

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

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



# Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

# Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT  
SUR LA LIAISON AUTOROUTIERE PORT  
DE GHAZAOUET - AUTOROUTE EST-  
OUEST AU PK11+524**

**Présenté par :**

MANSOUR Mohamed Reda

**Encadré par :**

M. SALHI Mohamed Abdellah

M. FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2025/2026

# *Remerciements*

*Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude envers Dieu le Tout-Puissant, qui m'a accordé la santé, la force et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que je remercie mon cher encadreur M. SALHI Mohamed Abdellah, pour son suivi minutieux, ses orientations précieuses et la patience dont il a fait preuve tout au long de cette période.*

*Je tiens également à exprimer ma sincère gratitude à mon co-encadreur M. FEDGHOUCHE Ferhat, pour la confiance qu'il m'a accordée, son accompagnement éclairé et ses précieux conseils.*

*Mes remerciements s'adressent également à l'ensemble du corps professoral et administratif de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, pour la qualité de la formation dispensée durant ces années.*

*Je tiens aussi à remercier chaleureusement le staff de l'ENGOA pour leur accueil, leur disponibilité et leur précieuse collaboration durant la période de mon stage.*

*Je remercie aussi les membres du jury qui me font l'honneur d'examiner et d'évaluer ce travail.*

*Enfin, je remercie ma famille et mes amis, ainsi que toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce projet de fin d'étude.*



# *Dédicace*

*Je dédie ce travail*

*À mes très chers parents, Pour leur amour, leurs sacrifices, leur soutien indéfectible et leurs encouragements tout au long de mon parcours.*

*À mes chères sœurs, pour leur affection et leur présence à mes côtés, pour le bonheur et la joie qu'elles m'ont apportés.*

*À toute ma famille, à mes cousins, mes oncles et mes tentes, pour leurs soutien et leurs confiance.*

*À mes amis proches, en particulier BOUKEZZATA Anis, MELOUD Zakaria, SEDDIKI Islam et FERDJ Mohamed, pour les moments partagés et l'entraide tout au long de ces années d'études.*

*À tous mes amis de l'ENSTP.*

***MANSOUR Mohamed Reda***

## **ملخص :**

تتناول هذه المذكرة تصميم ودراسة جسر علوي يقع عند النقطة الكيلومترية PK 11+524 ، في إطار مشروع إنجاز الوصلة السريعة الرابطة بين ميناء الغزوات والطريق السيار شرق-غرب.

يتمثل المنشأ المدروس في جسر طرقي ذو مسارين، مكون من فتحتين بسيطتي الارتكاز بطول 25 متر لكل منهما. وقد تم اعتماد هيكل من عوارض مسبقة الصنع من الخرسانة مسبقة الإجهاد، يركز على دعامة وسطية ومسددين طرفيين.

تشمل الدراسة تصميم البنية الفوقية والبنية التحتية، بما في ذلك حساب الإجهاد المسبق، وتسليح مختلف العناصر الإنشائية، والتحقق من الأساسات. أنجزت الحسابات وفقاً للمعايير BAEL 91 و BPEL 91 و RCPR 2008 و RPOA 2008 باستعمال برنامجي Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2026 و AutoCAD 2026.

**الكلمات المفتاحية :** جسر علوي، جسر طرقي، خرسانة مسبقة الإجهاد، البنية الفوقية، البنية التحتية، الأساسات.

## **Résumé :**

Le présent mémoire porte sur la conception et de l'étude d'un passage supérieur situé au PK 11+524, dans le cadre du projet de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de Ghazaouet à l'Autoroute Est-Ouest.

L'ouvrage étudié est un pont routier à deux voies de circulation, constitué de deux travées isostatiques de 25 m chacune. La structure adoptée est un tablier à poutres préfabriquées en béton précontraint reposant sur une pile intermédiaire et deux culées.

L'étude porte sur le dimensionnement de la superstructure et de l'infrastructure, incluant le calcul de la précontrainte, le ferrailage des différents éléments structuraux ainsi que la vérification des fondations. Les calculs ont été réalisés conformément aux règlements BAEL 91, BPEL 91, RCPR 2008 et RPOA 2008, à l'aide des logiciels Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2026 et AutoCAD 2026.

**Mots-clés :** passage supérieur, pont, béton précontraint, superstructure, infrastructure, fondations.

## **Abstract :**

This dissertation presents the design and structural study of an overpass located at PK 11+524 as part of the highway project connecting the Port of Ghazaouet to the East–West Highway.

The structure is a two-lane road bridge composed of two simply supported spans of 25 m each. The adopted solution consists of a prestressed concrete deck supported by precast girders, resting on one intermediate pier and two abutments.

The study includes the design of both the superstructure and substructure, covering prestressing calculations, reinforcement design of structural elements, and foundation verification. The analyses were carried out in accordance with BAEL 91, BPEL 91, RCPR 2008 and RPOA 2008 standards using Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2026 and AutoCAD 2026.

**Keywords :** overpass, bridge, prestressed concrete, superstructure, substructure, foundations.

# Liste des figures

|                                                                                                           |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure I.1 – Localisation de l'ouvrage .....                                                              | 4  |
| Figure I.2 – Zone du projet .....                                                                         | 5  |
| Figure I.3 – Graphique de variation de la température et des précipitations en fonction des mois .....    | 8  |
| Figure I.4 – Carte de zonage sismique de l'Algérie .....                                                  | 8  |
| Figure I.5 – Vue en plan .....                                                                            | 9  |
| Figure I.6 – Profil en long.....                                                                          | 10 |
| Figure I.7 – Profil en travers .....                                                                      | 10 |
| Figure II.1 – Perspective du pont dalle .....                                                             | 14 |
| Figure II.2 – Répartition des travées.....                                                                | 14 |
| Figure II.3 – Dimensions de la dalle .....                                                                | 15 |
| Figure II.4 – Modèle 3D de la 1 <sup>re</sup> variante.....                                               | 16 |
| Figure II.5 – Perspective du pont à poutres précontraintes .....                                          | 17 |
| Figure II.6 – Coupes transversales de la poutre en béton précontraint .....                               | 18 |
| Figure II.7 – Coupe transversale de l'entretoise .....                                                    | 19 |
| Figure II.8 – Modèle 3D de la 2 <sup>e</sup> variante.....                                                | 20 |
| Figure II.9 – Perspective du pont mixte .....                                                             | 21 |
| Figure II.10 – Notation des dimensions de la poutre en acier.....                                         | 21 |
| Figure II.11 – Sens de variation courants de l'épaisseur des semelles .....                               | 22 |
| Figure II.12 – Nombre de changements d'épaisseur des semelles.....                                        | 23 |
| Figure II.13 – Coupes transversales de la poutre mixte .....                                              | 24 |
| Figure II.14 – Distributions transversales des goujons.....                                               | 24 |
| Figure II.15 – Modèle 3D de la 3 <sup>e</sup> variante.....                                               | 25 |
| Figure IV.1 – Géométrie de la poutre.....                                                                 | 38 |
| Figure IV.2 – Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent.....                                 | 42 |
| Figure IV.3 – Système Bc.....                                                                             | 45 |
| Figure IV.4 – Système Bt .....                                                                            | 46 |
| Figure IV.5 – Système Bt .....                                                                            | 47 |
| Figure IV.6 – Convoi Mc 120 .....                                                                         | 49 |
| Figure IV.7 – Convoi D240 .....                                                                           | 50 |
| Figure V.1 – Modélisation du tablier à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.....         | 52 |
| Figure V.2 – Moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous la combinaison $G + D240$ .....          | 54 |
| Figure V.3 – Moment fléchissant et effort tranchant à l'ELU sous la combinaison $1,35 (G + D240)$ .....   | 54 |
| Figure VI.1 – Vérification des contraintes (schéma) .....                                                 | 61 |
| Figure VI.2 – Disposition des câbles à l'about.....                                                       | 62 |
| Figure VI.3 – Disposition des câbles à mi-travée.....                                                     | 62 |
| Figure VI.4 – Allure des câbles .....                                                                     | 64 |
| Figure VI.5 – Caractéristiques géométrique d'un câble de précontrainte.....                               | 64 |
| Figure VI.6 – Sections nettes.....                                                                        | 69 |
| Figure VI.7 – Zone tendue .....                                                                           | 73 |
| Figure VI.8 - Ferrailage de surface et d'éclatement .....                                                 | 77 |
| Figure VI.9 – Section équivalente .....                                                                   | 77 |
| Figure VI.10 – Flèche maximale sous la combinaison $(G + D240)$ .....                                     | 81 |
| Figure VI.11 – Contre-flèche due à la précontrainte .....                                                 | 82 |
| Figure VII.1 – Modélisation de l'hourdis .....                                                            | 84 |
| Figure VII.2 – Diagramme du moment de l'hourdis à l'ELS sous combinaison $(G + 1,2 Bt2v + St)$ .....      | 85 |
| Figure VII.3 – Diagramme du moment de l'hourdis à l'ELU sous combinaison $(1,35 G + 1,6 (Bt2v + St))$ ... | 85 |

|                                                                                                                  |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure VII.4 – Section rectangulaire de l'hourdis (1 m × 0,25 m) .....                                           | 86  |
| Figure VII.5 – Ferrailage transversal sur une bande de 1 m de l'hourdis .....                                    | 88  |
| Figure VII.6 – Ferrailage longitudinal sur une bande de 1 m de l'hourdis .....                                   | 88  |
| Figure VII.7 – Rectangle d'impact .....                                                                          | 89  |
| Figure VII.8 - Vérinage du tablier.....                                                                          | 90  |
| Figure VII.9 - Modélisation de l'entretoise .....                                                                | 91  |
| Figure VII.10 - Diagramme du moment de l'entretoise .....                                                        | 91  |
| Figure VII.11 - Ferrailage de l'entretoise d'about .....                                                         | 92  |
| Figure VIII.1 – Spectre de réponse élastique .....                                                               | 98  |
| Figure VIII.2 – Modèle complet du pont.....                                                                      | 102 |
| Figure VIII.3 – Appuis élastiques au niveau des culées.....                                                      | 102 |
| Figure VIII.4 – Fûts encastrés à la base .....                                                                   | 103 |
| Figure VIII.5 – Liaison « Nœud compatible » au niveau de la pile .....                                           | 104 |
| Figure VIII.6 – Modes propres 1 à 4 .....                                                                        | 104 |
| Figure IX.1 - Dimensions d'appareil d'appui de type B.....                                                       | 107 |
| Figure IX.2 - Ferrailage du dé d'appui .....                                                                     | 115 |
| Figure IX.3 – Souffle d'un joint .....                                                                           | 116 |
| Figure IX.4 – Dimensions des joints de dilatation Algaflex T .....                                               | 117 |
| Figure X.1 – Éléments de la culée.....                                                                           | 119 |
| Figure X.2 – Éléments contribuant aux sollicitations à la base du mur de front .....                             | 126 |
| Figure X.3 – Cartographies des moments dans le mur en retour sous la combinaison (G + 1,2 Q).....                | 132 |
| Figure X.4 – Forces agissant sur la dalle de transition .....                                                    | 133 |
| Figure X.5 – Méthode de console .....                                                                            | 136 |
| Figure XI.1 – Éléments contribuant aux sollicitations en pied de pile.....                                       | 141 |
| Figure XI.2 – Éléments de la pile.....                                                                           | 147 |
| Figure XI.3 – Diagramme du moment du chevêtre à l'ELS sous combinaison (G + D240) .....                          | 152 |
| Figure XI.4 – Diagramme de l'effort tranchant du chevêtre à l'ELU sous combinaison (1,35 G + 1,35 D240)<br>..... | 152 |
| Figure XI.5 – Largeur $l_t$ en fonction des dimensions du chevêtre et du diamètre des fûts .....                 | 153 |
| Figure XI.6 – Section creuse équivalente .....                                                                   | 154 |
| Figure XI.7 – Méthode des bielles .....                                                                          | 158 |

# Liste des tableaux

|                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau I.1 – Résultats des essais physiques .....                                                | 6  |
| Tableau I.2 – Résultats des essais mécaniques.....                                                | 7  |
| Tableau I.3 – Coefficient d'accélération de zone A .....                                          | 9  |
| Tableau II.1 – Prédimensionnement des éléments du pont-dalle .....                                | 14 |
| Tableau II.2 – Prédimensionnement des éléments de la pile (1 <sup>re</sup> variante) .....        | 15 |
| Tableau II.3 – Prédimensionnement des éléments de la culée (1 <sup>re</sup> variante) .....       | 16 |
| Tableau II.4 – Prédimensionnement des éléments du pont à poutres précontraintes.....              | 17 |
| Tableau II.5 – Prédimensionnement des éléments de la pile (2 <sup>e</sup> variante).....          | 19 |
| Tableau II.6 – Prédimensionnement des éléments de la culée (2 <sup>e</sup> variante).....         | 20 |
| Tableau II.7 – Prédimensionnement des éléments du pont mixte .....                                | 22 |
| Tableau II.8 – Epaisseurs des semelles couramment utilisées .....                                 | 23 |
| Tableau II.9 – Epaisseurs des semelles et de l'âme.....                                           | 23 |
| Tableau II.10 – Prédimensionnement des éléments de la culée (3 <sup>e</sup> variante).....        | 25 |
| Tableau II.11 – Avantages et inconvénients des trois variantes .....                              | 26 |
| Tableau II.12 – Devis quantitatif et estimatif de la 1 <sup>re</sup> variante .....               | 27 |
| Tableau II.13 – Devis quantitatif et estimatif de la 2 <sup>e</sup> variante .....                | 28 |
| Tableau II.14 – Devis quantitatif et estimatif de la 3 <sup>e</sup> variante .....                | 29 |
| Tableau III.1 – Contraintes admissibles de compression.....                                       | 33 |
| Tableau III.2 – Contraintes limites de traction .....                                             | 35 |
| Tableau III.3 – Classe de justification de la précontrainte.....                                  | 36 |
| Tableau IV.1 – Récapitulatif du calcul du poids propre de la poutre.....                          | 39 |
| Tableau IV.2 – Récapitulatif du calcul des charges permanentes.....                               | 40 |
| Tableau IV.3 – Récapitulatif du calcul du CCP .....                                               | 41 |
| Tableau IV.4 – Gradient thermique.....                                                            | 42 |
| Tableau IV.5 – Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent .....                       | 42 |
| Tableau IV.6 – Classes de ponts routes.....                                                       | 43 |
| Tableau IV.7 – Coefficients $\alpha_1$ .....                                                      | 43 |
| Tableau IV.8 – Valeurs de $v_0$ .....                                                             | 44 |
| Tableau IV.9 – Calcul de la charge $A(l)$ .....                                                   | 44 |
| Tableau IV.10 – Coefficients $bc$ .....                                                           | 45 |
| Tableau IV.11 – Calcul de la charge $Bc$ .....                                                    | 45 |
| Tableau IV.12 – Coefficients $bt$ .....                                                           | 47 |
| Tableau IV.13 – Calcul de la charge $Bt$ .....                                                    | 47 |
| Tableau IV.14 – Récapitulatif du calcul des coefficients de majoration dynamique .....            | 48 |
| Tableau IV.15 – Récapitulatif du Calcul de l'effort de freinage développé par la charge $A$ ..... | 48 |
| Tableau IV.16 – Coefficients multiplicateurs des actions .....                                    | 50 |
| Tableau V.1 – Combinaisons d'actions .....                                                        | 53 |
| Tableau V.2 – Moment fléchissant et effort tranchant extrêmes pour chaque combinaison .....       | 53 |
| Tableau VI.1 – Caractéristiques des armatures de la précontrainte .....                           | 57 |
| Tableau VI.2 – Caractéristiques géométriques de la poutre.....                                    | 57 |
| Tableau VI.3 – Efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte .....              | 58 |
| Tableau VI.4 – Paramètres du calcul.....                                                          | 59 |
| Tableau VI.5 – Vérification des contraintes.....                                                  | 60 |
| Tableau VI.6 – Ordonnées des câbles.....                                                          | 61 |
| Tableau VI.7 – Caractéristiques des plaques d'ancrage utilisées .....                             | 62 |
| Tableau VI.8 – Résultats de calcul des angles de relevage .....                                   | 63 |

