****X.3.1.2. Ferrailage de la semelle**

On applique la méthode des bielles qui est valable si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

Tel que:

- H: Hauteur de la semelle .
- L: entraxe entre deux files de pieux, L = 3.8m
- b: Diamètre des pieux
- h: hauteur utile de la semelle, h = H - 0.1 = 2.10 m

On a:

$$\tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 52.72^\circ$$

$$h = 2.1 \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.6$$

- On remarque que les conditions sont vérifiées. Donc la méthode des bielles est applicable.

$$A_s = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e = 333.33 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_s = 88.01 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale a :  $h + \varnothing_{\text{pieux}} = 2.1 + 1.2 = 3.3\text{m}$ .

#### Armatures transversales inférieure

$A_{inf}^t = \frac{A_s}{3.3} = 26.67 \text{ cm}^2$  . On dispose 4HA32 avec un espacement de 15 cm

#### Armatures transversales supérieures

$A_{sup}^t = \frac{A_s}{3} = 29.33 \text{ cm}^2$  . On dispose 6HA25 avec un espacement de 15cm

#### Armatures longitudinales inférieures :

$A_{inf}^l = \frac{A_s}{2} = 44.005 \text{ cm}^2$  . On dispose 6HA32 avec un espacement de 15 cm

#### Armatures longitudinales supérieures :

$A_{sup}^l = \frac{A_s}{4} = 22.002 \text{ cm}^2$  . On dispose 5HA25 avec un espacement de 15 cm

#### Armatures latérales

$A = \frac{A_s}{10} = 8.801 \text{ cm}^2$  . On dispose 6HA14 avec un espacement de 12.5 cm

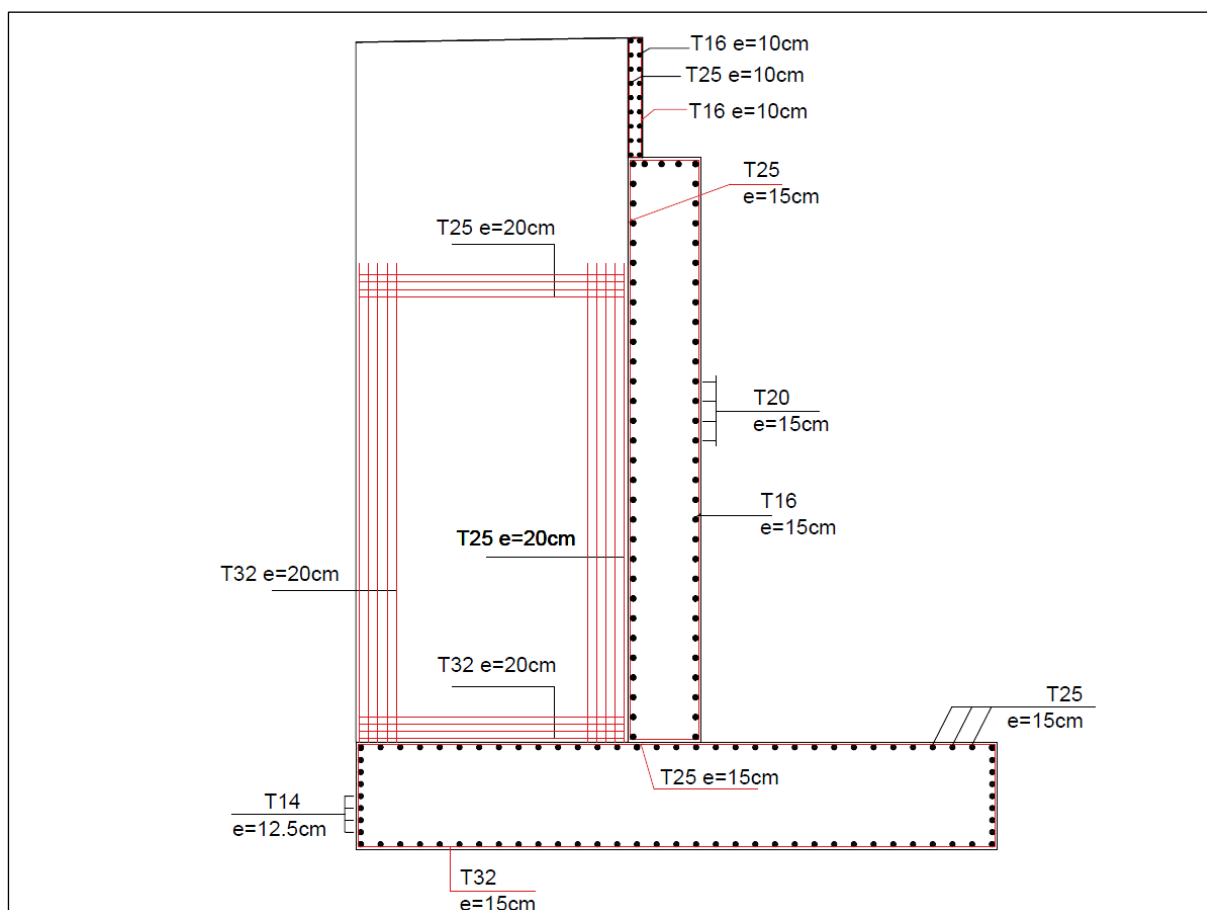


Figure X.5 : Ferrailage de la culée

### **X.4. CONCLUSION**

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'étude de la culée, élément d'infrastructure essentiel de l'ouvrage, ainsi que de sa semelle de fondation et des pieux. Les différentes combinaisons de charges ont été prises en considération afin de vérifier leur comportement et d'assurer la stabilité ainsi que la sécurité de l'ouvrage. Une attention particulière a été portée à la vérification du poinçonnement de la semelle, afin de garantir la résistance, la stabilité et la pérennité de la structure.

## **CONCLUSION GENERA**

## **CONCLUSION GENERALE**

Au terme de ce projet de fin d'études, qui marque l'aboutissement de notre formation d'ingénieur à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, nous avons mis en application les connaissances acquises au cours de notre cursus à travers l'étude et la conception d'un pont ferroviaire situé sur la ligne Ksar El Boukhari – Boughezoul.

Le choix d'un pont à poutres en béton précontraint a constitué une solution adaptée aux exigences techniques et fonctionnelles du projet. La conception de cet ouvrage nous a conduits à réaliser l'ensemble des études nécessaires, depuis le dimensionnement des différents éléments structuraux jusqu'au calcul des armatures et des câbles de précontrainte, en tenant compte des sollicitations permanentes et variables ainsi que des prescriptions réglementaires en vigueur.

L'utilisation des logiciels spécialisés tels que MIDAS Civil nous a permis de modéliser et d'analyser le comportement de la structure avec précision, tout en vérifiant sa stabilité, sa résistance et son aptitude au service. Cette démarche a contribué à renforcer nos compétences en calcul des structures, en géotechnique et en conception des ouvrages d'art.

Cette étude nous a également permis de nous confronter aux exigences réelles du métier d'ingénieur en ouvrages d'art, en approfondissant notre maîtrise des règlements de calcul et en développant notre capacité à résoudre des problématiques techniques complexes.

En définitive, ce projet a constitué une expérience particulièrement enrichissante, tant sur le plan technique que professionnel. Il représente une synthèse des connaissances acquises durant notre formation et une étape importante vers notre future carrière d'ingénieur dans le domaine des infrastructures et des ouvrages d'art.

## **REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE**

- 1.** BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- 2.** BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999
- 3.** THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.
- 4.** CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994
- 5.** Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements Successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la Mer (France), juin 2003.
- 6.** Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, Viaducs et structures similaires, guide technique, ministère de l'Équipement, des Transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- 7.** Document SETRA, "Les appareils d'appui à pot d'élastomère. Utilisation sur les ponts, Viaducs et structures similaires" de septembre 2000 (référence : F0033)
- 8.** Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- 9.** Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- 10.** RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008
- 11.** Code UIC 776 -R1 charges a prendre en considération dans le calcul des pont rails
- 12.** Livret 2.01 SNCF règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, métal ou mixtes
- 13.** Eurocode 2 Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments NF EN 1992-1-1 Octobre 2005
- 14.** Eurocode Bases de calcul des structures Annexe nationale à la NF EN 1990/A1:2006 NF EN 1990/A1/NA Décembre 2007
- 15.** Eurocode 1 Actions sur les structures Partie 1-1 : Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments NF EN 1991-1-1 Mars 2003
- 16.** Eurocode 0 : Bases de calcul des structures NF P06-100-2 (juin 2004) Eurocodes structuraux Partie 2 : annexe nationale à l'EN 1990 :2002 (Indice de classement : P

100-2).

**17.** Eurocode 1 Actions sur les structures Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au Traffic  
NF EN 1991-2 Mars 2004.

**18.** Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-5 : Actions générales — Actions  
thermiques NF EN 1991-1-5 Mai 2004.

# **ANNEXES**

# **ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE**

# ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

## I. EXEMPLE D'UN SONDAGE CAROTTE

Sondage SC01 : (X= 474 993 E ; Y=3 964 554 N), d'une profondeur de 25.00m.

|  <b>المختبر المركزي للأشغال العمومية</b><br><b>LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS</b>                                  |               | <b>RAPPORT DE FORAGE</b><br>Sondage : SC 01                                                                                                                              |              |               |     |               |           |      |                        |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|---------------|-----|---------------|-----------|------|------------------------|--------------|----------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Projet : Etude de réalisation des travaux du tronçon Ksar el Boukhari - Bougheoul sur <b>BOUKSAR EL BOUKHARI 04.26.0050</b> Signe Boumedfaa - 9<br>Endroit : Viaduc du PK 12+495 au PK 12+797 Client : SEROR |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      |                        |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| Date début :<br>Date fin :<br>Profondeur forée (m) : 25<br>Niveau d'eau (m) :                                                                                                                                |               | Coordonnées GPS:<br>X : 474 993<br>Y : 3 964 854<br>Z :                                                                                                                  |              |               |     |               |           |      |                        |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| Boue de forage : Eau<br>Type forage : caroté<br>Foreuse :                                                                                                                                                    |               | Etat des échantillons :<br>Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/> |              |               |     |               |           |      |                        |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| Echelle (m)                                                                                                                                                                                                  | Elevation (m) | Profondeur (m)                                                                                                                                                           | Récupération | SPT (N1 + N2) | ROD | Tubage        | Carottier | Etat | Profondeur Echantillon | Niveau d'eau | Symboles | DESCRIPTION                                                                                                                           | ESSAIS DE LABORATOIRE                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |
| 1.5                                                                                                                                                                                                          | -0.40         | 0.40                                                                                                                                                                     |              |               |     |               |           |      | 1.50                   |              |          | Terre végétale de couleur beige brune                                                                                                 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 3.0                                                                                                                                                                                                          |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 1.85                   |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 4.5                                                                                                                                                                                                          |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 4.35                   |              |          | Argile marneuse sableuse aux premiers mètres de couleur beige bariolée de gris par endroits, contenant parfois des cristaux de silice |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 6.0                                                                                                                                                                                                          |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 4.75                   |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 7.5                                                                                                                                                                                                          |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 6.70                   |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 9.0                                                                                                                                                                                                          |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 7.00                   |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 10.5                                                                                                                                                                                                         | -10.40        | 10.40                                                                                                                                                                    |              |               |     |               |           |      | 9.15                   |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 12.0                                                                                                                                                                                                         |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 9.60                   |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 13.5                                                                                                                                                                                                         |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 12.50                  |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 15.0                                                                                                                                                                                                         |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 12.85                  |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 16.5                                                                                                                                                                                                         |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 15.00                  |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 18.0                                                                                                                                                                                                         |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 15.40                  |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 19.5                                                                                                                                                                                                         |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 18.55                  |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 21.0                                                                                                                                                                                                         |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      | 18.90                  |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 22.5                                                                                                                                                                                                         |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      |                        |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 24.0                                                                                                                                                                                                         |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      |                        |              |          |                                                                                                                                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| 25.5                                                                                                                                                                                                         | -25.00        | 25.00                                                                                                                                                                    |              |               |     |               |           |      |                        |              |          | Fin du forage à une profondeur de 25 m.                                                                                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
| REMARQUES :                                                                                                                                                                                                  |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     |               |           |      |                        |              |          | TYPE CAROTTIER :<br>CF : Carottier fendu<br>TM : Tube à paroi mince<br>PS : Tube à position fixe<br>CR : Tube carottier               | ABREVIATIONS :<br>AG : Analyse granulométrique<br>S : Sédimentométrie<br>L : Limites d'Atterberg (WL, PL)<br>W : Teneur en eau<br>PV : Poids volumique (G <sub>s</sub> , G <sub>m</sub> )<br>AC : Analyse chimique<br>OIB : Cisaillement rectiligne<br>TR : Cisaillement Triaxial<br>Rc : Résistance à la compression<br>OED : Essai oedométrique<br>G <sub>L</sub> : Gonflement libre<br>R : Refus à l'enfoncement |
| Préparé par :                                                                                                                                                                                                |               |                                                                                                                                                                          |              |               |     | Vérifié par : |           |      |                        |              |          | 08/09/2025                                                                                                                            | Page : 1 de 1                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |

## ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

---



**Sondage (Sc 01) Caisse N° 01 : (00.00 – 05.00) m**



**Sondage (Sc 01) Caisse N° 02 : (05.00 – 10.00) m**



**Sondage (Sc 01) Caisse N° 03 : (10.00 – 15.00) m**

## ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

---



**Sondage (Sc 01) Caisse N° 04 : (15.00 –20.00) m**



**Sondage (Sc 01) Caisse N° 05 : (20.00 –25.00) m**

### Résultats

Le sondage Sc 01 :

- 00.00– 00.40 : Terre végétale de couleur beige brune.
- 00.40 – 10.40m : Argile marneuse, sableuse aux premiers mètres, de couleur beige, bariolée de gris par endroits, contenant parfois des cristaux de silice.
- 10.40 – 25.00m : Marne grise indurée en profondeur, oxydée par endroits.



## ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

---



**Sondage (Sc 05) Caisse N° 01 : (00.00 –07.00) m**



**Sondage (Sc 05) Caisse N° 02 : (07.00 –15.00) m**

## ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

---



**Sondage (Sc 05) Caisse N° 03 : (15.00 –21.50) m**



**Sondage (Sc 05) Caisse N° 04: (21.50 –25.00) m**

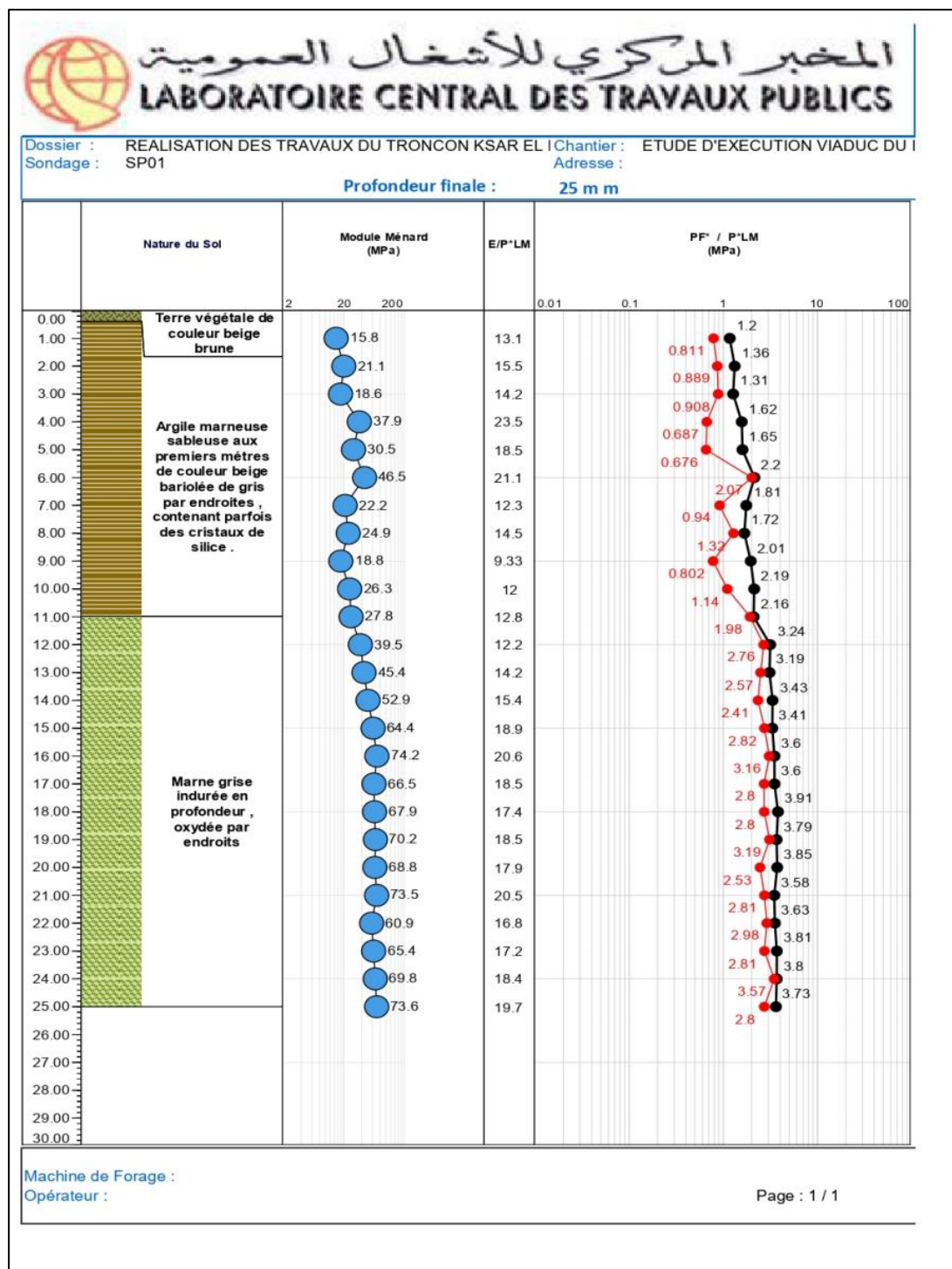
### **Résultats :**

Le sondage Sc 05 :

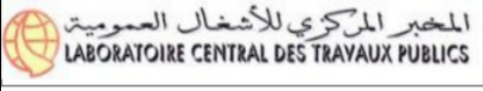
- – 05.00m : Terre végétale de couleur beige brune
- 00.50 – 12.50m : Argile marneuse, sableuse aux premiers mètres, de couleur beige, bariolée de gris par endroits, contenant parfois des cristaux de silice avec des passages de grès calcaireux par endroit, de couleur grisâtre par endroit, de couleur grisâtre.
- 12.50 – 25.00m : Marne grise ferme indurée, oxydée par endroits

# ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

## II.Exemple d'essai pressiométrique



# ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES



**LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS**

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD  
A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**

- DONNEES -

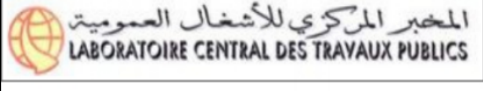
| SITE                     |  | REALISATION DES TRAV |         |
|--------------------------|--|----------------------|---------|
| Dossier                  |  | Dossier              | SP01-01 |
| Pays                     |  | ETUDE D'EXECUTION VM |         |
| Nom du chantier          |  |                      |         |
| Localisation / réf. Plan |  |                      |         |
| Forage                   |  |                      |         |

| CARACTERISTIQUES SONDE |                      | TUBULURES ET FLUIDES |          | ETALONNAGE                                     |         |
|------------------------|----------------------|----------------------|----------|------------------------------------------------|---------|
| Référence              | 60-gct               | Type                 | Coaxiale | Nature                                         | Liquide |
| Longueur               | Gaine                | Jumelle              | X        | Densité $\gamma_f$                             |         |
| 210 mm                 | X                    | Longueur totale (m)  |          | Nature                                         | Gaz     |
| 370 mm                 |                      | 50.00                |          | Compressibilité $\lambda_g$ (m <sup>-1</sup> ) |         |
| Type                   | Structure renforcée  |                      |          |                                                |         |
| E                      | Lamelles métalliques |                      |          |                                                |         |
| G                      | X                    | Tube fendu           |          |                                                |         |

| CARACTERISTIQUES MEMBRANE   |       | ETALONNAGE                        |             |
|-----------------------------|-------|-----------------------------------|-------------|
| Référence fournisseur       |       | Référence                         | SP05-ETALON |
| Etalonnage $p_{0.05}$ (MPa) | 0.050 | Pression d'étalonnage $p_0$ (MPa) | 0.310       |

| CALIBRAGE |  | SP05-CALIBRA                                        |       |
|-----------|--|-----------------------------------------------------|-------|
| Référence |  | Diamètre intérieur du tube $d_i$ (mm)               | 66.0  |
|           |  | Coefficient de calibrage $a$ (cm <sup>3</sup> /MPa) | 4.000 |
|           |  | Volume de la sonde $V_s$ (cm <sup>3</sup> )         | 520.5 |