|                                                                                                             |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau VI.9 – Caractéristiques géométriques des câbles .....                                               | 64  |
| Tableau VI.10 – Récapitulatif des pertes par frottement ( $x = L/2$ ) .....                                 | 65  |
| Tableau VI.11 – Récapitulatif des pertes dues à la rentrée d'ancrage ( $x = L/2$ ) .....                    | 65  |
| Tableau VI.12 – Récapitulatif des pertes par déformation instantanée du béton ( $x = L/2$ ) .....           | 66  |
| Tableau VI.13 – Récapitulatif de tension initiale ( $x = L/2$ ) .....                                       | 66  |
| Tableau VI.14 – Récapitulatif des pertes par fluage ( $x = L/2$ ) .....                                     | 67  |
| Tableau VI.15 – Récapitulatif des pertes différées totales ( $x = L/2$ ) .....                              | 68  |
| Tableau VI.16 – Récapitulatif du calcul des pertes ( $x = L/2$ ) .....                                      | 68  |
| Tableau VI.17 – Caractéristiques géométriques des sections nettes .....                                     | 69  |
| Tableau VI.18 – Résultats du calcul de P1 et P2 aux quatre phases .....                                     | 70  |
| Tableau VI.19 – Vérification des contraintes pour les quatre phases .....                                   | 70  |
| Tableau VI.20 – Récapitulatif de vérification des contraintes tangentielles .....                           | 71  |
| Tableau VI.21 – Récapitulatif du calcul de l'angle des bielles .....                                        | 72  |
| Tableau VI.22 – Récapitulatif du calcul des armatures longitudinales du tendue .....                        | 73  |
| Tableau VI.23 – Récapitulatif de la vérification des contraintes dans la zone d'éclatement .....            | 76  |
| Tableau VI.24 – Récapitulatif du calcul des armatures d'éclatement .....                                    | 76  |
| Tableau VI.25 – Caractéristiques de la section équivalente .....                                            | 78  |
| Tableau VI.26 – Récapitulatif du calcul des paramètres P et MP .....                                        | 78  |
| Tableau VI.27 – Récapitulatif du calcul et de la vérification de la flèche .....                            | 82  |
| Tableau VII.1 – Moments dus à la flexion locale .....                                                       | 84  |
| Tableau VII.2 – Calcul des paramètres de l'organigramme de flexion simple .....                             | 86  |
| Tableau VII.3 – Valeurs maximales du moment de flexion dans l'hourdis .....                                 | 87  |
| Tableau VII.4 – Section d'armatures longitudinales de l'hourdis .....                                       | 88  |
| Tableau VII.5 – Récapitulatif de vérification de la condition de non-poinçonnement de la dalle .....        | 90  |
| Tableau VII.6 – Ferrailage des entretoises .....                                                            | 91  |
| Tableau VIII.1 – Caractéristiques sismologiques du site .....                                               | 94  |
| Tableau VIII.2 – Valeurs de T1, T2 et S selon la catégorie du site .....                                    | 97  |
| Tableau VIII.3 – Récapitulatif du calcul de la force horizontale appliquée sur chaque appui .....           | 99  |
| Tableau VIII.4 – Récapitulatif des calculs effectués pour séisme longitudinal .....                         | 99  |
| Tableau VIII.5 – Récapitulatif du calcul des masses .....                                                   | 100 |
| Tableau VIII.6 – Récapitulatif du calcul de la force statique équivalente .....                             | 102 |
| Tableau VIII.7 – Modes significatifs .....                                                                  | 104 |
| Tableau VIII.8 – Combinaisons des composantes de l'action sismique .....                                    | 105 |
| Tableau IX.1 – Réactions d'appuis .....                                                                     | 109 |
| Tableau IX.2 – Dimensions de l'appareil d'appui .....                                                       | 111 |
| Tableau IX.3 – Récapitulatif du calcul et de la vérification de la condition de non-glissement sur pile ... | 113 |
| Tableau IX.4 – Récapitulatif du calcul et de la vérification de la condition de non-glissement sur culée.   | 113 |
| Tableau IX.5 – Dimensions du dé d'appui .....                                                               | 114 |
| Tableau IX.6 – Dimensions du joint de dilatation Algaflex T50 .....                                         | 117 |
| Tableau X.1 – Sollicitations à la base de la semelle – culée .....                                          | 120 |
| Tableau X.2 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS (base de la semelle – culée) .....          | 121 |
| Tableau X.3 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU (base de la semelle – culée) .....          | 121 |
| Tableau X.4 – Récapitulatif du calcul des coefficients sismiques et coefficient de poussée .....            | 122 |
| Tableau X.5 – Sollicitations des éléments de la culée dues à l'action sismique .....                        | 122 |
| Tableau X.6 – Récapitulatif du calcul de la poussée dynamique .....                                         | 123 |
| Tableau X.7 – Sollicitations dues à l'action sismique appliquée au tablier .....                            | 123 |
| Tableau X.8 – Sollicitations dues aux cas sismiques considérés .....                                        | 124 |
| Tableau X.9 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELA (base de la semelle – culée) .....          | 124 |
| Tableau X.10 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELS (culée) .....                        | 125 |

|                                                                                                               |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau X.11 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELU (culée) .....                          | 125 |
| Tableau X.12 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELA (culée) .....                          | 125 |
| Tableau X.13 – Vérification de la condition de non-poinçonnement (culée).....                                 | 126 |
| Tableau X.14 – Sollicitations à la base du mur de front.....                                                  | 126 |
| Tableau X.15 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS (base du mur de front).....                  | 127 |
| Tableau X.16 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU (base du mur de front) .....                 | 128 |
| Tableau X.17 – Moments et efforts tranchants maximaux à la base du mur de front à l'ELS .....                 | 128 |
| Tableau X.18 – Moments et efforts tranchants maximaux à la base du mur de front à l'ELU .....                 | 128 |
| Tableau X.19 – Ferrailage du mur de front .....                                                               | 129 |
| Tableau X.20 – Récapitulatif du calcul du moment dû à la poussée des terres.....                              | 129 |
| Tableau X.21 – Récapitulatif du calcul du moment dû à la force d'une roue $B_c$ .....                         | 129 |
| Tableau X.22 – Récapitulatif du calcul du moment dû à la surcharge localisée .....                            | 130 |
| Tableau X.23 – Ferrailage du mur garde-grève .....                                                            | 131 |
| Tableau X.24 – Ferrailage du mur en retour .....                                                              | 132 |
| Tableau X.25 – Sollicitations dues aux charges agissant sur la dalle de transition .....                      | 134 |
| Tableau X.26 – Ferrailage de la dalle de transition .....                                                     | 135 |
| Tableau X.27 – Ferrailage du corbeau .....                                                                    | 136 |
| Tableau X.28 – Récapitulatif du calcul du moment de flexion au niveau de l'encastrement .....                 | 136 |
| Tableau X.29 – Ferrailage de la semelle .....                                                                 | 137 |
| Tableau X.30 – Effort tranchant en tête du pieu .....                                                         | 137 |
| Tableau X.31 – Coefficients $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$ en fonction de $\lambda \cdot l$ .....     | 138 |
| Tableau X.32 – Récapitulatif du calcul du moment en tête du pieu .....                                        | 138 |
| Tableau X.33 – Ferrailage des pieux - culée .....                                                             | 138 |
| Tableau XI.1 – Sollicitations en pied de pile.....                                                            | 141 |
| Tableau XI.2 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS (pied de pile) .....                         | 142 |
| Tableau XI.3 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU (pied de pile) .....                         | 142 |
| Tableau XI.4 – Réactions d'appui sous charges permanentes en pied de la pile.....                             | 143 |
| Tableau XI.5 – Sollicitations dues aux actions sismiques en pied de pile.....                                 | 145 |
| Tableau XI.6 – Actions sismiques dues au tablier et à la mise en mouvement de l'appui .....                   | 145 |
| Tableau XI.7 – Sollicitations résultant des combinaisons des directions en pied de pile.....                  | 146 |
| Tableau XI.8 – Sollicitations résultant des combinaisons en pied de la pile .....                             | 146 |
| Tableau XI.9 – Sollicitations à la base de la semelle – pile .....                                            | 147 |
| Tableau XI.10 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS (base de la semelle – pile) .....           | 148 |
| Tableau XI.11 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU (base de la semelle – pile) .....           | 148 |
| Tableau XI.12 – Réactions d'appuis sous charges permanentes à la base de la semelle .....                     | 149 |
| Tableau XI.13 – Actions sismiques provenant de la mise en mouvement de l'appui.....                           | 149 |
| Tableau XI.14 – Sollicitations dues aux actions sismiques à la base de la semelle – pile .....                | 149 |
| Tableau XI.15 – Sollicitations résultant des combinaisons des directions à la base de la semelle – pile ..... | 150 |
| Tableau XI.16 – Sollicitations résultant des combinaisons à la base de la semelle – pile .....                | 150 |
| Tableau XI.17 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELS (pile) .....                          | 151 |
| Tableau XI.18 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELU (pile) .....                          | 151 |
| Tableau XI.19 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELA (pile) .....                          | 151 |
| Tableau XI.20 – Vérification de la condition de non-poinçonnement (culée) .....                               | 152 |
| Tableau XI.21 – Récapitulatif du calcul du moment de torsion.....                                             | 154 |
| Tableau XI.22 – Ferrailage longitudinal du chevêtre (flexion).....                                            | 155 |
| Tableau XI.23 – Ferrailage transversal du chevêtre .....                                                      | 157 |
| Tableau XI.24 – Sollicitations maximales en pied de chaque fût .....                                          | 157 |
| Tableau XI.25 – Ferrailage des fûts .....                                                                     | 157 |
| Tableau XI.26 – Ferrailage de la semelle .....                                                                | 159 |

|                                                                                |            |
|--------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <i>Tableau XI.27 – Effort tranchant en tête du pieu .....</i>                  | <i>159</i> |
| <i>Tableau XI.28 – Récapitulatif du calcul du moment en tête du pieu .....</i> | <i>159</i> |
| <i>Tableau XI.29 - Ferrailage des pieux - pile .....</i>                       | <i>160</i> |



# Sommaire

|                                                                             |    |
|-----------------------------------------------------------------------------|----|
| Introduction générale .....                                                 | 1  |
| Chapitre I. Présentation de Projet.....                                     | 3  |
| I.1. Introduction.....                                                      | 4  |
| I.2. Présentation de l'ouvrage.....                                         | 4  |
| I.2.1. Introduction.....                                                    | 4  |
| I.2.2. Situation de l'ouvrage .....                                         | 4  |
| I.2.3. Objectif du projet .....                                             | 4  |
| I.3. Données du projet .....                                                | 5  |
| I.3.1. Données naturelles .....                                             | 5  |
| I.3.2. Données fonctionnelles.....                                          | 9  |
| I.4. Conclusion .....                                                       | 11 |
| Chapitre II. Conception et Prédimensionnement .....                         | 12 |
| II.1. Introduction .....                                                    | 13 |
| II.2. Critères de choix de type d'ouvrage .....                             | 13 |
| II.3. Présentation des variantes proposées.....                             | 13 |
| II.3.1. La 1 <sup>re</sup> variante : Pont-dalle en béton précontraint..... | 14 |
| II.4. Modèle 3D de la variante .....                                        | 16 |
| II.4.1. La 2 <sup>e</sup> variante : Pont à poutres précontraintes.....     | 17 |
| II.5. Modèle 3D de la variante .....                                        | 20 |
| II.5.1. La 3 <sup>e</sup> variante : Pont mixte bipoutres .....             | 21 |
| II.6. Modèle 3D de la variante .....                                        | 25 |
| II.7. Analyse multicritère.....                                             | 26 |
| II.7.1. Comparaison des variantes .....                                     | 26 |
| II.7.2. Devis quantitatif et estimatif .....                                | 27 |
| II.8. Conclusion .....                                                      | 30 |
| Chapitre III. Hypothèses de calcul et caractéristiques des matériaux .....  | 31 |
| III.1. Introduction .....                                                   | 32 |
| III.2. Références et règles de calcul .....                                 | 32 |
| III.3. Matériaux .....                                                      | 32 |
| III.3.1. Béton .....                                                        | 32 |
| III.3.2. Aciers.....                                                        | 34 |

|                                                                 |    |
|-----------------------------------------------------------------|----|
| III.4. Conclusion.....                                          | 36 |
| Chapitre IV. Charges et surcharges .....                        | 37 |
| IV.1. Introduction .....                                        | 38 |
| IV.2. Actions hors trafic.....                                  | 38 |
| IV.2.1. Actions permanentes.....                                | 38 |
| IV.2.2. Actions variables dues au vent .....                    | 42 |
| IV.3. Charges dues au trafic.....                               | 43 |
| IV.3.1. Classe du pont.....                                     | 43 |
| IV.3.2. Systèmes de charges à considérer.....                   | 43 |
| IV.3.3. Système de charges <b>A</b> .....                       | 43 |
| IV.3.4. Système de charges <b>B</b> .....                       | 44 |
| IV.3.5. Coefficient de majoration dynamique .....               | 47 |
| IV.3.6. Efforts de freinage .....                               | 48 |
| IV.3.7. Charges militaires – Convoi <b>Mc 120</b> .....         | 48 |
| IV.3.8. Charges exceptionnelles – Convoi type <b>D240</b> ..... | 49 |
| IV.3.9. Charges sur les trottoirs .....                         | 50 |
| IV.4. Combinaisons des actions.....                             | 50 |
| IV.5. Conclusion.....                                           | 50 |
| Chapitre V. Calcul des sollicitations.....                      | 51 |
| V.1. Introduction.....                                          | 52 |
| V.2. Modélisation du tablier .....                              | 52 |
| V.2.1. Modélisation des éléments du tablier.....                | 52 |
| V.2.2. Combinaisons d’actions .....                             | 52 |
| V.2.3. Analyse des résultats.....                               | 53 |
| V.3. Conclusion .....                                           | 55 |
| Chapitre VI. Etude de la précontrainte.....                     | 56 |
| VI.1. Introduction.....                                         | 57 |
| VI.2. Caractéristiques de la précontrainte .....                | 57 |
| VI.3. Caractéristiques des sections.....                        | 57 |
| VI.4. Sollicitations .....                                      | 58 |
| VI.5. Dimensionnement de la précontrainte .....                 | 58 |
| VI.5.1. Valeur minimale de la précontrainte .....               | 58 |
| VI.5.2. Vérification des contraintes .....                      | 60 |

|                                                                               |    |
|-------------------------------------------------------------------------------|----|
| VI.5.3. Disposition constructive des câbles .....                             | 61 |
| VI.6. Pertes de tension .....                                                 | 64 |
| VI.6.1. Tension à l'origine.....                                              | 64 |
| VI.6.2. Pertes instantanées .....                                             | 65 |
| VI.6.3. Tension initiale .....                                                | 66 |
| VI.6.4. Pertes différées .....                                                | 66 |
| VI.6.5. Tension finale .....                                                  | 68 |
| VI.6.6. Récapitulation des pertes .....                                       | 68 |
| VI.7. Justification des poutres .....                                         | 68 |
| VI.7.1. Caractéristiques des sections nettes .....                            | 68 |
| VI.7.2. Justification des contraintes à l'ELS .....                           | 69 |
| VI.7.3. vérification des contraintes tangentielles .....                      | 71 |
| VI.7.4. Justification de la poutre à l'ELU .....                              | 72 |
| VI.7.5. Vérification des bielles de béton .....                               | 72 |
| VI.7.6. Ferrailage passif.....                                                | 72 |
| VI.8. Justification de la zone d'about.....                                   | 74 |
| VI.8.1. Justifications dans les zones de première régularisation.....         | 74 |
| VI.8.2. Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure..... | 77 |
| VI.9. Contre-flèche.....                                                      | 81 |
| VI.10. Conclusion .....                                                       | 82 |
| Chapitre VII. Etude de tablier .....                                          | 83 |
| VII.1. Introduction .....                                                     | 84 |
| VII.2. Etude de l'hourdis.....                                                | 84 |
| VII.2.1. Sollicitations .....                                                 | 84 |
| VII.2.2. Flexion locale .....                                                 | 85 |
| VII.2.3. Flexion générale .....                                               | 88 |
| VII.2.4. Poinçonnement sous charge localisée.....                             | 89 |
| VII.3. Etude de l'entretoise .....                                            | 90 |
| VII.3.1. Sollicitations .....                                                 | 91 |
| VII.3.2. Ferrailage .....                                                     | 91 |
| VII.4. Conclusion .....                                                       | 92 |
| Chapitre VIII. Etude sismique.....                                            | 93 |
| VIII.1. Introduction .....                                                    | 94 |

|                                                                          |     |
|--------------------------------------------------------------------------|-----|
| VIII.2. Caractéristiques du site.....                                    | 94  |
| VIII.3. Analyse monomodale spectrale .....                               | 94  |
| VIII.3.1. Critères d'application de la méthode.....                      | 94  |
| VIII.3.2. Séisme longitudinal .....                                      | 95  |
| VIII.3.3. Séisme transversal .....                                       | 99  |
| VIII.3.4. Séisme vertical .....                                          | 102 |
| VIII.4. Analyse dynamique linéaire – Méthode du spectre de réponse ..... | 102 |
| VIII.4.1. Modélisation.....                                              | 102 |
| VIII.4.2. Modes propres .....                                            | 104 |
| VIII.4.3. Modes significatifs .....                                      | 104 |
| VIII.4.4. Combinaison des réponses modales .....                         | 105 |
| VIII.5. Combinaison des composantes de l'action sismique .....           | 105 |
| VIII.6. Conclusion.....                                                  | 105 |
| Chapitre IX. Equipements.....                                            | 106 |
| IX.1. Introduction.....                                                  | 107 |
| IX.2. Appareils d'appui .....                                            | 107 |
| IX.2.1. Choix des appareils d'appui.....                                 | 107 |
| IX.2.2. Déplacement horizontaux .....                                    | 108 |
| IX.2.3. Réactions d'appuis .....                                         | 109 |
| IX.2.4. Dimensionnement .....                                            | 109 |
| IX.2.5. Forces dues à la variation linéaire.....                         | 111 |
| IX.2.6. Vérifications de l'appareil d'appui .....                        | 111 |
| IX.3. Dés d'appui .....                                                  | 113 |
| IX.3.1. Choix des dimensions .....                                       | 113 |
| IX.3.2. Ferrailage .....                                                 | 114 |
| IX.4. Joints de chaussée .....                                           | 115 |
| IX.4.1. Dimensionnement .....                                            | 116 |
| IX.4.2. Choix du type de joint de chaussée.....                          | 116 |
| IX.5. Conclusion .....                                                   | 117 |
| Chapitre X. Etude de la culée.....                                       | 118 |
| X.1. Introduction .....                                                  | 119 |
| X.2. Sollicitations à la base de la semelle sous actions statiques.....  | 119 |
| X.3. Combinaisons des actions statiques à la base de la semelle.....     | 120 |

|                                                                           |     |
|---------------------------------------------------------------------------|-----|
| X.3.1. Combinaisons à l'ELS.....                                          | 120 |
| X.3.2. Combinaisons à l'ELU .....                                         | 121 |
| X.4. Combinaisons des actions sismiques à la base de la semelle .....     | 121 |
| X.4.1. Coefficient de poussée dynamique .....                             | 121 |
| X.4.2. Actions inertielles .....                                          | 122 |
| X.4.3. Poussée dynamique .....                                            | 123 |
| X.4.4. Actions sismiques provenant du tablier.....                        | 123 |
| X.4.5. Ensemble des sollicitations pour chaque cas de séisme .....        | 123 |
| X.4.6. Combinaisons d'actions .....                                       | 124 |
| X.5. Vérification des pieux .....                                         | 125 |
| X.5.1. Réactions des pieux.....                                           | 125 |
| X.5.2. Non-poinçonnement .....                                            | 126 |
| X.6. Sollicitations à la base du mur de front sous actions statiques..... | 126 |
| X.7. Combinaisons d'actions à la base du mur de front.....                | 127 |
| X.7.1. Combinaisons à l'ELS.....                                          | 127 |
| X.7.2. Combinaisons à l'ELU .....                                         | 127 |
| X.8. Ferrailage des éléments de la culée .....                            | 128 |
| X.8.1. Mur de front .....                                                 | 128 |
| X.8.2. Mur garde grève .....                                              | 129 |
| X.8.3. Mur en retour.....                                                 | 131 |
| X.8.4. Dalle de transition .....                                          | 133 |
| X.8.5. Corbeau .....                                                      | 135 |
| X.8.6. Semelle .....                                                      | 136 |
| X.8.7. Pieux.....                                                         | 137 |
| X.9. Conclusion.....                                                      | 138 |
| Chapitre XI. Etude de la pile.....                                        | 140 |
| XI.1. Introduction.....                                                   | 141 |
| XI.2. Sollicitations en pied de pile sous actions statiques.....          | 141 |
| XI.3. Combinaisons des actions statiques en pied de pile.....             | 142 |
| XI.3.1. Combinaisons à l'ELS .....                                        | 142 |
| XI.3.2. Combinaisons à l'ELU .....                                        | 142 |
| XI.4. Combinaisons des actions sismiques en pied de pile.....             | 142 |
| XI.4.1. Actions sismiques provenant du tablier .....                      | 142 |

|                                                                             |     |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----|
| XI.4.2. Actions sismiques provenant de la mise en mouvement de l'appui..... | 143 |
| XI.4.3. Récapitulatif des actions sismiques .....                           | 145 |
| XI.4.4. Cumul des actions .....                                             | 145 |
| XI.4.5. Combinaisons des directions.....                                    | 146 |
| XI.4.6. Combinaisons d'actions en pied de la pile.....                      | 146 |
| XI.5. Sollicitations à la base de la semelle sous actions statiques .....   | 147 |
| XI.6. Combinaisons des actions statiques à la base de la semelle .....      | 148 |
| XI.6.1. Combinaisons à l'ELS .....                                          | 148 |
| XI.6.2. Combinaisons à l'ELU.....                                           | 148 |
| XI.7. Combinaisons des actions sismiques à la base de la semelle.....       | 149 |
| XI.7.1. Actions sismiques provenant du tablier .....                        | 149 |
| XI.7.2. Actions sismiques provenant de la mise en mouvement de l'appui..... | 149 |
| XI.7.3. Récapitulatif des actions sismiques .....                           | 149 |
| XI.7.4. Combinaisons des directions.....                                    | 150 |
| XI.8. Combinaison d'actions à la base de la semelle.....                    | 150 |
| XI.9. Vérification des pieux .....                                          | 150 |
| XI.10. Ferrailage des éléments de la pile .....                             | 152 |
| XI.10.1. Chevêtre .....                                                     | 152 |
| XI.10.2. Fûts.....                                                          | 157 |
| XI.10.3. Semelle.....                                                       | 158 |
| XI.10.4. Pieux .....                                                        | 159 |
| XI.11. Conclusion.....                                                      | 160 |
| Conclusion générale .....                                                   | 161 |
| Bibliographie.....                                                          | 163 |

## Annexes

Annexe 1. Rapport géotechnique

Annexe 2. Modélisation

Annexe 3. Etude de la précontrainte

Annexe 4. Equipements

Annexe 5. Infrastructure

Annexe 6. Notes de calcul du ferrailage

# Liste des abréviation

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

**SETRA** : service d'étude technique des routes et autoroutes.

**VIPP** : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées (post-tension)

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

**NF** : Norme Française

**G** : charge permanente.

**PP** : poids propre.

**CCP** : compléments charge permanente.

**ELA** : Etat Limite Accidentelle.

**ELS** : Etat Limite de Service.

**ELU** : Etat Limite Ultime.

**HA** : Haute Adhérence.

**PK** : Point Kilométrique.

$E_s$  : 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.

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

$S_t$  : Espacement des armatures Transversales.

$\sigma_{bc}$  : 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.

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

$\Delta \theta$  : Gradient thermique.

$A_p$  : section d'armature de précontrainte.

---

# **Introduction générale**

---



## **Introduction générale**

Les ouvrages d'art représentent une partie importante des infrastructures de transport. Ils ont pour rôle principal d'assurer la continuité des voies de communication en franchissant des obstacles naturels tels que les montagnes, les oueds et les vallées, ou des obstacles artificiels tels que les voies de communication existantes. Les ponts font partie des ouvrages d'art et occupent une place importante en raison de leur rôle stratégique dans le développement économique et social des régions qu'ils desservent.

Lors de la conception et l'étude d'un pont, plusieurs données et informations relatives au projet doivent être rassemblées et prises en considération, d'ordre fonctionnel, géométrique, géotechnique, hydraulique et sismique.

Ce mémoire porte sur la conception et l'étude d'un passage supérieur situé au PK 11+524, dans le cadre du projet de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de Ghazaouet à l'Autoroute Est-Ouest. L'ouvrage étudié est un pont routier à deux voies de circulation.

Après la collecte et des données de base du projet, plusieurs variantes de franchissement sont proposées et comparées afin de retenir la solution optimale. La variante choisie fait ensuite l'objet d'une étude détaillée portant sur la superstructure, l'infrastructure et les fondations. Les différents éléments de l'ouvrage sont dimensionnés selon des règlements bien précis.

Ce mémoire est organisé en plusieurs chapitres présentant successivement les données générales du projet, la conception de l'ouvrage, l'étude détaillée des différents éléments structuraux ainsi que les vérifications nécessaires à leur bon fonctionnement et à leur stabilité.

---

# **Chapitre I. Présentation de Projet**

---

## I.1. Introduction

L'étude d'un pont ne peut être entamée qu'après la collecte et l'analyse de l'ensemble des données relatives au franchissement. Ces informations permettent au concepteur de choisir la solution technique la plus adaptée aux conditions du site et aux exigences du projet.

Ce chapitre est consacré à la présentation générale du projet ainsi qu'aux principales caractéristiques géométriques, géotechniques, hydrologiques et climatiques nécessaires à l'étude de l'ouvrage.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

### I.2.1. Introduction

L'étude d'un pont repose sur une analyse approfondie des contraintes fonctionnelles, des conditions du site, des choix structuraux et des solutions de dimensionnement, afin d'aboutir à une solution optimale qui assure l'économie, la sécurité, la durabilité et la performance. Ce chapitre présente les données et les informations relatives au projet.

### I.2.2. Situation de l'ouvrage

Le présent travail s'inscrit dans le cadre du projet de réalisation de la nouvelle liaison autoroutière reliant le port de Ghazaouet à l'autoroute Est-Ouest, d'une longueur totale de 41 km, dont une 1<sup>ère</sup> tranche de 13 km fait l'objet de cette étude. L'ouvrage étudié est un passage supérieur situé au PK 11+524 (localité de K HOURIBA, commune Nedroma), destiné à franchir la liaison autoroutière.



Figure I.1 – Localisation de l'ouvrage

### I.2.3. Objectif du projet

Le présent projet a pour objet le rétablissement d'une route existante, il prend la forme d'un passage supérieur qui permet de franchir l'autoroute en construction. La route est maintenue

en service pendant toute la durée des travaux, jusqu'à la mise en service définitive de l'ouvrage projeté.

### I.3. Données du projet

#### I.3.1. Données naturelles

##### I.3.1.1. Topographie

D'après le levé topographique et les photos satellitaires, l'ouvrage se trouve dans une zone plane et accessible ne présentant aucun risque apparent d'instabilité naturelle.



Figure I.2 – Zone du projet

##### I.3.1.2. Géotechnique

L'étude géotechnique a pour but de déterminer la nature, la répartition et l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, ainsi que leurs propriétés physiques, mécaniques et chimiques. Elle permet d'adapter le projet aux conditions géotechniques du site, notamment en ce qui concerne le choix du système de fondation (type et profondeur d'ancrage), la contrainte admissible du sol et l'évaluation des risques potentiels tels que l'instabilité, l'agressivité chimique ou le gonflement. Les principaux paramètres étudiés sont les suivants :

- Les paramètres mécaniques de résistance, intervenant dans les vérifications de capacité portante ;
- Les paramètres rhéologiques, utilisés pour l'analyse des tassements et du fluage ;
- La compacité des sols, influençant les travaux de terrassement ;
- La perméabilité, prise en compte pour les problèmes d'épuisement des fouilles et les opérations de bétonnage.



### ***1.3.1.2.1. Essais in-situ***

La campagne de reconnaissance géotechnique menée par le L.T.P.O sur site a comporté l'exécution des essais suivants :

- Deux (02) sondages carottés, notés (SC .01 et SC .02) de 25 m de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts pour des essais au laboratoire.
- Trois (03) sondages pressiométriques notés (SP .01, SP .02 et SP .03).
- Soixante-dix (70) essais pressiométriques réalisés au droit des sondages pressiométriques, à raison d'un essai tous les 1 m lorsque la nature du terrain permettait leur exécution.
- Un piézomètre a par ailleurs été posé au droit du sondage (SC .02) pour suivre et contrôler une éventuelle présence d'eau dans le sol.

Le piézomètre installé à cet effet étant malheureusement obturé, il n'a pas été possible d'effectuer des relevés du niveau de la nappe. Toutefois, en cas de présence d'eau lors de l'exécution des fouilles (venues d'eau, infiltrations, etc.), il conviendra de solliciter le L.T.P.O afin de procéder, si nécessaire, à une analyse chimique de cette eau.

Les différents sondages ont mis en évidence une succession de couches constituées principalement de terres végétales superficielles, d'encroûtements gréseux calcaires, d'argiles brunâtres finement sableuses plus ou moins concrétionnées, de niveaux alluvionnaires à galets ainsi que de marnes brunâtres à verdâtres compactes à indurées en profondeur.

Dans l'ensemble, les terrains superficiels présentent une qualité moyenne à faible, tandis que les formations marneuses profondes apparaissent plus compactes et plus favorables à la reprise des charges des fondations.