| DONNEES BRUTES |                       |       |       |       |                                  |         |         | DONNEES CORRIGES en P & V |                       |                                    |                                                            |                                                         |                    |
|----------------|-----------------------|-------|-------|-------|----------------------------------|---------|---------|---------------------------|-----------------------|------------------------------------|------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|--------------------|
| Palier         | PRESSIONS $p_i$ (MPa) |       |       |       | VOLUMES $V_i$ (cm <sup>3</sup> ) |         |         |                           | PRESSION<br>$p$ (MPa) | VOLUME<br>$V^*$ (cm <sup>3</sup> ) | PENTE<br>$\Delta V^{*}/\Delta p$<br>(cm <sup>3</sup> /MPa) | FLUAGE<br>$\Delta V^{*}/\Delta p$<br>(cm <sup>3</sup> ) | MODULE<br>EM (MPa) |
|                | 1 s                   | 15 s  | 30 s  | 60 s  | 1 s                              | 15 s    | 30 s    | 60 s                      |                       |                                    |                                                            |                                                         |                    |
| 0              |                       |       |       |       |                                  |         |         |                           |                       |                                    |                                                            |                                                         |                    |
| 1              | 0.000                 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 25.000                           | 25.000  | 25.000  | 25.000                    | -0.010                | 25.000                             |                                                            | 0.000                                                   |                    |
| 2              | 0.050                 | 0.050 | 0.050 | 0.050 | 50.000                           | 50.000  | 50.000  | 65.000                    | 0.018                 | 64.800                             | 1412.053                                                   | 15.000                                                  |                    |
| 3              | 0.100                 | 0.100 | 0.100 | 0.100 | 92.000                           | 92.000  | 92.000  | 105.000                   | 0.047                 | 104.600                            | 1410.188                                                   | 13.000                                                  |                    |
| 4              | 0.150                 | 0.150 | 0.150 | 0.150 | 125.000                          | 125.000 | 125.000 | 140.000                   | 0.078                 | 139.400                            | 1123.155                                                   | 15.000                                                  |                    |
| 5              | 0.200                 | 0.200 | 0.200 | 0.200 | 150.000                          | 150.000 | 150.000 | 154.000                   | 0.120                 | 153.200                            | 325.426                                                    | 4.000                                                   |                    |
| 6              | 0.350                 | 0.350 | 0.350 | 0.350 | 168.000                          | 168.000 | 168.000 | 172.000                   | 0.260                 | 170.600                            | 124.966                                                    | 4.000                                                   | 14.631             |
| 7              | 0.500                 | 0.500 | 0.500 | 0.500 | 182.000                          | 182.000 | 182.000 | 188.000                   | 0.402                 | 186.000                            | 108.953                                                    | 6.000                                                   | 15.759             |
| 8              | 0.600                 | 0.600 | 0.600 | 0.600 | 203.000                          | 203.000 | 203.000 | 210.000                   | 0.490                 | 207.600                            | 245.115                                                    | 7.000                                                   | 12.671             |
| 9              | 0.700                 | 0.700 | 0.700 | 0.700 | 227.000                          | 227.000 | 227.000 | 234.000                   | 0.577                 | 231.200                            | 271.022                                                    | 7.000                                                   | 11.102             |
| 10             | 0.800                 | 0.800 | 0.800 | 0.800 | 257.000                          | 257.000 | 257.000 | 267.000                   | 0.659                 | 263.800                            | 396.070                                                    | 10.000                                                  | 9.452              |
| 11             | 0.900                 | 0.900 | 0.900 | 0.900 | 293.000                          | 293.000 | 293.000 | 303.000                   | 0.740                 | 299.400                            | 440.399                                                    | 10.000                                                  | 8.423              |
| 12             | 1.000                 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 330.000                          | 330.000 | 330.000 | 340.000                   | 0.820                 | 336.000                            | 454.573                                                    | 10.000                                                  | 7.798              |
| 13             | 1.100                 | 1.100 | 1.100 | 1.100 | 373.000                          | 373.000 | 373.000 | 387.000                   | 0.896                 | 382.600                            | 615.254                                                    | 14.000                                                  | 7.096              |
| 14             | 1.200                 | 1.200 | 1.200 | 1.200 | 425.000                          | 425.000 | 425.000 | 445.000                   | 0.968                 | 440.200                            | 805.591                                                    | 20.000                                                  | 6.420              |
| 15             | 1.300                 | 1.300 | 1.300 | 1.300 | 488.000                          | 488.000 | 488.000 | 515.000                   | 1.038                 | 509.800                            | 985.113                                                    | 27.000                                                  | 5.836              |
| 16             | 1.400                 | 1.400 | 1.400 | 1.400 | 588.000                          | 588.000 | 588.000 | 622.000                   | 1.115                 | 616.400                            | 1384.824                                                   | 34.000                                                  | 5.174              |
| 17             | 1.450                 | 1.450 | 1.450 | 1.450 | 688.000                          | 688.000 | 688.000 | 716.000                   | 1.159                 | 710.200                            | 2127.243                                                   | 28.000                                                  | 4.727              |
| 18             |                       |       |       |       |                                  |         |         |                           |                       |                                    |                                                            |                                                         |                    |
| 19             |                       |       |       |       |                                  |         |         |                           |                       |                                    |                                                            |                                                         |                    |
| 20             |                       |       |       |       |                                  |         |         |                           |                       |                                    |                                                            |                                                         |                    |
| 21             |                       |       |       |       |                                  |         |         |                           |                       |                                    |                                                            |                                                         |                    |
| 22             |                       |       |       |       |                                  |         |         |                           |                       |                                    |                                                            |                                                         |                    |
| 23             |                       |       |       |       |                                  |         |         |                           |                       |                                    |                                                            |                                                         |                    |
| 24             |                       |       |       |       |                                  |         |         |                           |                       |                                    |                                                            |                                                         |                    |



**LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS**

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD  
A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**

- RESULTATS -

| SITE                  |  | REALISATION DE |         |
|-----------------------|--|----------------|---------|
| Dossier               |  | Dossier        | SP01-01 |
| Référence de l'essai  |  | ETUDE D'EXECU  |         |
| Nom du chantier       |  |                |         |
| Forage                |  |                |         |
| Profondeur de l'essai |  |                | 1.00    |

| RESULTATS CALCULES NORMALIFS |        |
|------------------------------|--------|
| $\sigma_{10}$ (MPa)          | 0.009  |
| $p_1$ (MPa)                  | 0.120  |
| $p_2$ (MPa)                  | 0.402  |
| $p_r$ (MPa)                  | 0.820  |
| $p_{0.05}$ (MPa)             | 1.213  |
| $p_{0.05}$ (MPa)             | 1.204  |
| $E_u$ (MPa)                  | 15.759 |
| $E_u / p_{0.05}$             | 13.000 |
| $E_u / p_{0.05}$             | 13.100 |

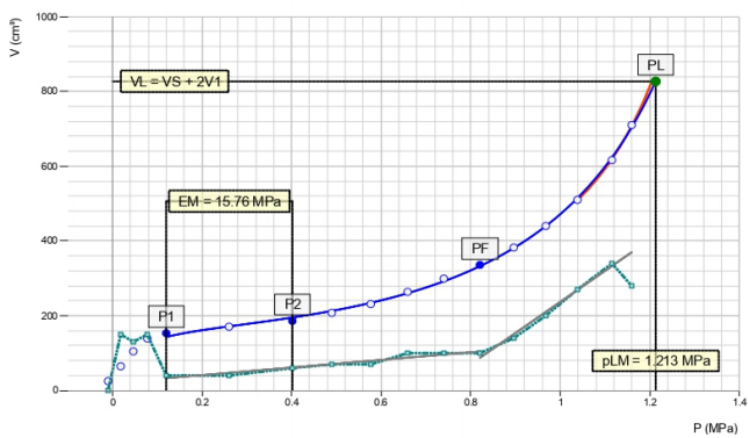
| PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES |              |
|---------------------------------|--------------|
| volumes inverses                | A -4.55E-03  |
|                                 | B 6.69E-03   |
| double hyperbole                | A1 -1.02E+02 |
|                                 | A2 -1.69E+02 |
|                                 | A3 8.06E+00  |
|                                 | A4 4.67E+02  |
|                                 | A5 -5.82E-02 |
|                                 | A6 1.62E+00  |
| Ecart moyen (m.3) 5.96E+00      |              |

| COMMENTAIRES                          |  |
|---------------------------------------|--|
| PLMR = 1.204 MPa<br>PLMDH = 1.213 MPa |  |