### ***1.3.1.2.2. Essais au laboratoire***

Divers essais de laboratoire ont été réalisés sur les échantillons prélevés sur le site, en fonction de la nature et de la structure des sols rencontrés, notamment :

- Essais physiques (poids spécifiques, teneur en eau naturelle, limite d'Atterberg, analyses granulo-sédimentométriques, teneur en carbonate de calcium  $\text{Ca CO}_3$ )
- Essais mécaniques (essais œdométriques, essais de résistance au cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande)
- Essais chimiques (analyse chimique)

Le tableau ci-dessous présente les résultats des essais physiques :

*Tableau I.1 – Résultats des essais physiques*

| Analyse granulo-sédimentométrique |                           |                          |
|-----------------------------------|---------------------------|--------------------------|
| Profondeur (m)                    | (%) < (80 $\mu\text{m}$ ) | (%) < (2 $\mu\text{m}$ ) |
| 4,50 - 4,70                       | 77,97                     | ≈ 40 %                   |
| 5,60 - 5,90                       | 78,93                     |                          |
| 11,10 - 11,30                     | 80,46                     |                          |
| 11,30 - 11,50                     | 82,38                     |                          |
| 17,50 - 17,90                     | 84,09                     |                          |

| Profondeur (m)                                         | (%) < (80 μm)                     |                                   | (%) < (2 μm)                      |          |                       |                       |                       |                       |                |
|--------------------------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------|
| 19,50 - 19,75                                          | 83,03                             |                                   | ≈ 40 %                            |          |                       |                       |                       |                       |                |
| 20,30 - 20,80                                          | 76,61                             |                                   |                                   |          |                       |                       |                       |                       |                |
| 21,65 - 21,80                                          | 78,91                             |                                   |                                   |          |                       |                       |                       |                       |                |
| 24,10 - 24,40                                          | 76,03                             |                                   |                                   |          |                       |                       |                       |                       |                |
| 24,50 - 24,90                                          | 76,33                             |                                   |                                   |          |                       |                       |                       |                       |                |
| Poids spécifiques, teneur en eau et limite d'Atterberg |                                   |                                   |                                   |          |                       |                       |                       |                       |                |
| Profondeur (m)                                         | $\gamma_s$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_h$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_d$<br>(t/m <sup>3</sup> ) | W<br>(%) | S <sub>r</sub><br>(%) | W <sub>l</sub><br>(%) | W <sub>p</sub><br>(%) | I <sub>p</sub><br>(%) | I <sub>c</sub> |
| 4,50 - 4,70                                            | 2,68                              | 1,88                              | 1,52                              | 23,87    | 85,07                 | 62                    | 34                    | 28                    | 1,37           |
| 5,60 - 5,90                                            | 2,56                              | 2,04                              | 1,84                              | 10,59    | 63,72                 | 44                    | 23                    | 21                    | 1,58           |
| 11,10 - 11,30                                          | 2,60                              | 2,01                              | 1,72                              | 16,55    | 81,11                 | 52                    | 28                    | 24                    | 1,49           |
| 11,30 - 11,50                                          | 2,65                              | 2,13                              | 1,85                              | 14,84    | 90,94                 | 59                    | 33                    | 26                    | 1,68           |
| 17,50 - 17,90                                          | 2,68                              | 1,97                              | 1,60                              | 23,05    | 93,08                 | 81                    | 40                    | 41                    | 1,41           |
| 19,50 - 19,75                                          | 2,68                              | -                                 | -                                 | -        | -                     | 75                    | 34                    | 41                    | -              |
| 20,30 - 20,80                                          | 2,65                              | 1,95                              | 1,56                              | 24,86    | 94,29                 | 65                    | 32                    | 33                    | 1,21           |
| 21,65 - 21,80                                          | 2,67                              | 2,01                              | 1,65                              | 22,08    | 96,52                 | 87                    | 44                    | 43                    | 1,51           |
| 24,10 - 24,40                                          | 2,62                              | 1,95                              | 1,66                              | 17,18    | 76,34                 | 68                    | 34                    | 34                    | 1,49           |
| 24,50 - 24,90                                          | 2,60                              | 2,11                              | 1,82                              | 15,73    | 91,38                 | 64                    | 34                    | 30                    | 1,62           |

Le tableau ci-dessous présente les résultats des essais mécaniques :

Tableau I.2 – Résultats des essais mécaniques

| Essai de compressibilité à l'œdomètre                                   |                |                                       |                                   |                                 |
|-------------------------------------------------------------------------|----------------|---------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| Sondage N°                                                              | Profondeur (m) | Pression de consolidation $P_c$ (bar) | Coefficient de tassement $C_t$    | Coefficient de gonflement $C_g$ |
| SC .01*                                                                 | 4,50 – 4,70    | 1,30                                  | 0,2991                            | 0,0306                          |
|                                                                         | 11,10 – 11,30  | 1,55                                  | 0,2137                            | 0,0196                          |
|                                                                         | 17,50 – 17,90  | 3,21                                  | 0,1602                            | 0,0379                          |
|                                                                         | 20,30 – 20,80  | 2,32                                  | 0,2279                            | 0,0697                          |
|                                                                         | 21,65 – 21,80  | 0,80                                  | 0,2850                            | 0,0258                          |
| SC .02*                                                                 | 24,50 – 24,90  | 2,97                                  | 0,1211                            | 0,0648                          |
| Essai de résistance au cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande |                |                                       |                                   |                                 |
| Sondage N°                                                              | Profondeur (m) | Cohésion $C$ (bar)                    | Angle de frottement $\varphi$ (°) | Type d'essai                    |
| SC .02                                                                  | 4,50 – 4,70    | 0,71                                  | 26,01°                            | U.U                             |

Selon les résultats d'essai œdométrique, il apparaît que la plupart des matériaux sont consolidés ( $P_c < P_0$ , ou  $P_0$  le poids des terres au repos), moyennement tassant et gonflants notamment en profondeur.

Selon les résultats de l'essai de résistance au cisaillement, l'échantillon présente un couple de valeurs ( $C$  ;  $\varphi$ ) caractérisant un sol peu cohérent et relativement frottant.

### I.3.1.3. Climat

Le climat de Tlemcen est méditerranéen de transition, avec quelques caractéristiques continentales, et semi-aride. L'hiver est assez froid, tandis que l'été est très chaud. De plus, en hiver, la ville est exposée aux vagues de froid et aux chutes de neige.

La température moyenne du mois le plus froid (janvier) est de 11,1 °C, celle du mois le plus chaud (août) est de 27 °C. La température moyenne annuelle est de 18,3 °C. Les précipitations totalisent 320 mm/an : elles sont donc faibles. Au mois le moins pluvieux

(juillet) elles s'élèvent à 1 mm, dans les mois les plus pluvieux (janvier, novembre) elles s'élèvent à 45 mm.

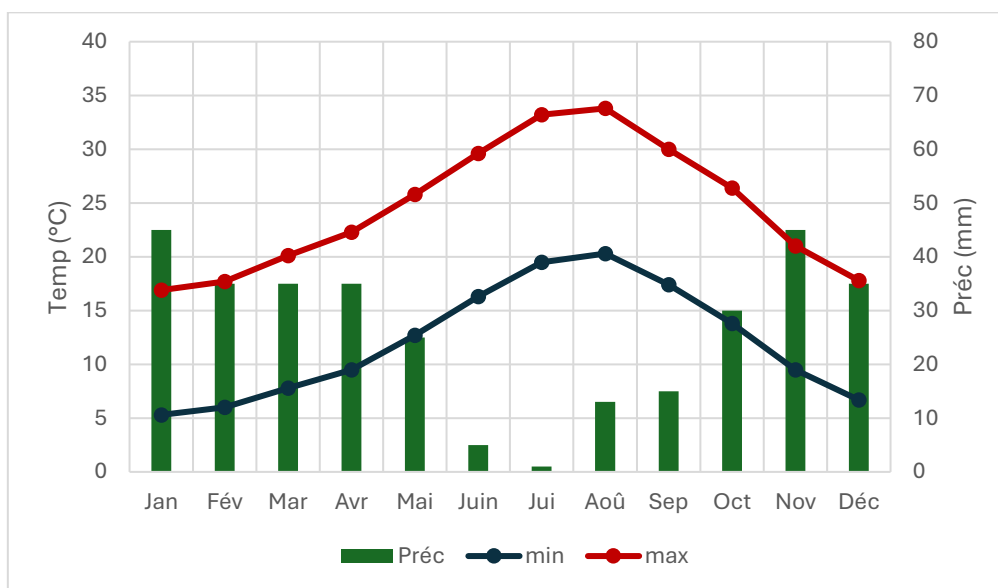


Figure I.3 – Graphique de variation de la température et des précipitations en fonction des mois

#### I.3.1.4. Sismicité

L'ouvrage se situe dans la wilaya de Tlemcen, classée en zone sismique I (faible sismicité) selon le règlement RPOA 2008.

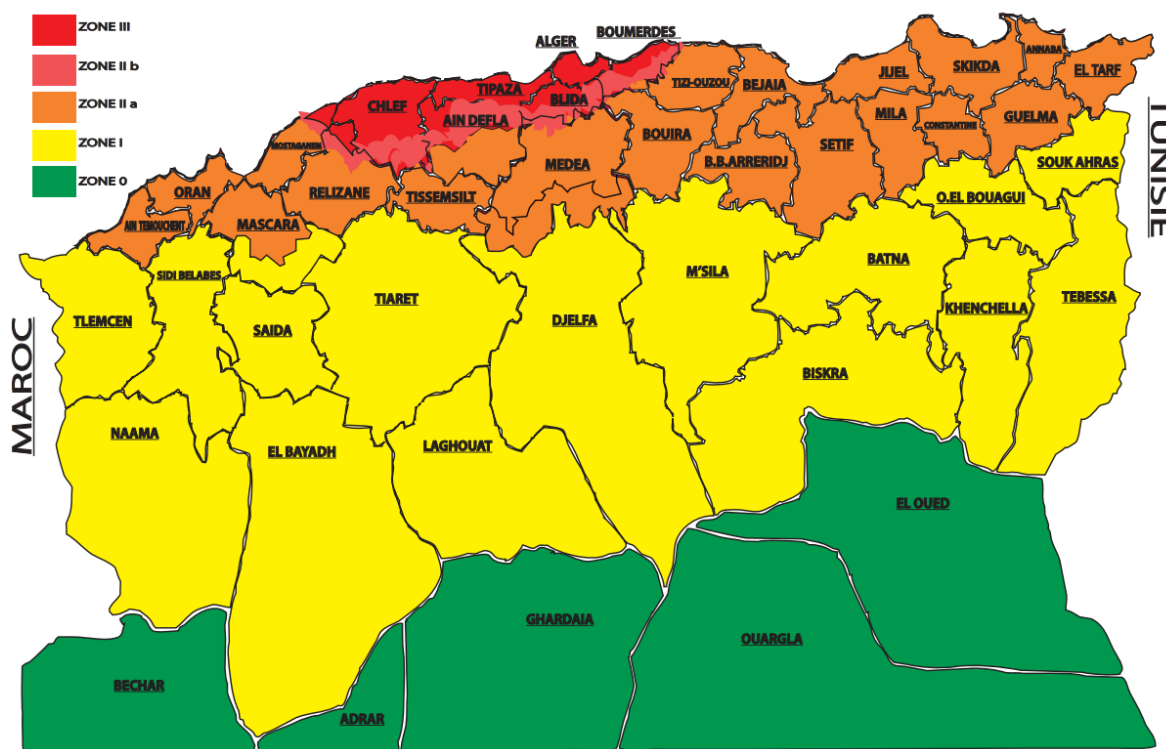


Figure I.4 – Carte de zonage sismique de l'Algérie

Le coefficient d'accélération est déterminé en fonction de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'importance de l'ouvrage.

Le tableau ci-dessous montre les coefficients d'accélération pour chaque zone sismique :

Tableau I.3 – Coefficient d'accélération de zone A

| Groupe de pont | Zone sismique |      |      |      |
|----------------|---------------|------|------|------|
|                | I             | Ia   | Ib   | III  |
| 1              | 0,15          | 0,25 | 0,30 | 0,40 |
| 2              | 0,12          | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| 3              | 0,10          | 0,15 | 0,20 | 0,25 |

L'ouvrage appartient au groupe 2 (ponts importants), par conséquent, le coefficient d'accélération de zone est pris égal à  $A = 0,12$ .

### I.3.2. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles correspondent aux caractéristiques nécessaires pour assurer le fonctionnement de l'ouvrage de franchissement. La vue en plan, le profil en long et le profil en travers constituent les trois éléments principaux permettant de définir la géométrie d'une voie.

#### I.3.2.1. Vue en plan

La vue en plan est la projection verticale de l'ouvrage sur un plan horizontal, l'ouvrage est droit en plan. Sa longueur est définie en fonction de l'assiette autoroutière à franchir, estimée à environ 38 m. Toutefois, l'implantation des culées doit également permettre de limiter leur hauteur et de garantir la stabilité des terrassements. En conséquence, une longueur d'ouvrage d'environ 50 m est retenue.

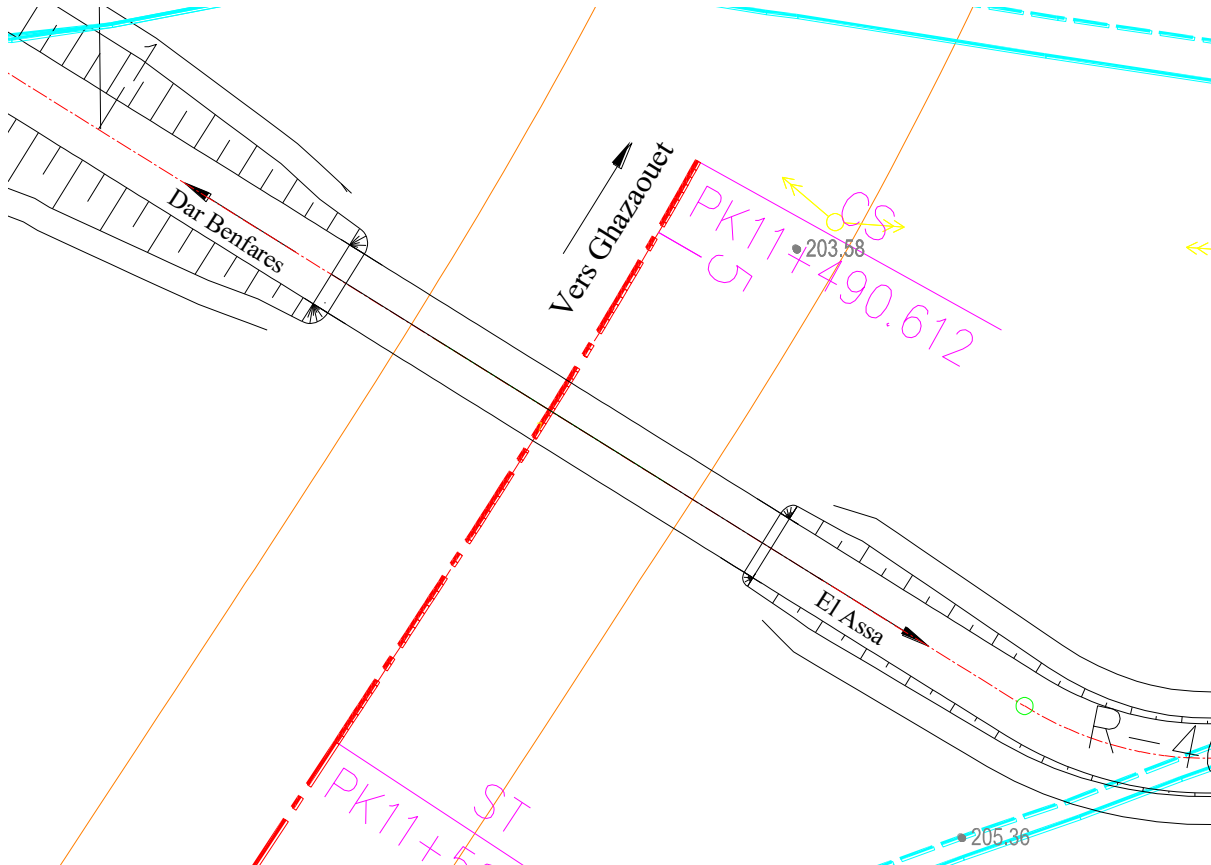


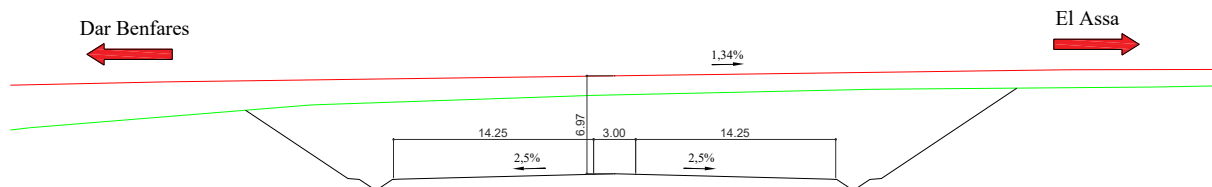
Figure I.5 – Vue en plan



### I.3.2.2. Profil en long

Le profil en long est la représentation de l'ouvrage suivant un plan vertical contenant son axe, il montre les variations d'altitude du terrain naturel et du projet le long de cet axe.

Dans le sens longitudinal, l'ouvrage franchit une autoroute avec une pente de 1,34 %. Le tracé en profil en long est donc défini uniquement en fonction des exigences de et contraintes fonctionnelles.



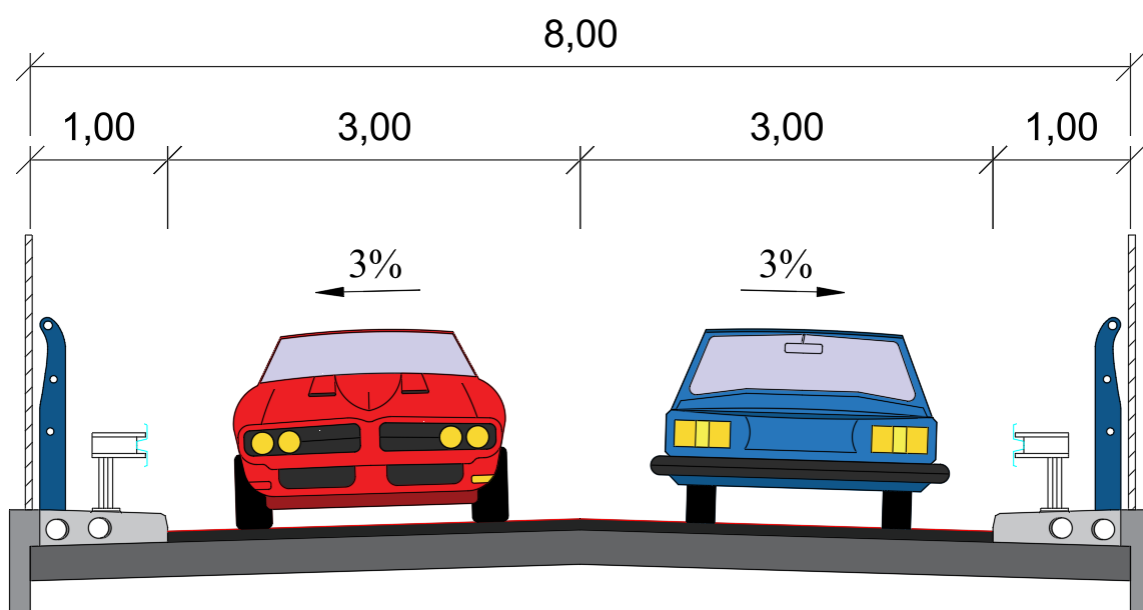
*Figure I.6 – Profil en long*

### I.3.2.3. Profil en travers

Le profil en travers est la coupe perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage ou de la route, il représente la disposition et les dimensions des différents éléments (nombre de voies, largeur de voie, accotements, trottoirs, équipements de sécurité, etc...).

Dans ce cas, le profil en travers présente les caractéristiques suivantes :

- Nombre de voies de circulation  $N_{voies} = 2 \text{ voies}$  (3 m chacune) ;
- Largeur roulable  $l_r = 6 \text{ m}$  ;
- Largeur chargeable  $l_c = 6 \text{ m}$  ;
- Dévers de la chaussée 3% (en toit) ;
- Largeur des trottoirs 1 m chacun ;
- Largeur utile  $l_u = 8,3 \text{ m}$ .



*Figure I.7 – Profil en travers*

**I.4. Conclusion**

Après le rassemblement de toutes les données pertinentes concernant le site et la structure, Il devient possible de commencer la phase de conception du pont. Ces données permettent d'offrir des solutions techniques qui respectent les contraintes géométriques, géotechniques, hydrologiques et fonctionnelles du projet.

---

## **Chapitre II. Conception et Prédimensionnement**

---

## II.1. Introduction

La conception générale d'un pont s'inscrit dans une démarche itérative qui vise à optimiser le projet à l'échelle technique et économique, tout en tenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles ainsi que des exigences de durabilité et d'intégration esthétique.

Après le recueil et l'analyse des données relatives au site et à l'ouvrage, plusieurs solutions sont envisagées et comparées afin de retenir celle qui répond le mieux aux exigences imposées. Cette solution fait ensuite l'objet d'une étude détaillée.

Ce chapitre a pour objectif de présenter les principales étapes de conception jusqu'au choix de la solution optimale.

## II.2. Critères de choix de type d'ouvrage

Le but est de déterminer la solution la plus économique respectant les contraintes imposées. Pour obtenir au meilleur choix, il est nécessaire de connaître d'une part l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

Les ponts sont classés selon :

- La fonction du pont (pont ferroviaire, pont routier, ...) ;
- L'importance de l'ouvrage (ouvrage courant, important ou stratégique) ;
- La structure (caisson, arc, à poutres, mixte, ...)
- Le schéma statique (isostatique ou hyperstatique)

Un meilleur choix du type d'ouvrage repose sur plusieurs critères essentiels, parmi les plus importants :

- La nature de l'obstacle franchi ;
- La disposition en plan (droit, courbe, biais) ;
- Les données fonctionnelles du projet ;
- Le respect de gabarit ;
- Le domaine d'emploi et les plages de portées de type de l'ouvrage ;
- L'aspect esthétique de l'ouvrage.

## II.3. Présentation des variantes proposées

Le choix s'est porté sur les trois variantes suivantes :

- Pont-dalle en béton précontraint ;
- Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP) ;
- Pont mixte-bipoutres.

Note : toutes les variantes proposées sont conçues conformément aux recommandations techniques des guides du SETRA.

### II.3.1. La 1<sup>re</sup> variante : Pont-dalle en béton précontraint

La majorité des passages supérieurs d'autoroute est réalisée sous forme de ponts-dalles. Ce type d'ouvrage constitue une solution économique et efficace pour le franchissement d'obstacles de longueurs comprises généralement entre 15 m et 60 m, avec des portées unitaires pouvant atteindre environ 25 m.

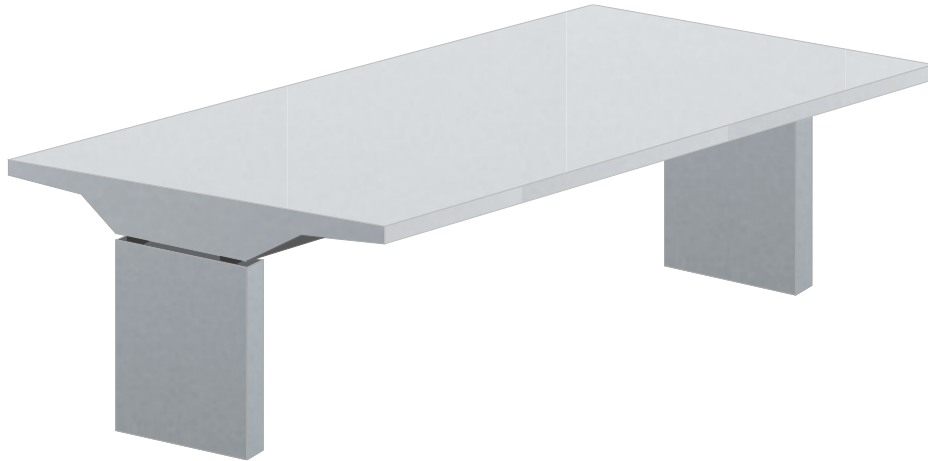


Figure II.1 – Perspective du pont dalle

#### II.3.1.1. Description de la variante

L'ouvrage est constitué de deux travées de longueur égale  $L = 25$  m. Le tablier choisi est de type PSI.DP, formé par une dalle, armée dans le sens transversal et précontrainte longitudinalement par des câbles continus disposés d'un about à l'autre.

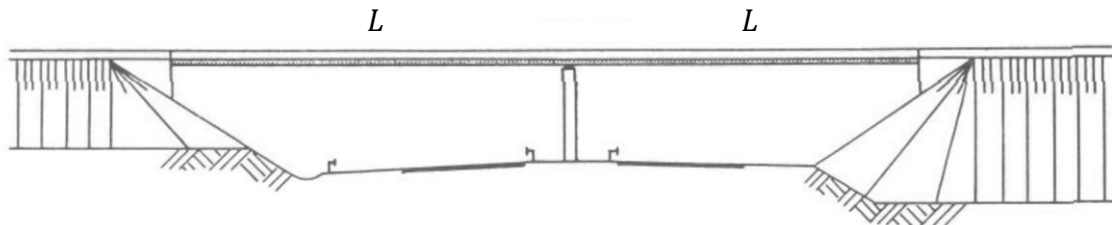


Figure II.2 – Répartition des travées

Le choix de la section transversale (dalle rectangulaire ou à encorbellements) est conditionné par des considérations économiques, pour des portées dépassant 20 m une dalle à larges encorbellements s'impose.

#### II.3.1.2. Prédimensionnement des éléments du tablier

Le tableau ci-après récapitule le prédimensionnement des éléments du tablier du pont-dalle selon les recommandations du guide SETRA :

Tableau II.1 – Prédimensionnement des éléments du pont-dalle

| Élément                  | Formule ou condition | Valeur retenue      |
|--------------------------|----------------------|---------------------|
| Epaisseur de la dalle    | $L/25$               | $e_d = 1 \text{ m}$ |
| Largeur d'encorbellement | $\leq 0,2L$          | 1,2 m               |

| Elément                                     | Formule ou condition                                    | Valeur retenue |
|---------------------------------------------|---------------------------------------------------------|----------------|
| Largeur de la dalle centrale                | $\geq 0,5l_u$                                           | 5,6 m          |
| Epaisseur à l'extrémité de l'encorbellement | $0,20 \pm 0,05$                                         | 20 cm          |
| Inclinaison de la dalle                     | Voisine de $\frac{1}{2}$                                | $\frac{1}{2}$  |
| Inclinaison de la sous-face                 | $\frac{1}{20} \leq \tan(\theta_{sf}) \leq \frac{1}{10}$ | $\frac{1}{15}$ |
| Longueur d'about                            | $0,5(1 +  \cot(\varphi) )$                              | 0,5 m          |

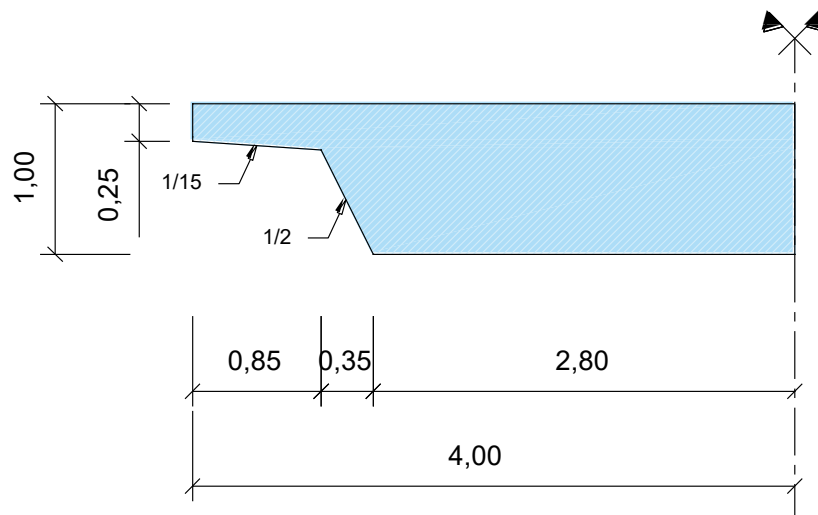


Figure II.3 – Dimensions de la dalle

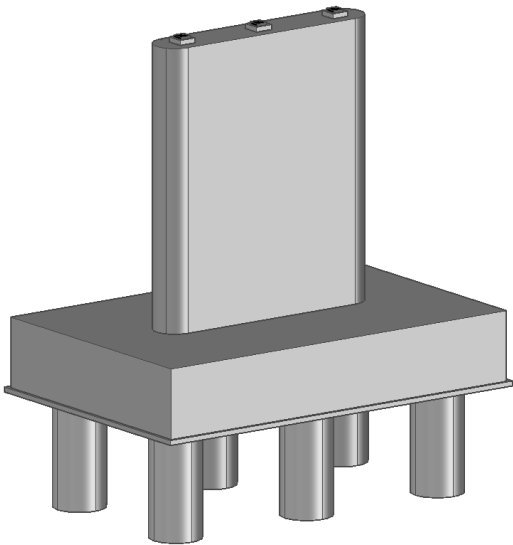
### II.3.1.3. Conception de la pile

Le profil en travers de tablier présente une largeur de la face inférieure de la dalle de 5,6 m. En conséquence, il est judicieux d'opter pour une pile à voile unique de longueur 5,6 m.

Le tableau ci-dessous résume le prédimensionnement des éléments de la pile (dimensions en m) :

Tableau II.2 – Prédimensionnement des éléments de la pile (1<sup>re</sup> variante)

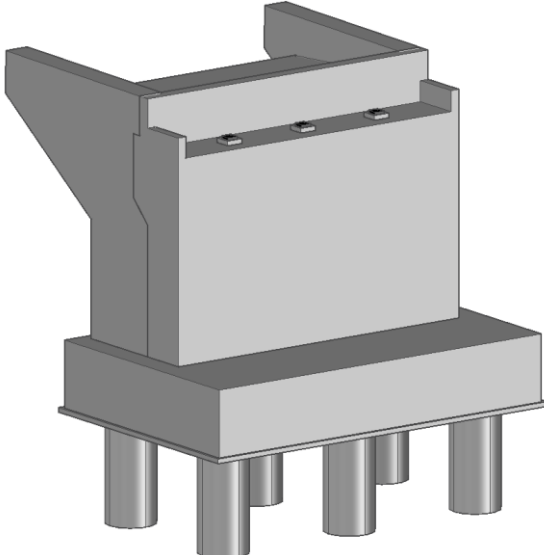
| Voile     |          |            |
|-----------|----------|------------|
| Epaisseur | Longueur | Hauteur    |
| 1,00      | 5,60     | 6,50       |
| Semelle   |          |            |
| Largeur   | Longueur | Hauteur    |
| 6,00      | 9,20     | 1,60       |
| Pieux     |          |            |
| Nombre    | Diamètre | Profondeur |
| 2 × 3     | 1,20     | Variable   |



### II.3.1.4. Conception de la culée

Le choix s'est porté sur une culée remblayée (appui et soutien des remblais), constitué de murs ou de voiles en béton armé. Le tableau ci-dessous résume le prédimensionnement des éléments de la culée (dimensions en *m*) :

Tableau II.3 – Prédimensionnement des éléments de la culée (1<sup>re</sup> variante)

|                     |           |          |          |                                                                                     |          |            |  |
|---------------------|-----------|----------|----------|-------------------------------------------------------------------------------------|----------|------------|--|
| Mur de front        |           |          |          |  |          |            |  |
| Hauteur             | Epaisseur |          | Longueur |                                                                                     |          |            |  |
| 4,90                | 1,20      |          | 8,00     |                                                                                     |          |            |  |
| Mur garde grève     |           |          |          |                                                                                     |          |            |  |
| Hauteur             | Epaisseur |          | Longueur |                                                                                     |          |            |  |
| 1,20                | 0,30      |          | 8,00     |                                                                                     |          |            |  |
| Mur en retour       |           |          |          |                                                                                     |          |            |  |
| Hauteur             | Epaisseur |          | Longueur |                                                                                     |          |            |  |
| 6,09                | 0,60      |          | 5,20     |                                                                                     |          |            |  |
| Dalle de transition |           | Corbeau  |          |                                                                                     |          |            |  |
| Longueur            | Epaisseur | Longueur | Section  |                                                                                     |          |            |  |
| 4,00                | 0,30      | 6,80     | 0,41     |                                                                                     |          |            |  |
| Semelle             |           |          |          | Pieux                                                                               |          |            |  |
| Largeur             | Longueur  |          | Hauteur  | Nombre                                                                              | Diamètre | Profondeur |  |
| 6,00                | 9,20      |          | 1,60     | 2 × 3                                                                               | 1,20     | Variable   |  |