(Apageo - GeoVision 4)

**REALISATION DES TRAVAUX DU TRONCON KSAR EL BOUKHARI - BOUGHEZOUL SUR 40KM DE LA NOUVELLE LIGNE BOUMEDFAA- DJELFA, SP01\_1m**

— Courbe inverse
 — Courbe double hyperbole
 — Courbe de fluage (10° ΔV60/30)



## III. Résultats des essais au laboratoire :

Les sondages carottés réalisés ont permis de récupérer des échantillons intacts, paraffinés acheminés au laboratoire pour la réalisation des différents essais physiques, d'identification et les essais mécaniques. Les résultats de ces différents essais, résumés sous forme de tableaux récapitulatifs présentés ci-dessous.

## ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

### A / Essais physiques :

#### 1- Densité et teneur en eau (ISO 17892-2 (2014)) et (ISO 17892-1 (2014) + A1 (2022)) :

| Sondage N° | Profondeur (m) | $\omega$ (%) | $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> ) | $S_r$ (%) | Observations                                 |
|------------|----------------|--------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------|----------------------------------------------|
| Sc 01      | 04.35 – 04.75  | 19.60        | 02.07                          | 01.73                          | 97.67     | Sol moyennement dense, non saturé.           |
|            | 06.70 – 07.00  | 15.20        | 02.16                          | 01.88                          | 98.35     | Sol à densité élevée, près de la saturation. |
|            | 15.00 – 15.40  | 10.00        | 02.32                          | 02.11                          | 100       | Sol à densité élevée, saturé.                |
| Sc 02      | 05.00 – 05.35  | 16.10        | 02.03                          | 01.75                          | 100       | Sol moyennement dense, saturé.               |
|            | 08.00 – 8.40   | 18.50        | 02.05                          | 01.73                          | 92.19     | Sol moyennement dense, non saturé.           |
|            | 19.00 – 19.30  | 09.80        | 02.36                          | 02.15                          | 100       | Sol à densité élevée, saturé.                |
|            | 19.45 - 19.90  | 07.60        | 02.39                          | 02.22                          | 100       | Sol à densité élevée, saturé.                |
| Sc 03      | 06.00 – 06.25  | 17.70        | 02.02                          | 01.72                          | 86.75     | Sol moyennement dense, non saturé.           |
|            | 08.00 – 08.45  | 16.40        | 02.15                          | 01.85                          | 100       | Sol à densité élevée, saturé.                |
|            | 19.00 – 19.40  | 09.20        | 02.34                          | 02.14                          | 100       | Sol à densité élevée, saturé.                |
| Sc 04      | 04.25 – 04.75  | 19.30        | 02.46                          | 02.06                          | 100       | Sol à densité élevée, saturé.                |
|            | 09.00 – 09.40  | 16.30        | 02.16                          | 01.86                          | 100       | Sol à densité élevée, saturé.                |
|            | 12.75 – 13.15  | 18.20        | 02.12                          | 01,79                          | 100       | Sol moyennement dense, saturé.               |
|            | 19.00 – 19.45  | 04.70        | 01.93                          | 01.84                          | 28.29     | Sol à densité élevée, non saturé.            |
| Sc 05      | 20.00 – 20.50  | 06.10        | 02.43                          | 02.29                          | 100       | Sol à densité élevée, saturé.                |

#### 2 - Granulométrie (Norme ISO 17892-4) :

##### Légende :

% < 1 mm : Pourcentage des passants inférieurs à 1 mm.

% < 63  $\mu$  : Pourcentage des passants inférieurs à 63  $\mu$

% < 1  $\mu$  : Pourcentage des passants inférieurs à 1  $\mu$

| Sondage N° | Profondeur (m) | % < 1 mm | % < 63 $\mu$ | % < 1 $\mu$ | Interprétation des résultats |
|------------|----------------|----------|--------------|-------------|------------------------------|
| Sc 01      | 04.35 – 04.75  | 98.20    | 95.00        | 33.50       | Sol fin                      |
|            | 06.70 – 07.00  | 97.20    | 94.10        | 52.90       | Sol fin                      |
|            | 15.00 – 15.40  | 99.10    | 56.60        | 32.40       | Sol fin                      |
| Sc 02      | 05.00 – 05.35  | 100      | 93.00        | 24.00       | Sol fin                      |
|            | 08.00 – 8.40   | 100      | 92.00        | 21.00       | Sol fin                      |

## ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

|              |               |       |       |       |                 |
|--------------|---------------|-------|-------|-------|-----------------|
|              | 19.00 – 19.30 | 100   | 93.00 | 19.00 | Sol fin         |
|              | 19.45 - 19.90 | 100   | 100   | 21.00 | Sol fin         |
| <b>Sc 03</b> | 06.00 – 06.25 | 98.40 | 57.20 | 26.60 | Sol fin         |
|              | 08.00 – 08.45 | 98.80 | 93.30 | 53.40 | Sol fin         |
| <b>Sc 04</b> | 04.25 – 04.75 | 98.60 | 71.70 | 45.70 | Sol fin         |
|              | 09.00 – 09.40 | 96.90 | 90.80 | 50.90 | Sol fin         |
|              | 12.75 – 13.15 | 99.60 | 90.90 | /     | Sol fin         |
|              | 19.00 – 19.45 | 99.10 | 48.90 | /     | Sol pulvérulent |
| <b>Sc 05</b> | 03.00 – 03.45 | 99.10 | 55.50 | /     | Sol fin         |
|              | 06.00 – 06.45 | 97.90 | 28.50 | /     | Sol pulvérulent |

### 3- Limites d'Atterberg (NF EN ISO 17892-12 Juin 2018)

| Sondage<br>N° | Profondeur<br>(m) | W <sub>L</sub><br>(%) | W <sub>P</sub><br>(%) | I <sub>P</sub><br>(%) | I <sub>c</sub><br>(%) | Interprétation des résultats        |
|---------------|-------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------------------|
| <b>Sc 01</b>  | 04.35 – 04.75     | 53.00                 | 24.00                 | 29.00                 | 01.14                 | Argile à plasticité élevée, dure.   |
|               | 06.70 – 07.00     | 54.00                 | 26.00                 | 28.00                 | 01.38                 | Argile à plasticité élevée, dure.   |
|               | 15.00 – 15.40     | 37.00                 | 20.00                 | 17.00                 | 01.60                 | Argile de moyenne plasticité, dure. |
| <b>Sc 02</b>  | 05.00 – 05.35     | 49.00                 | 37.00                 | 12.00                 | 02.76                 | Limon de moyenne plasticité, dure   |
|               | 08.00 – 8.40      | 49.00                 | 22.00                 | 27.00                 | 01.28                 | Argile de moyenne plasticité, dure. |
|               | 19.00 – 19.30     | 43.00                 | 26.00                 | 17.00                 | 01.93                 | Argile de moyenne plasticité, dure. |
|               | 19.45 - 19.90     | 47.00                 | 27.00                 | 20.00                 | 01.98                 | Argile de moyenne plasticité, dure. |
| <b>Sc 03</b>  | 06.00 – 06.25     | 41.00                 | 21.00                 | 20.00                 | 01.19                 | Argile de moyenne plasticité, dure. |
|               | 08.00 – 08.45     | 49.00                 | 23.00                 | 26.00                 | 01.25                 | Argile de moyenne plasticité, dure. |
| <b>Sc 04</b>  | 04.25 – 04.75     | 38.00                 | 20.00                 | 18.00                 | 01.05                 | Argile de moyenne plasticité, dure. |
|               | 09.00 – 09.40     | 53.00                 | 26.00                 | 27.00                 | 01.37                 | Argile à plasticité élevée, dure.   |
|               | 12.75 – 13.15     | 56.00                 | 26.00                 | 30.00                 | 01,25                 | Argile à plasticité élevée, dure.   |
|               | 19.00 – 19.45     | 30.00                 | 17.00                 | 13.00                 | 01,94                 | Argile de faible plasticité, dure.  |
| <b>Sc 05</b>  | 03.00 – 03.45     | 30.00                 | 17.00                 | 13.00                 | /                     | Argile de faible plasticité.        |
|               | 06.00 – 06.45     | 31.00                 | 17.00                 | 14.00                 | /                     | Argile de faible plasticité.        |

WL (%) : Limite de liquidité    WP (%): Limite de plasticité.    IP (%) : Indice de plasticité.

## ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

### B/ Essais mécaniques :

#### 1 - Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande(NF P94-071-1) :

L'essai de cisaillement rectiligne consolidé, drainé (CD), a donné les résultats suivants :

| Sondage N° | Profondeur (m) | C' (bars) | $\phi'$ (°) |
|------------|----------------|-----------|-------------|
| Sc 01      | 04.35 – 04.75  | 0.10      | 29.81       |
|            | 15.00 – 15.40  | EI)       |             |
| Sc 02      | 08.00 – 8.40   | 00.37     | 24.23       |
|            | 19.45 - 19.90  | EI        |             |
| Sc 03      | 06.00 – 06.25  | EI        |             |
|            | 19.00 – 19.40  | EI        |             |
| Sc 04      | 09.00 – 09.40  | 00.57     | 17.82       |
|            | 12.75 – 13.15  | EI        |             |
| Sc 05      | 20.00 – 20.50  | EI        |             |

C': Cohésion (bars).

$\phi$ : Angle de frottement interne en degré.

EI : Essai impossible à réaliser vu l'effritement des échantillons.

#### 2- Essais triaxial (NF P94-074) :

| Sondage N° | Profondeur (m) | C (bars) | $\phi$ (°) |
|------------|----------------|----------|------------|
| Sc 01      | 09.15 – 09.60  | EI       |            |
|            | 12.50 – 12.85  | EI       |            |
|            | 18.55 – 18.90  | 00.37    | 03.80      |
| Sc 02      | 03.45 – 03.85  | 01.28    | 32.30      |
|            | 17.00 – 17.25  | EI       |            |
| Sc 03      | 11.00 – 11.40  | EI       |            |
|            | 21.35 – 21.75  | EI       |            |
| Sc 04      | 04.25 – 04.75  | 00.69    | 24.70      |
|            | 19.00 – 19.45  | EI       |            |

#### 3- Essais de compressibilité à l'oedomètre (ISO 17892-5 (2017)):

| Sondage N° | Profondeur    | $\sigma'_p$ (bars) | C <sub>C</sub> % | C <sub>g</sub> % | Interprétation des résultats                                |
|------------|---------------|--------------------|------------------|------------------|-------------------------------------------------------------|
| Sc 01      | 06.70 – 07.00 | 06.83              | 10.41            | 06.35            | Sol surconsolidé, moyennement compressible, gonflant.       |
|            | 15.00 – 15.40 | EI                 |                  |                  |                                                             |
|            | 19.00 – 19.30 | EI                 |                  |                  |                                                             |
| Sc 03      | 08.00 – 08.45 | 05.25              | 09.60            | 05.30            | Sol surconsolidé, peu compressible, gonflant.               |
|            | 19.00 – 19.40 | EI                 |                  |                  |                                                             |
| Sc 04      | 09.00 – 09.40 | 02.85              | 10.96            | 06.42            | Sol surconsolidé, moyennement compressible, gonflant.       |
|            | 12.75 – 13.15 | 00.94              | 14.03            | 02.84            | Sol sous consolidé, moyennement compressible, peu gonflant. |
| Sc 05      | 20.00 – 20.50 | EI                 |                  |                  |                                                             |

## ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUES

---

### C/ Résultats des analyses chimiques:

Les échantillons prélevés à partir des sondages réalisés ont donné les résultats suivants représentés sous forme d'un tableau récapitulatif :

| N°de sondage | Profondeurs (m) | Sulfates<br>Ca SO <sub>4</sub> 2H <sub>2</sub> O | Chlorures<br>(NaCl) | Carbonates<br>CaCO <sub>3</sub> (%) | Anhydride<br>Carbonique<br>(CO <sub>2</sub> ) |
|--------------|-----------------|--------------------------------------------------|---------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------------|
| Sc 01        | 04.35 – 04.75   | 00.40                                            | 00.41               | 30.10                               | 13.25                                         |
| Sc 02        | 03.45 – 03.85   | 00.70                                            | 00.53               | 21.50                               | 09.46                                         |
| Sc 03        | 06.00 – 06.25   | 00.70                                            | 00.35               | 26.70                               | 11.75                                         |
| Sc 04        | 04.25 – 04.75   | 00.40                                            | 00.35               | 18.90                               | 08.31                                         |
| Sc 05        | 06.00 – 06.45   | 00.20                                            | 00.47               | 21.50                               | 09.46                                         |
|              | 20.00 – 20.50   | 00.30                                            | 00.41               | 18.90                               | 08.32                                         |

Selon la norme NA 16002, les résultats montrent que le sol analysé n'est pas agressif vis-à-vis du béton.

## **ANNEXE B: FERRAILLAGE**



## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

### Ferraillage d'Entretoise Nappe supérieure Calcul de Section en Flexion Simple

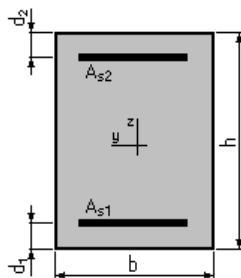
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 30,0$  (cm)

$h = 160,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 199,00            | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 147,00            | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

|                   |                                      |                   |                                   |
|-------------------|--------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 5,5$ (cm <sup>2</sup> )    | Section théorique | $A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> ) |
| Section minimum   | $A_{s\min} = 5,5$ (cm <sup>2</sup> ) |                   |                                   |
| théorique         | $\rho = 0,12$ (%)                    | minimum           | $\rho_{\min} = 0,12$ (%)          |

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**     $M_{\max} = 199,00$     (kN\*m)     $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:    1,84    Pivot: A

Position de l'axe neutre:     $y = 4,4$     (cm)

Bras de levier:     $Z = 153,2$     (cm)

Déformation du béton:     $\varepsilon_b = 0,29$     (‰)

Déformation de l'acier:     $\varepsilon_s = 10,00$     (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:     $\sigma_s = 434,8$     (MPa)

**Cas ELS**     $M_{\max} = 147,00$     (kN\*m)     $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:    1,37

Position de l'axe neutre:     $y = 26,6$  (cm)