### II.4. Modèle 3D de la variante

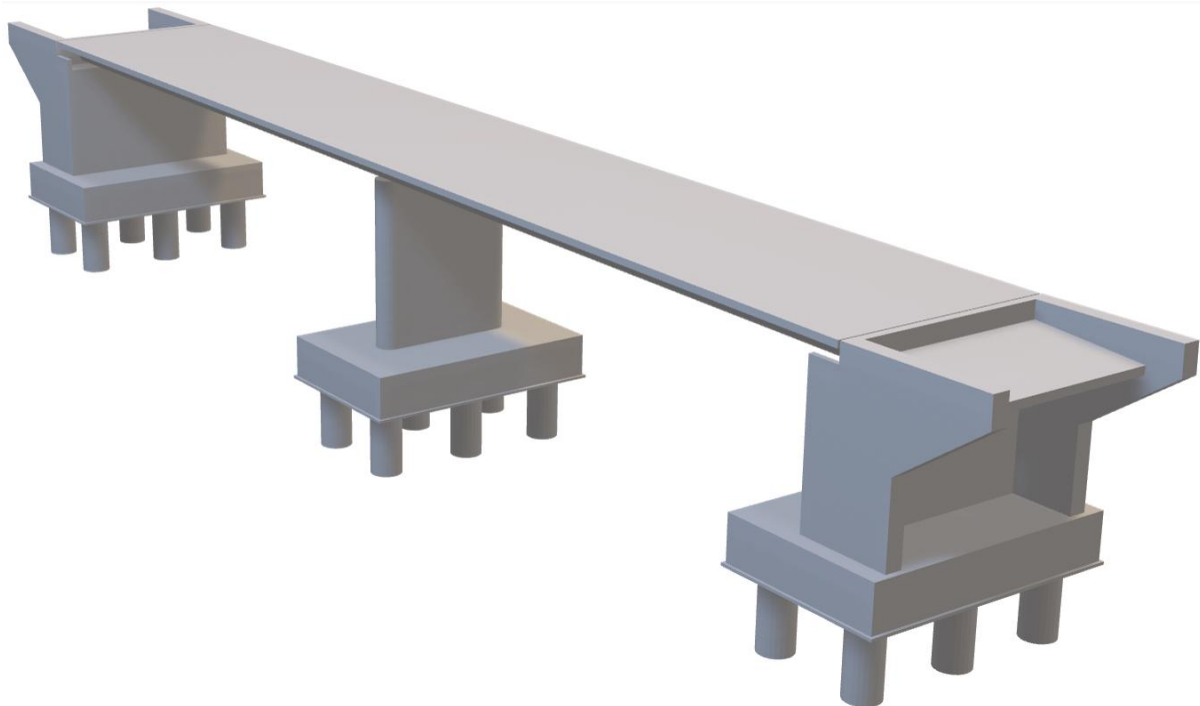
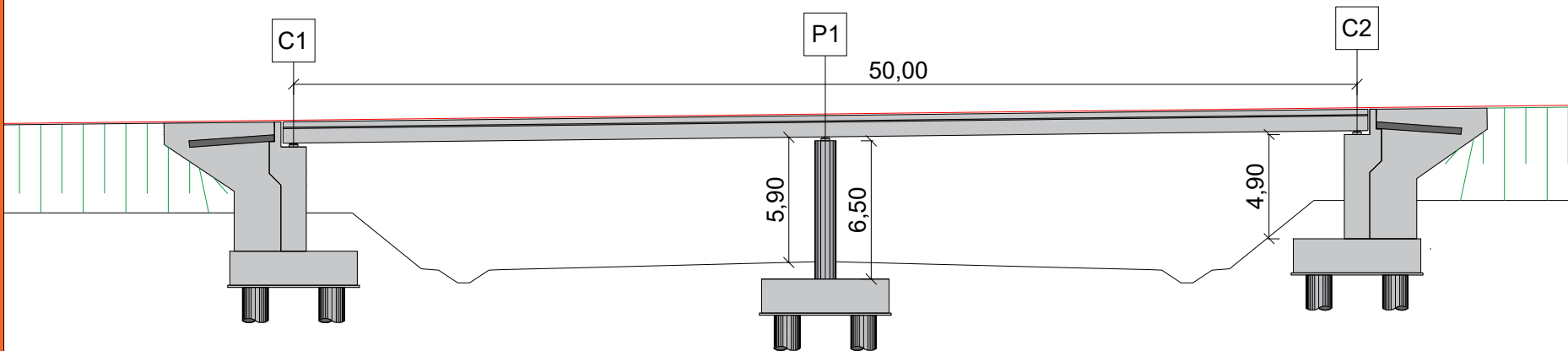


Figure II.4 – Modèle 3D de la 1<sup>re</sup> variante

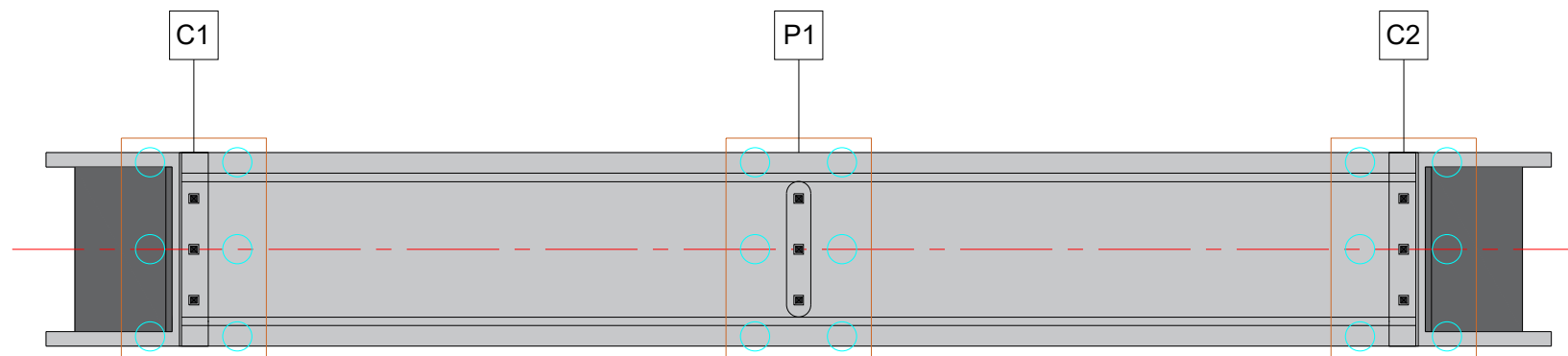
# PROFIL EN LONG

ECH : 1/300



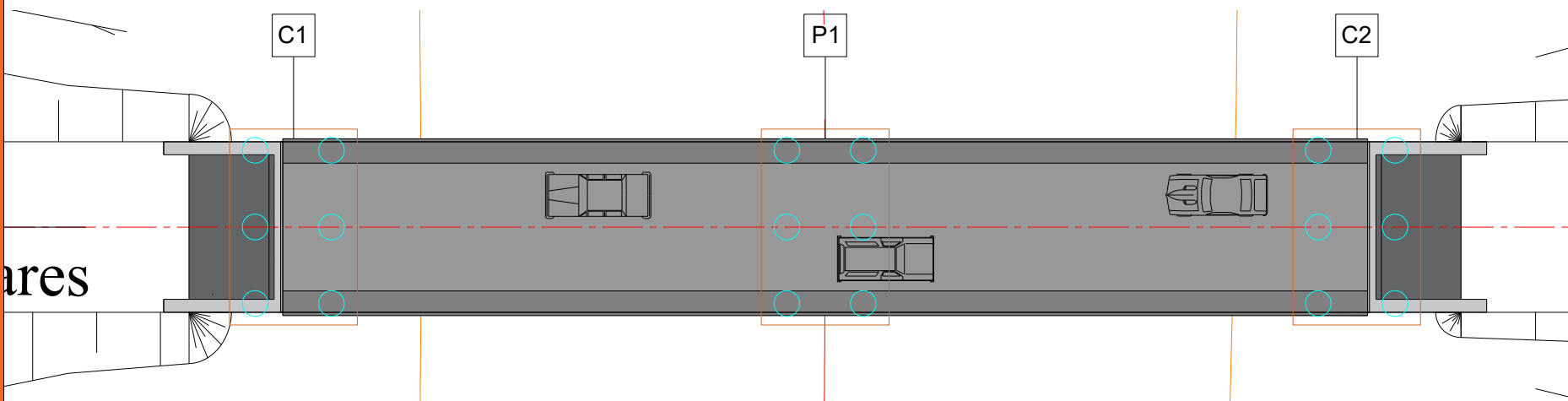
# VUE EN PLAN SOUS DALLE

ECH : 1/300



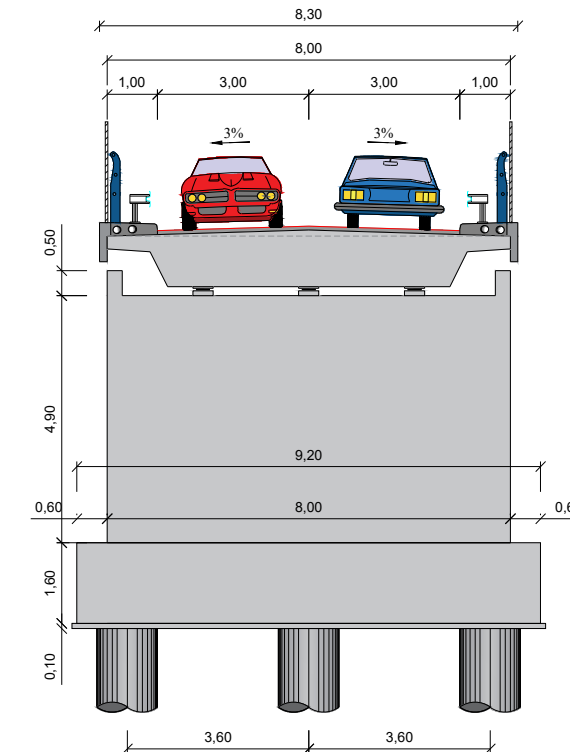
# VUE EN PLAN

ECH : 1/300



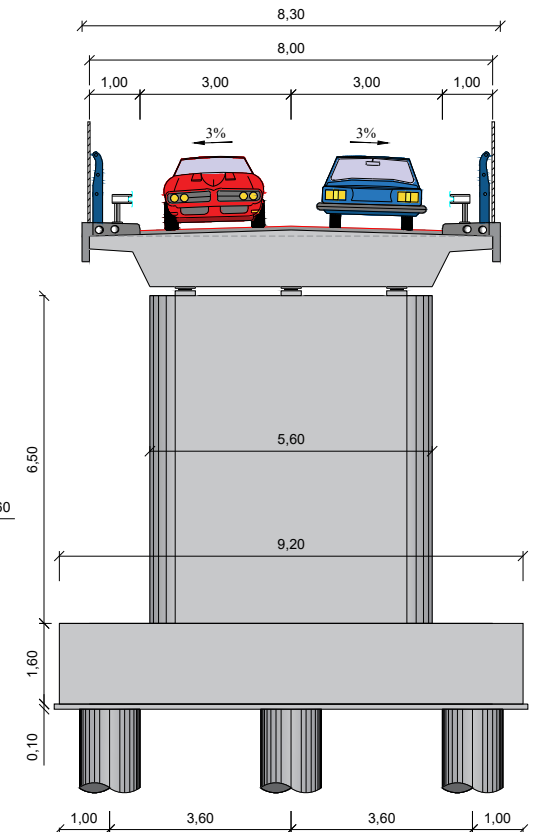
# COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE

ECH : 1/150



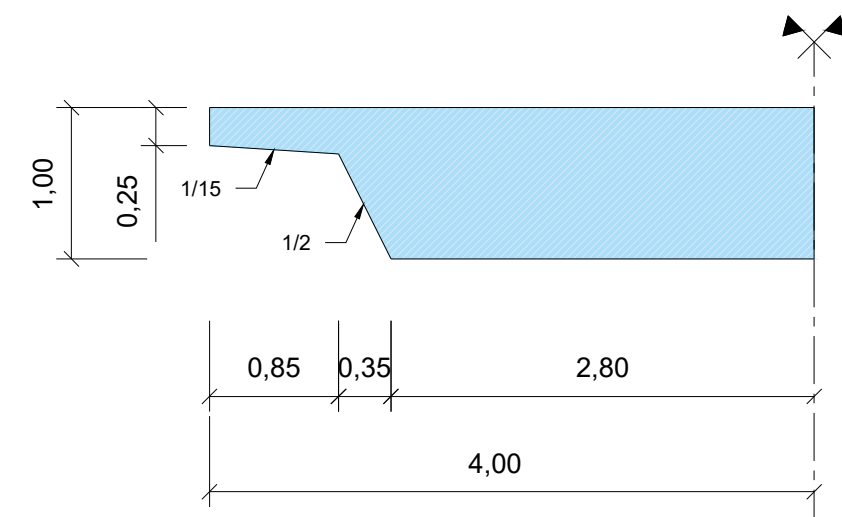
# COUPE TRANSVERSALE SUR PILE

ECH : 1/150



# COUPE TRANSVERSALE DE LA DALLE

ECH : 1/50





### II.4.1. La 2<sup>e</sup> variante : Pont à poutres précontraintes

Le pont à poutres précontraintes de type VIPP est constitué de poutres principales en béton précontraint supportant une dalle de compression en béton armé. Il s'agit d'une solution couramment utilisée pour des portées faibles à moyennes, en raison de sa simplicité de mise en œuvre, de sa bonne performance structurale et de son coût généralement compétitif.

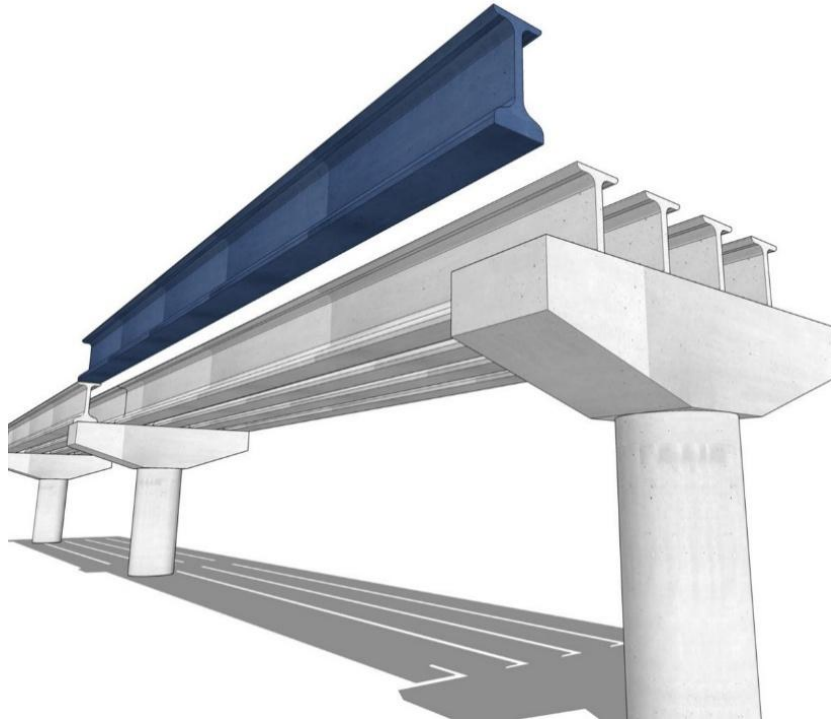


Figure II.5 – Perspective du pont à poutres précontraintes

#### II.4.1.1. Description de la variante

L'implantation des appuis permet de définir deux travées de longueur égale de 25,4 m. Le tablier sera constitué d'un ensemble de poutres précontraintes par post tension de hauteur constante, disposées longitudinalement et solidarisées par une dalle supérieure en béton armé coulée en place et par des entretoises d'abouts.

#### II.4.1.2. Prédimensionnement des éléments du tablier

Le tableau ci-après récapitule le prédimensionnement des éléments du tablier du pont-dalle selon les recommandations du guide SETRA :

Tableau II.4 – Prédimensionnement des éléments du pont à poutres précontraintes

| Elément                     | Formule ou condition                                                    | Valeur retenue                |
|-----------------------------|-------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| Epaisseur de la dalle       | $20\text{ cm} \leq e_d \leq 30\text{ cm}$                               | $e_d = 25\text{ cm}$          |
| Entraxe des poutres         | $1,4\text{ m} \leq \lambda \leq 2\text{ m}$                             | $\lambda = 1,7\text{ m}$      |
| Entraxe des poutres de rive | $l_a$ : en fonction de la largeur de l'ouvrage et l'entraxe des poutres | $l_a = 6,8\text{ m}$          |
| Nombre de poutres           | $N = \frac{l_a}{\lambda} + 1$                                           | $N = \frac{6,8}{1,7} + 1 = 5$ |

| Elément                                                       | Formule ou condition                           | Valeur retenue            |
|---------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|---------------------------|
| Hauteur d'une poutre                                          | $L/20 \leq h_p \leq L/17$                      | $h_p = 1,4 \text{ m}$     |
| Hauteur totale du tablier                                     | $h_t = h_p + e_d$                              | $h_t = 1,65$              |
| Largeur de la table de compression                            | $b \geq 0,6h_p$                                | $b = 1 \text{ m}$         |
| Epaisseur de la table de compression                          | $10 \text{ cm} \leq e_{tc} \leq 15 \text{ cm}$ | $e_t = 12 \text{ cm}$     |
| Pente de la face inférieure de la membrure                    | $1/15 \leq \tan(\alpha) \leq 1/10$             | $\tan(\alpha) = 1/10$     |
| Inclinaison du gousset supérieur                              | /                                              | $\beta = 45^\circ$        |
| Epaisseur de l'âme à mi-travée (section médiane)              | $e_{w,1} > 14 + \phi_{gaine}$                  | $e_{w,1} = 22 \text{ cm}$ |
| Épaisseur de l'âme au voisinage des appuis (section d'about). | /                                              | $e_{w,2} = 48 \text{ cm}$ |
| Largeur du talon                                              | $40 \text{ cm} \leq b_t \leq 90 \text{ cm}$    | $b_t = 48 \text{ cm}$     |
| Pente du pan incliné du talon                                 | $1 \leq \tan(\theta) \leq 1,5$                 | $\tan(\theta) = 1,5$      |
| Epaisseur du talon                                            | $10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$    | $e_t = 15 \text{ cm}$     |
| Longueur d'about                                              | /                                              | $0,5 \text{ m}$           |

La poutre précontrainte est composée des trois sections suivantes :

- Section d'about
- Section médiane
- Section intermédiaire

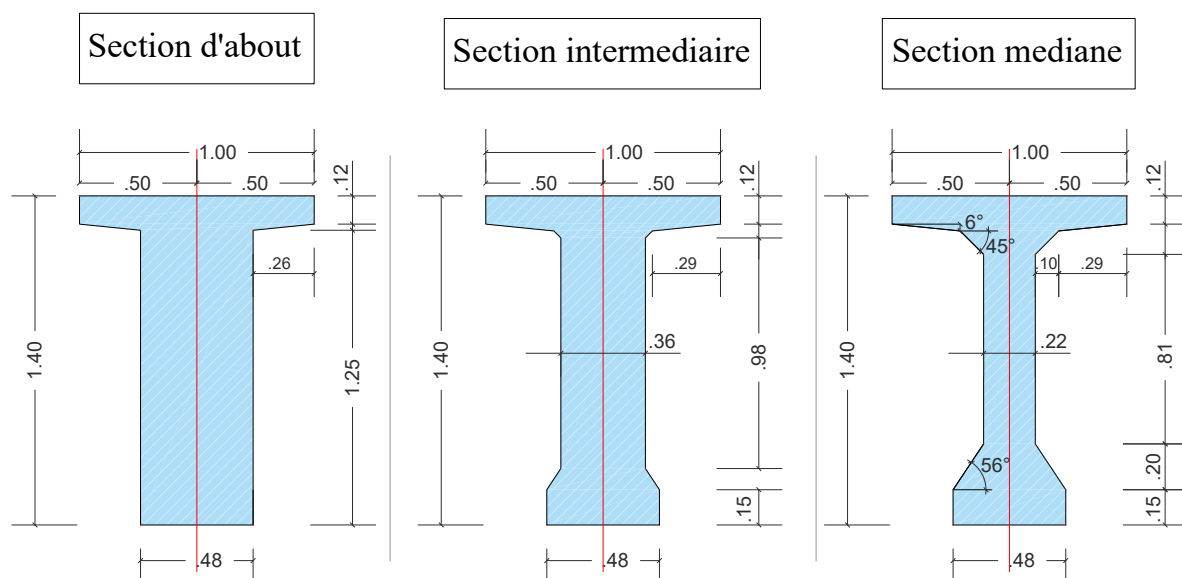


Figure II.6 – Coupes transversales de la poutre en béton précontraint

#### II.4.1.2.1. Entretoises d'about

Afin de faciliter l'accès aux appareils d'appui sur la pile, il est nécessaire de prévoir une distance supérieure à  $0,5\text{ m}$  entre l'entretoise d'about et le chevêtre d'appui, dans le cas idéal, une distance supérieure à  $0,8\text{ m}$  est souhaitable pour le confort. Une entretoise de section  $25 \times 90\text{ cm}^2$  est adoptée.

Dans ce cas

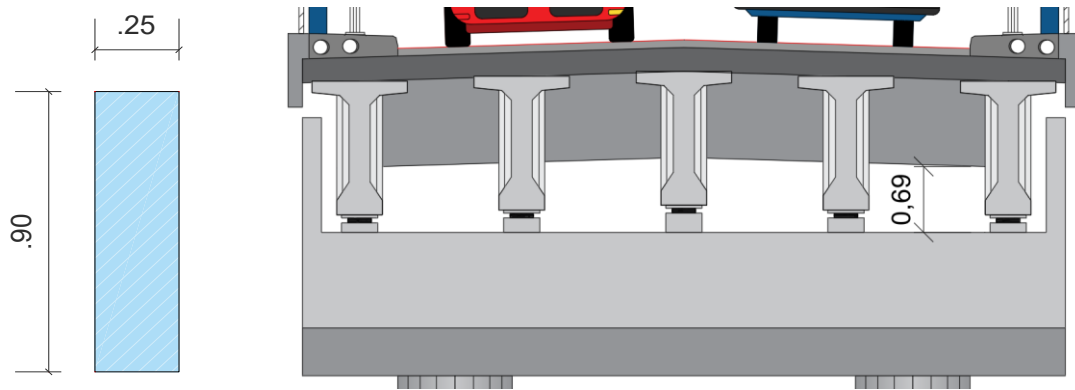


Figure II.7 – Coupe transversale de l'entretoise

#### II.4.1.3. Conception de la pile

Le choix s'est porté sur une pile à chevêtre sur colonnes espacées de  $4,8\text{ m}$ . La pile est constituée de deux colonnes espacées d'un entraxe  $4,8\text{ m}$ , le chevêtre est muni d'un muret cache.

Le tableau ci-dessous résume le prédimensionnement des éléments de la pile (dimensions en  $m$ ) :

Tableau II.5 – Prédimensionnement des éléments de la pile (2<sup>e</sup> variante)

| Chevêtre     |          |            |
|--------------|----------|------------|
| Largeur      | Longueur | Hauteur    |
| 2,20         | 8,00     | 1,50       |
| Fûts         |          |            |
| Nombre       | Diamètre | Hauteur    |
| 2            | 1,20     | 4,70       |
| Semelle      |          |            |
| Largeur      | Longueur | Hauteur    |
| 6,00         | 9,20     | 1,60       |
| Pieux        |          |            |
| Nombre       | Diamètre | Profondeur |
| $2 \times 3$ | 1,20     | Variable   |

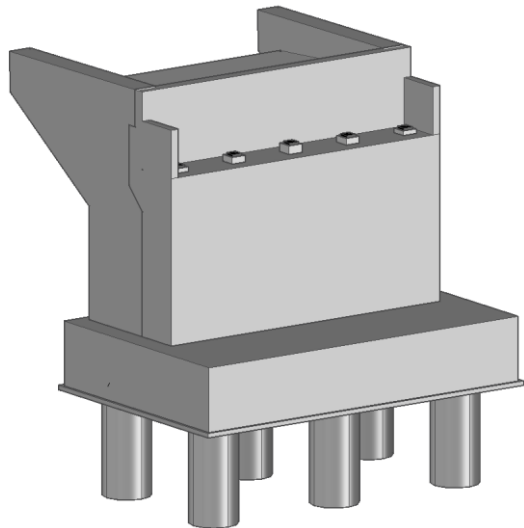
#### II.4.1.4. Conception de la culée

Comme la variante précédente, le choix s'est porté sur une culée remblayée, constitué de murs ou de voiles en béton armé. Le tableau ci-dessous résume le prédimensionnement des éléments de la culée (dimensions en *m*) :

Tableau II.6 – Prédimensionnement des éléments de la culée (2<sup>e</sup> variante)

|                     |           |          |         |
|---------------------|-----------|----------|---------|
| Mur de front        |           |          |         |
| Hauteur             | Epaisseur | Longueur |         |
| 4,15                | 1,20      | 8,00     |         |
| Mur garde grève     |           |          |         |
| Hauteur             | Epaisseur | Longueur |         |
| 1,94                | 0,30      | 8,00     |         |
| Mur en retour       |           |          |         |
| Hauteur             | Epaisseur | Longueur |         |
| 6,09                | 0,60      | 5,20     |         |
| Dalle de transition |           | Corbeau  |         |
| Longueur            | Epaisseur | Longueur | Section |
| 4,00                | 0,30      | 6,80     | 0,41    |
| Semelle             |           |          |         |
| Largeur             | Longueur  | Hauteur  |         |
| 6,00                | 9,20      | 1,60     |         |

|        |          |            |
|--------|----------|------------|
| Pieux  |          |            |
| Nombre | Diamètre | Profondeur |
| 2 × 3  | 1,20     | Variable   |



#### II.5. Modèle 3D de la variante

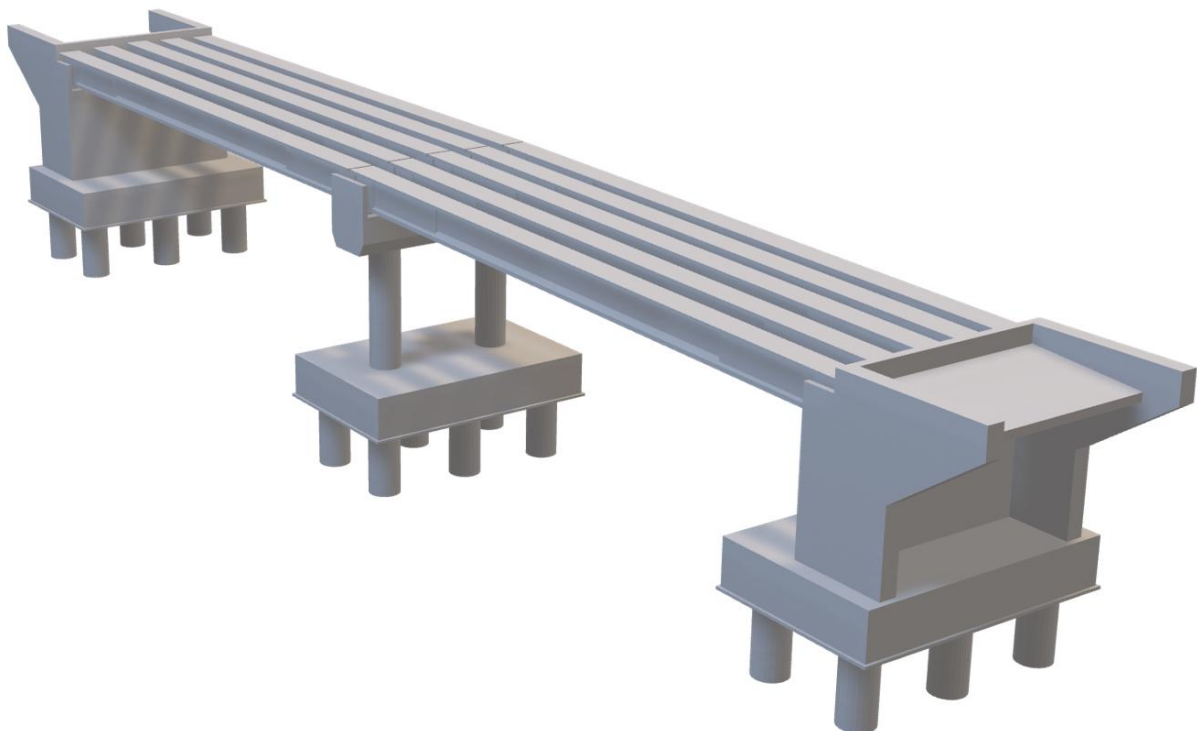
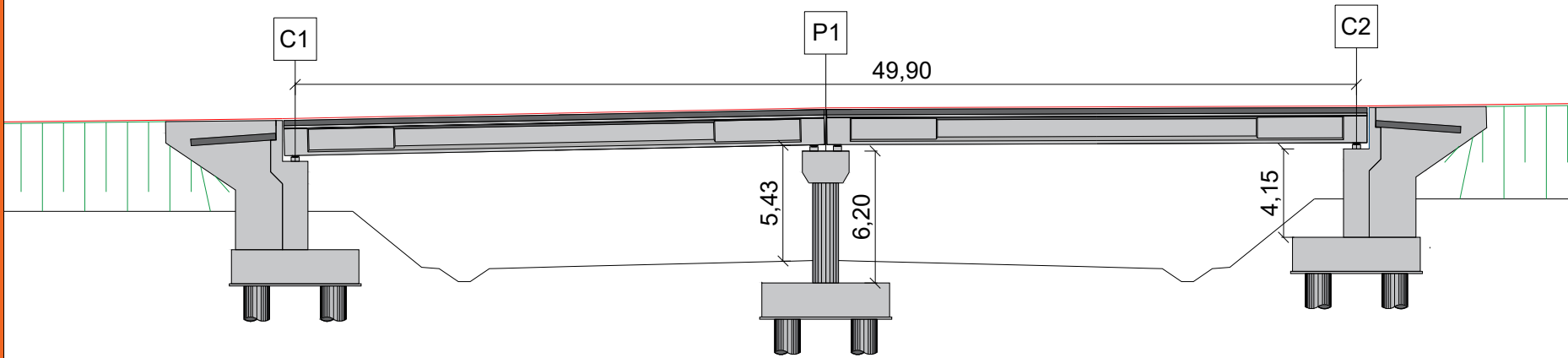