Bras de levier:     $Z = 146,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,1$  (MPa)

Contrainte limite:     $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:     $\sigma_s = 15,2$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

### Nappe inférieure Calcul de Section en Flexion Simple

#### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)**

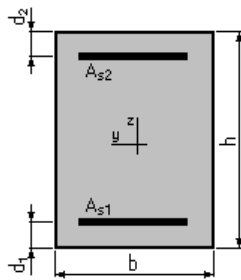
**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 160,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 67,00             | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 50,00             | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                   |                                          |                   |                                      |
|-------------------|------------------------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 5,5 \text{ (cm}^2\text{)}$     | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum   | $A_{s \min} = 5,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ |                   |                                      |
| théorique         | $\rho = 0,12 \text{ (\%)} $              |                   |                                      |
| minimum           | $\rho_{\min} = 0,12 \text{ (\%)} $       |                   |                                      |

#### Analyse par Cas:

|                           |                         |        |                   |        |
|---------------------------|-------------------------|--------|-------------------|--------|
| Cas ELU                   | $M_{\max} = 67,00$      | (kN*m) | $M_{\min} = 0,00$ | (kN*m) |
| Coefficient de sécurité:  | 5,47                    |        | Pivot: A          |        |
| Position de l'axe neutre: | $y = 4,4$               | (cm)   |                   |        |
| Bras de levier:           | $Z = 153,2$             | (cm)   |                   |        |
| Déformation du béton:     | $\varepsilon_b = 0,29$  | (‰)    |                   |        |
| Déformation de l'acier:   | $\varepsilon_s = 10,00$ | (‰)    |                   |        |
| Contrainte de l'acier:    |                         |        |                   |        |
| tendue:                   | $\sigma_s = 434,8$      | (MPa)  |                   |        |

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

**Cas ELS**     $M_{\max} = 50,00$     (kN\*m)     $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 4,02

Position de l'axe neutre:  $y = 26,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 146,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 0,4$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 5,2$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

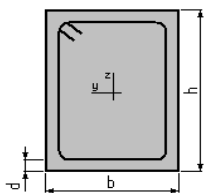
### Armatures transversales Calcul de Section à l'effort Tranchant

#### 1. Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)**      **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

#### 2. Section :



$b = 30,0$  (cm)

$h = 160,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

| Cas N° | Type | V (kN) | N (kN) |
|--------|------|--------|--------|
| 1.     | ELU  | 546,00 | 0,00   |

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 1,2$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 4,0$  (MPa)

#### Armatures transversales

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)    Longueur de la travée :  $L = 3,5$  (m)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 2,3$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres:  $2 \varnothing 12$

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 de l'hourdis

### Nappe inférieure YY'

#### Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothèses:

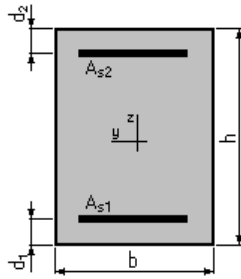
**Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)**      **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 4. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 105,79            | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 102,29            | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                   |                                          |                   |                                      |
|-------------------|------------------------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 18,7 \text{ (cm}^2\text{)}$    | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum   | $A_{s \min} = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |                   |                                      |
| théorique         | $\rho = 0,75 \text{ (\%)} $              |                   |                                      |
| minimum           | $\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)} $       |                   |                                      |

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**     $M_{\max} = 105,79$     (kN\*m)     $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,78    Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 4,5$     (cm)

Bras de levier:  $Z = 23,2$     (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,19$     (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$     (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**     $M_{\max} = 102,29$     (kN\*m)     $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 9,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 21,9$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10,0$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

### Nappe inférieure XX'

#### Calcul de Section en Flexion Simple

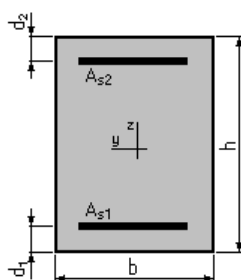
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 30,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

$M_{\max}$  (kN\*m)

$M_{\min}$  (kN\*m)

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

|                                    |        |      |
|------------------------------------|--------|------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 212,29 | 0,00 |
| Etat Limite de Service             | 226,61 | 0,00 |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00   | 0,00 |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                   |                                                 |                   |                                      |
|-------------------|-------------------------------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 43,6 \text{ (cm}^2\text{)}$           | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum   | $A_{s \text{ min}} = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |                   |                                      |
| théorique         | $\rho = 1,75 \text{ (\%)} $                     |                   |                                      |
| minimum           | $\rho_{\text{min}} = 0,16 \text{ (\%)} $        |                   |                                      |

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**     $M_{\text{max}} = 212,29 \text{ (kN*m)}$      $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:    1,86    Pivot: B

Position de l'axe neutre:     $y = 10,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier:     $Z = 20,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:     $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier:     $\varepsilon_s = 4,86 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:     $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**     $M_{\text{max}} = 226,61 \text{ (kN*m)}$      $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:    1,00

Position de l'axe neutre:     $y = 12,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier:     $Z = 20,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 17,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:     $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:     $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

### Nappe Supérieure YY'

#### Calcul de Section en Flexion Simple

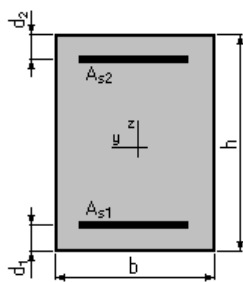
#### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 30,0$  (cm)

$d1 = 5,0$  (cm)

$d2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

|                                    | Mmax (kN*m) | Mmin (kN*m) |
|------------------------------------|-------------|-------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 15,88       | 0,00        |
| Etat Limite de Service             | 16,75       | 0,00        |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00        | 0,0         |

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $As_1 = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$     Section théorique  $As_2 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $As_{min} = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $r = 0,16 \text{ (\%)}$

minimum  $r_{min} = 0,16 \text{ (\%)}$

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**     **$M_{max} = 15,88 \text{ (kN*m)}$**      **$M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 2,70    Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 1,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 24,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $eb = 0,40 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $es = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $ss = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**     **$M_{max} = 16,75 \text{ (kN*m)}$**      **$M_{min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,39

Position de l'axe neutre:  $y = 4,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 23,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $sb = 1,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $ss = 10,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$ss_{lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

**Nappe Supérieure XX'**  
**Calcul de Section en Flexion Simple**

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

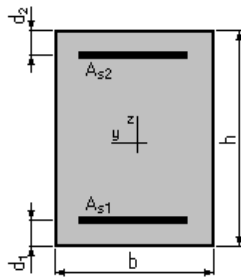
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 40,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 72,78             | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 62,98             | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                   |                                          |                   |                                      |
|-------------------|------------------------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 11,2 \text{ (cm}^2\text{)}$    | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum   | $A_{s \min} = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |                   |                                      |
| théorique         | $\rho = 0,45 \text{ (\%)}$               |                   |                                      |

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

minimum  $\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)}$

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 72,78 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,60 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 2,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 23,9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 1,21 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\max} = 62,98 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 7,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 22,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

### Ferrailage de la pile

#### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

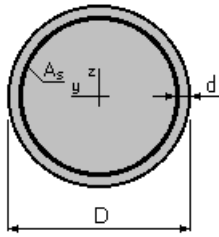
**Acier:**  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---



$D = 200,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN)   | $M_y$ (kN*m) | $M_z$ (kN*m) |
|--------|------|----------|--------------|--------------|
| 1.     | ELU  | 22478,07 | 15549,18     | 4824,06      |
| 2.     | ELS  | 15338,09 | 11250,67     | 3528,13      |
| 3.     | ELA  | 16221,09 | 21784,80     | 6923,16      |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 379,2$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 62,8$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s\ max} = 1570,8$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 1,21$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0,10$  (%)

maximum  $\rho_{max} = 5,00$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 22478,07 (kN)**     **$M_y = 15549,18$  (kN\*m)**     **$M_z = 4824,06$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,28    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 116,3$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 140,8$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 2,35$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 434,8$  (MPa)

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

**Cas N° 2: Type ELS**     **N = 15338,09 (kN)**   **M<sub>y</sub> = 11250,67 (kN\*m)**   **M<sub>z</sub> = 3528,13 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,15

Position de l'axe neutre:  $y = 112,3$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 148,8$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 18,2$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 200,2$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 261,8$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA**     **N = 16221,09 (kN)**   **M<sub>y</sub> = 21784,80 (kN\*m)**   **M<sub>z</sub> = 6923,16 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00     Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 75,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 159,1$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 5,51$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

### Calcul de Section à l'effort Tranchant

#### 1. Hypothèses :

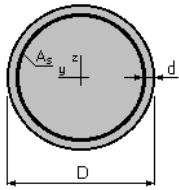
**Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)**     **Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

#### 2. Section

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---



$D = 200,0 \text{ (cm)}$

$d = 5,0 \text{ (cm)}$

### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

| Cas N° | Type | V (kN)  | N (kN) |
|--------|------|---------|--------|
| 1.     | ELU  | 4824,06 | 0,00   |
| 2.     | ELA  | 6923,16 | 0,00   |

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 2,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 3,5 \text{ (MPa)}$

#### Armatures transversales

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90 \text{ (deg)}$  Longueur de la travée :  $L = 3,5 \text{ (m)}$

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres:  $2 \text{ } \varnothing 16$

Espacement :  $S_t = 5,4 \text{ (cm)}$

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 40,0 \text{ (cm)}$

### Ferrailage du chevêtre

#### Nappe supérieure

#### Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

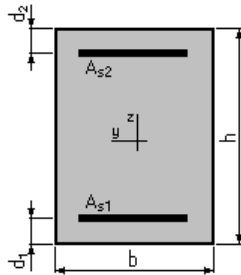
Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 170,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 5. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 1750,00           | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 1385,03           | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                   |                                           |                   |                                      |
|-------------------|-------------------------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 36,3 \text{ (cm}^2\text{)}$     | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum   | $A_{s \min} = 17,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ |                   |                                      |
| théorique         | $\rho = 0,22 \text{ (\%)}$                |                   |                                      |
| minimum           | $\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$         |                   |                                      |

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**     $M_{\max} = 1750,00 \text{ (kN*m)}$      $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,45    Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 10,0 \text{ (cm)}$

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

Bras de levier:  $Z = 161,0$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,64$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 1385,03$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 37,3$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 152,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 4,9$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0$  (MPa)

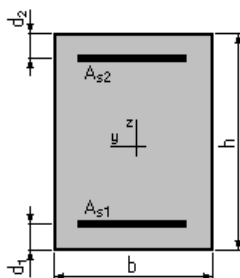
### Nappe inférieure Calcul de Section en Flexion Simple

#### 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:



## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 170,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 668,10            | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 562,93            | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                   |                                           |                   |                                      |
|-------------------|-------------------------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 17,5 \text{ (cm}^2\text{)}$     | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum   | $A_{s \min} = 17,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ |                   |                                      |
| théorique         | $\rho = 0,11 \text{ (\%)}$                |                   |                                      |
| minimum           | $\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$         |                   |                                      |

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**     $M_{\max} = 668,10$     (kN\*m)     $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:    1,86    Pivot: A

Position de l'axe neutre:     $y = 4,8$     (cm)

Bras de levier:     $Z = 163,1$     (cm)

Déformation du béton:     $\varepsilon_b = 0,30$     (‰)

Déformation de l'acier:     $\varepsilon_s = 10,00$     (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:     $\sigma_s = 434,8$     (MPa)

**Cas ELS**     $M_{\max} = 562,93$     (kN\*m)     $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:    1,21

Position de l'axe neutre:     $y = 26,9$     (cm)

Bras de levier:     $Z = 156,0$     (cm)

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,1$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 15,6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

### Calcul de Section à l'effort Tranchant

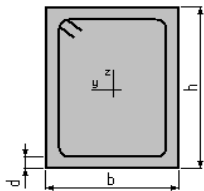
#### 1. Hypothèses :

**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 préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

#### 2. Section :



$b = 100,0$  (cm)

$h = 170,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)

#### 3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

| Cas $N^0$ | Type | V (kN)  | N (kN) |
|-----------|------|---------|--------|
| 1.        | ELU  | 2827,37 | 0,00   |

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

### 4. Résultats :

Contrainte tangente maximale  $\tau_u = 1,7$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $\tau_{u,lim} = 3,5$  (MPa)

#### Armatures transversales

Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)    Longueur de la travée :  $L = 1,0$  (m)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 3,1$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres:  $2 \varnothing 14$

Espacement :  $S_t = 7,0$  (cm)    Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 40,0$  (cm)     $4 + 6 \cdot 7$  (cm)

### Ferraillage du mur frontal

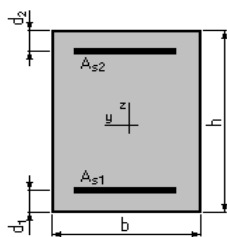
#### Calcul de Section en Flexion Composée

### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)    Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 150,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N <sup>o</sup> | Type | N (kN)  | M (kN*m) |
|--------------------|------|---------|----------|
| 1.                 | ELS  | 1448,73 | 2173,09  |
| 2.                 | ELU  | 1987,77 | 2981,65  |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

|                   |                                                  |                   |                                      |
|-------------------|--------------------------------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 42,1 \text{ (cm}^2\text{)}$            | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum   | $A_{s \text{ min}} = 15,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ |                   |                                      |
| théorique         | $\rho = 0,29 \text{ (\%)}$                       |                   |                                      |
| minimum           | $\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$          |                   |                                      |

#### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELS      N = 1448,73 (kN)    M = 2173,09 (kN\*m)**

|                           |                                   |
|---------------------------|-----------------------------------|
| Coefficient de sécurité:  | 1,00                              |
| Position de l'axe neutre: | $y = 52,6 \text{ (cm)}$           |
| Bras de levier:           | $Z = 127,5 \text{ (cm)}$          |
| Contrainte maxi du béton: | $\sigma_b = 9,5 \text{ (MPa)}$    |
| Contrainte limite:        | $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$ |

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

**Cas N<sup>o</sup> 2: Type ELU    N = 1987,77    (kN)    M = 2981,65    (kN\*m)**

|                           |                         |        |   |
|---------------------------|-------------------------|--------|---|
| Coefficient de sécurité:  | 1,42                    | Pivot: | A |
| Position de l'axe neutre: | $y = 29,3$              | (cm)   |   |
| Bras de levier:           | $Z = 133,3$             | (cm)   |   |
| Déformation de l'acier:   | $\varepsilon_s = 10,00$ | (‰)    |   |

## ANNEX B : FERRAILLAGE

---

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 2,53$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)