Figure II.8 – Modèle 3D de la 2<sup>e</sup> variante

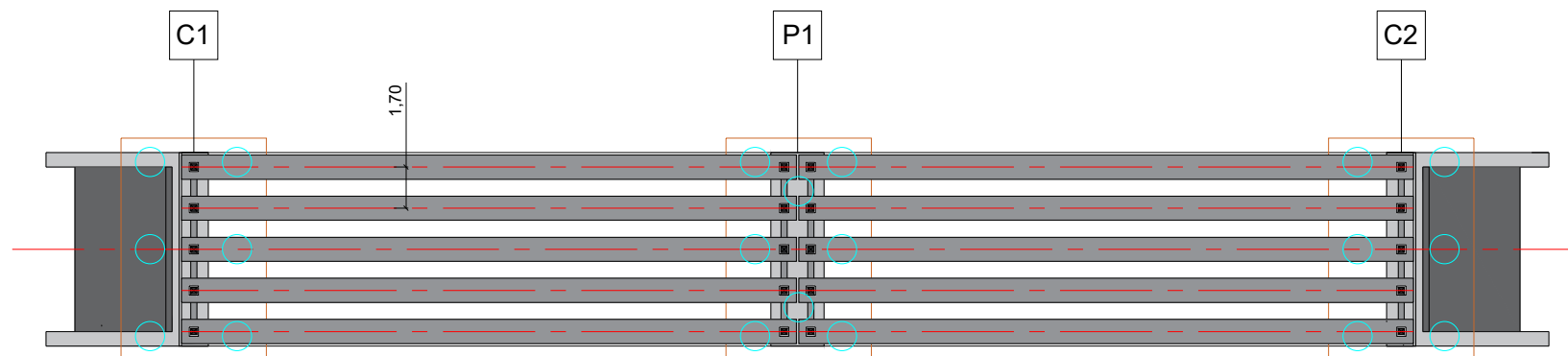
## PROFIL EN LONG

ECH : 1/300



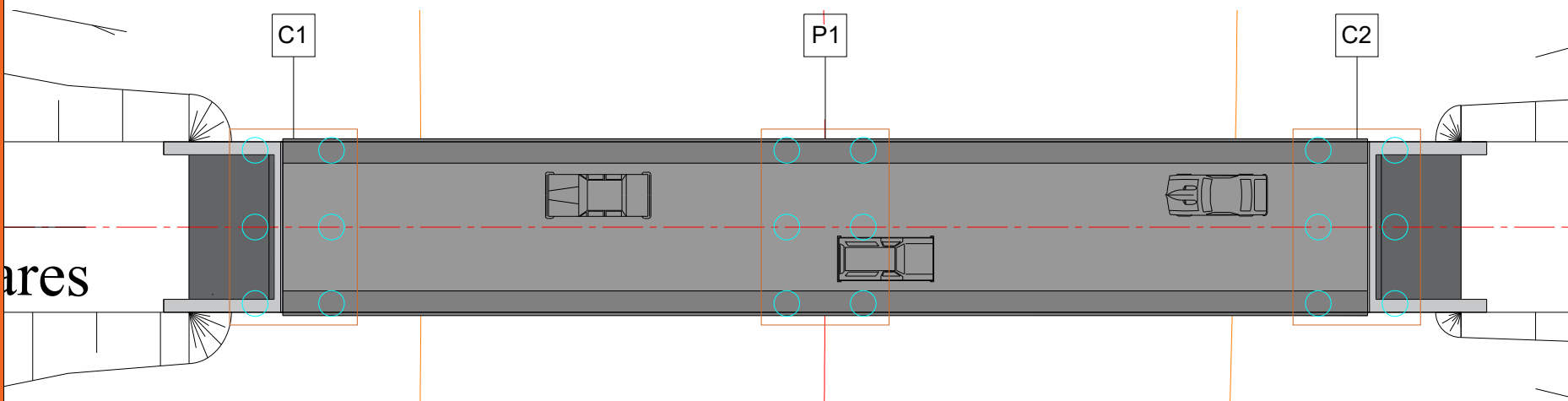
## VUE EN PLAN SOUS DALLE

ECH : 1/300



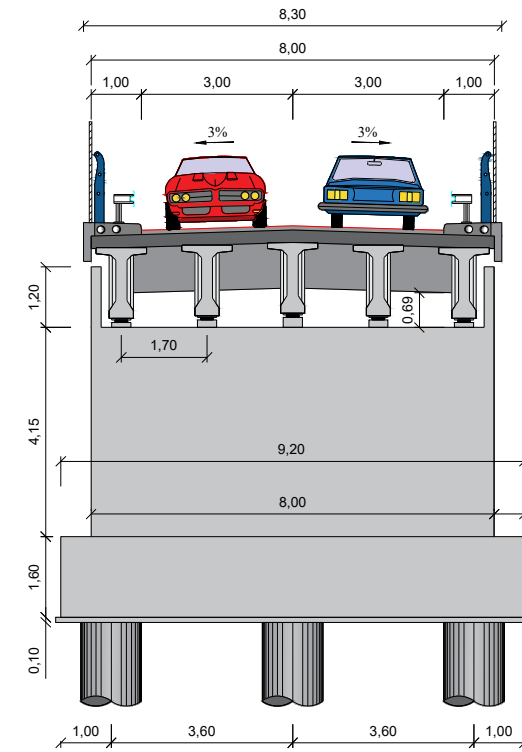
## VUE EN PLAN

ECH : 1/300



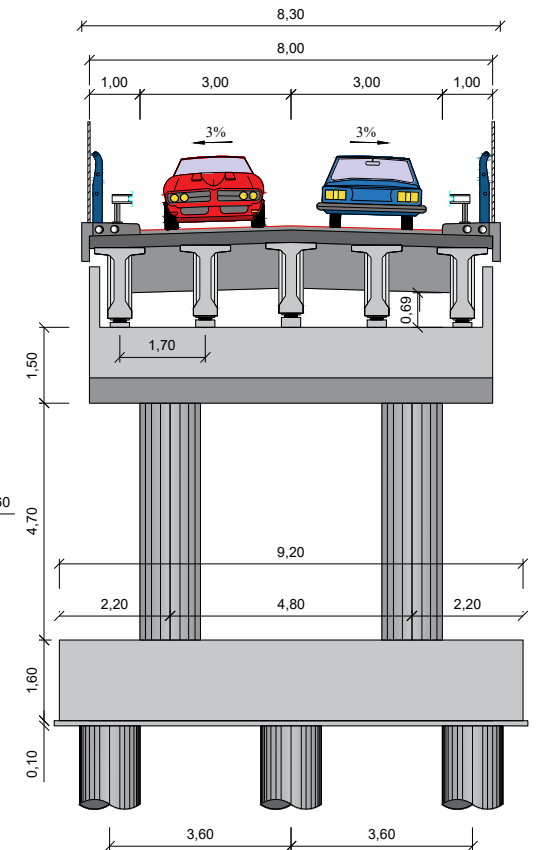
## COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE

ECH : 1/150



## COUPE TRANSVERSALE SUR PILE

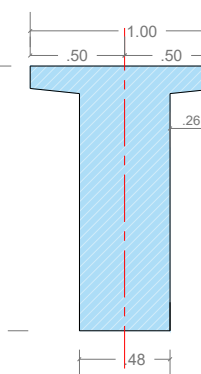
ECH : 1/150



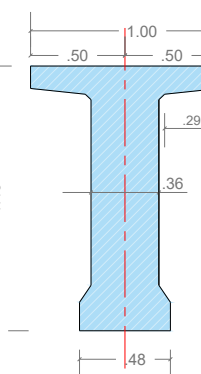
## COUPE TRANSVERSALE DE LA POUTRE

ECH : 1/40

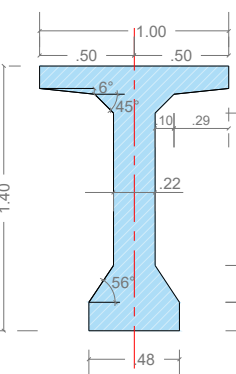
### Coupe A-A



### Coupe B-B

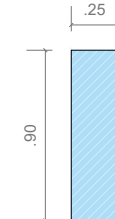


### Coupe C-C



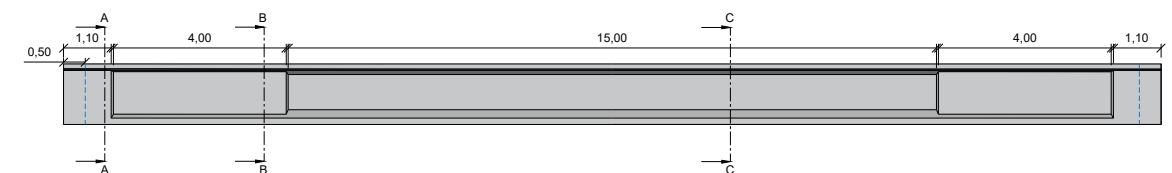
## COUPE TRANSVERSALE DE L'ENTRETOISE

ECH : 1/40



## COUPE LONGITUDINALE DE LA POUTRE

ECH : 1/175



### II.5.1. La 3<sup>e</sup> variante : Pont mixte bipoutres

Un pont mixte bipoutre est un pont constitué d'un tablier composé d'une dalle en béton, en général simplement armée, et d'une charpente métallique constituée de deux poutres principales connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées entretoises, ne présentant aucun contact avec la dalle. La gamme usuelle des portées de ce mode de construction se situe entre 30 et 110 m.

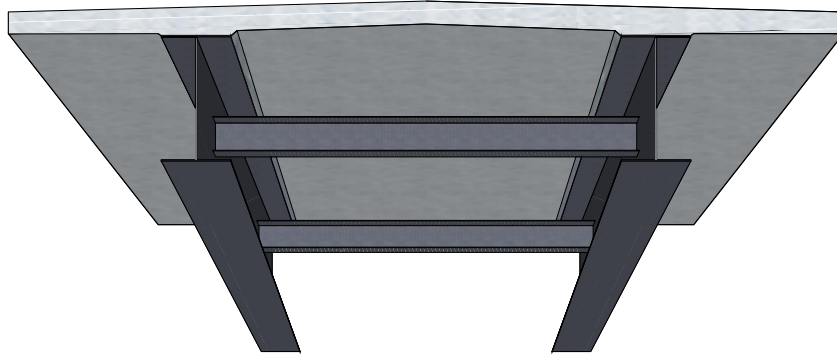


Figure II.9 – Perspective du pont mixte

#### II.5.1.1. Description de la variante

Dans cette variante, l'ouvrage est constitué d'une seule travée de portée  $L = 50\text{ m}$ . Le tablier est constitué d'une dalle de couverture en béton armée coulée en place dans ce cas par ce que la largeur est inférieure à une quinzaine de mètres, elle assure le rôle de table de compression, relié à la semelle supérieure des profils métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs (des goujons), dont le rôle est d'éviter tout glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

#### II.5.1.2. Prédimensionnement des éléments du tablier

Le schéma ci-après montre les dimensions de la poutre en acier :

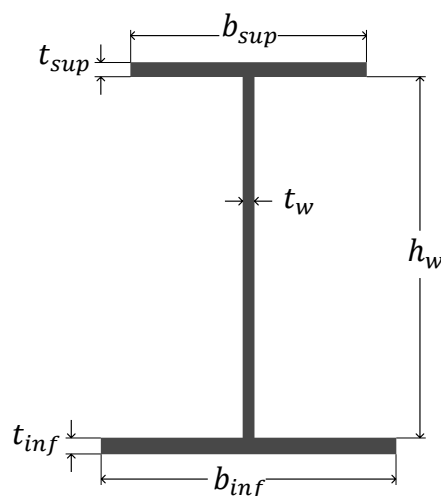


Figure II.10 – Notation des dimensions de la poutre en acier

Le tableau ci-après récapitule le prédimensionnement des éléments du tablier du pont-dalle selon les recommandations du guide SETRA :

Tableau II.7 – Prédimensionnement des éléments du pont mixte

| Elément                          | Formule ou condition                                                                              | Valeur retenue                |
|----------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| Hauteur des poutres              | $Max\left(\frac{X}{28}\left(\frac{l_T}{12}\right)^{0,45}; 0,4 + \frac{X}{35}\right)$              | $h_p = 1,9\text{ m}$          |
| Entraxe des poutres              | $\lambda = \text{environ } 0,55 \cdot l_T$                                                        | $\lambda = 4,5\text{ m}$      |
| Largeur des semelles inférieures | $b_{inf} = \left(0,25 + \frac{l_T}{40} + \frac{X}{125}\right)\left(0,92 + \frac{l_T}{150}\right)$ | $b_{inf} = 85\text{ cm}$      |
| Largeur des semelles supérieures | $b_{sup} = b_{inf} - 0,1$                                                                         | $b_{sup} = 75\text{ cm}$      |
| Entretoises courantes            | Profilés IPE500 à IPE700 ou équivalents                                                           | IPE600                        |
| Espacement des entretoises       | $E_{entretoise} \leq 8\text{ m}$                                                                  | $E_{entretoise} = 8\text{ m}$ |
| Epaisseur de la dalle            | $e_{d,1} = 0,13 + \frac{(l_T - \lambda)}{26}$<br>au droit des poutres principales                 | $e_{d,1} = 30\text{ cm}$      |
|                                  | $e_{d,2} = 0,12 + \frac{\lambda}{50}$<br>au centre du tablier                                     | $e_{d,2} = 25\text{ cm}$      |
| Longueur d'about                 | /                                                                                                 | 0,5 m                         |

### II.5.1.3. Epaisseurs des semelles

L'épaisseur des semelles varie en fonction des sections du tablier. Une épaisseur minimale d'environ 25 mm est généralement retenue. L'épaisseur maximale, déterminée par le calcul, dépasse rarement 150 mm pour les aciers de type S355 et 100 mm pour des aciers à limite élastique plus élevée.

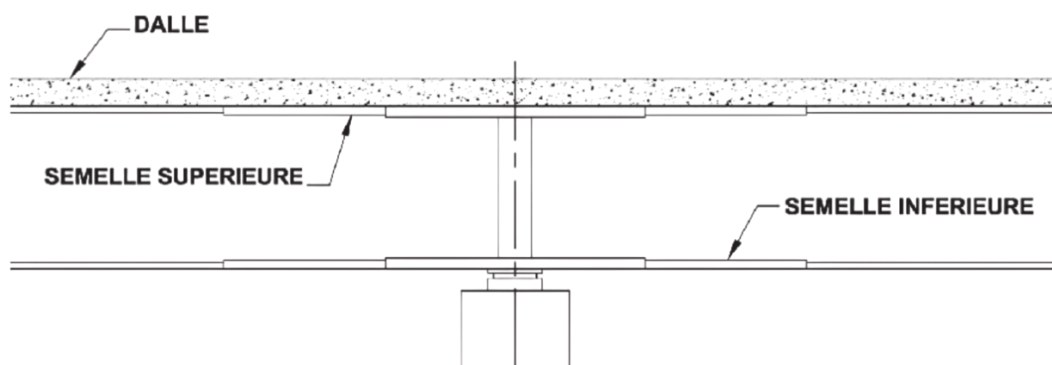


Figure II.11 – Sens de variation courants de l'épaisseur des semelles

Le nombre de changements d'épaisseur de semelles doit être choisi avec soin. Un nombre insuffisant peut entraîner une surconsommation d'acier ainsi que des transitions d'épaisseur trop abruptes. À l'inverse, un nombre trop élevé de variations engendre une augmentation significative du coût d'assemblage.

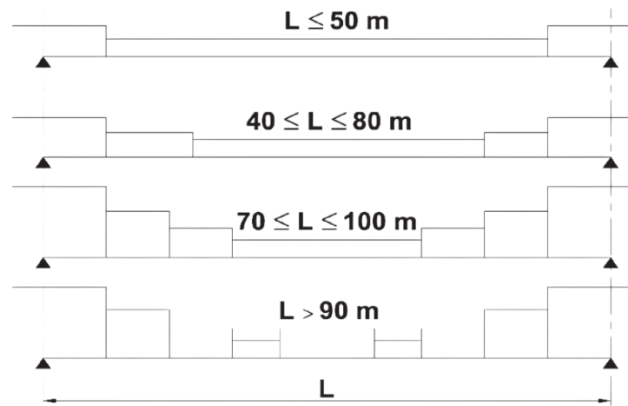


Figure II.12 – Nombre de changements d'épaisseur des semelles

Dans le cas étudié, l'ouvrage se compose d'une seule travée de portée  $L = 50 \text{ m}$ . Cette portée étant comprise dans l'intervalle  $[40 \text{ m}, 80 \text{ m}]$ , il est recommandé d'adopter trois épaisseurs différentes, ce qui se traduit par un changement d'épaisseur le long de la poutre. Ainsi, la poutre métallique est définie par deux sections distinctes.

En utilisant l'acier S355 de qualité N, et d'après le tableau suivant, qui présente les épaisseurs et les qualités d'acier couramment utilisées dans les ponts mixtes, il est possible de déterminer l'épaisseur de chaque section de la poutre.

Tableau II.8 – Epaisseurs des semelles couramment utilisées

| Nuance | Epaisseur                               | Qualité  |
|--------|-----------------------------------------|----------|
| S355   | $e \leq 30 \text{ mm}$                  | K2       |
| S355   | $30 \text{ mm} < e \leq 80 \text{ mm}$  | N ou M   |
| S355   | $80 \text{ mm} < e \leq 150 \text{ mm}$ | NL ou ML |
| S460   | $e \leq 50 \text{ mm}$                  | M        |
| S460   | $50 \text{ mm} < e \leq 120 \text{ mm}$ | ML       |

#### II.5.1.4. Epaisseurs des âmes

L'épaisseur des âmes varie également selon les sections du tablier. Une épaisseur minimale comprise entre 14 et 16 mm est recommandée afin de limiter, à un niveau esthétiquement acceptable, les déformations induites par le soudage des poutres transversales et des raidisseurs. L'épaisseur maximale, quant à elle, est fixée par le calcul et dépasse rarement 30 à 35 mm.

Le tableau ci-dessous présente les différentes valeurs retenues pour les épaisseurs des semelles et de l'âme :

Tableau II.9 – Epaisseurs des semelles et de l'âme

| Section | Epaisseur des semelles supérieures $t_{sup}(\text{mm})$ | Epaisseurs des semelles inférieures $t_{inf}(\text{mm})$ | Epaisseurs de l'âme $t_w(\text{mm})$ |
|---------|---------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| 1       | 40                                                      | 45                                                       | 30                                   |
| 2       | 35                                                      | 40                                                       | 25                                   |
| 3       | 30                                                      | 35                                                       | 20                                   |



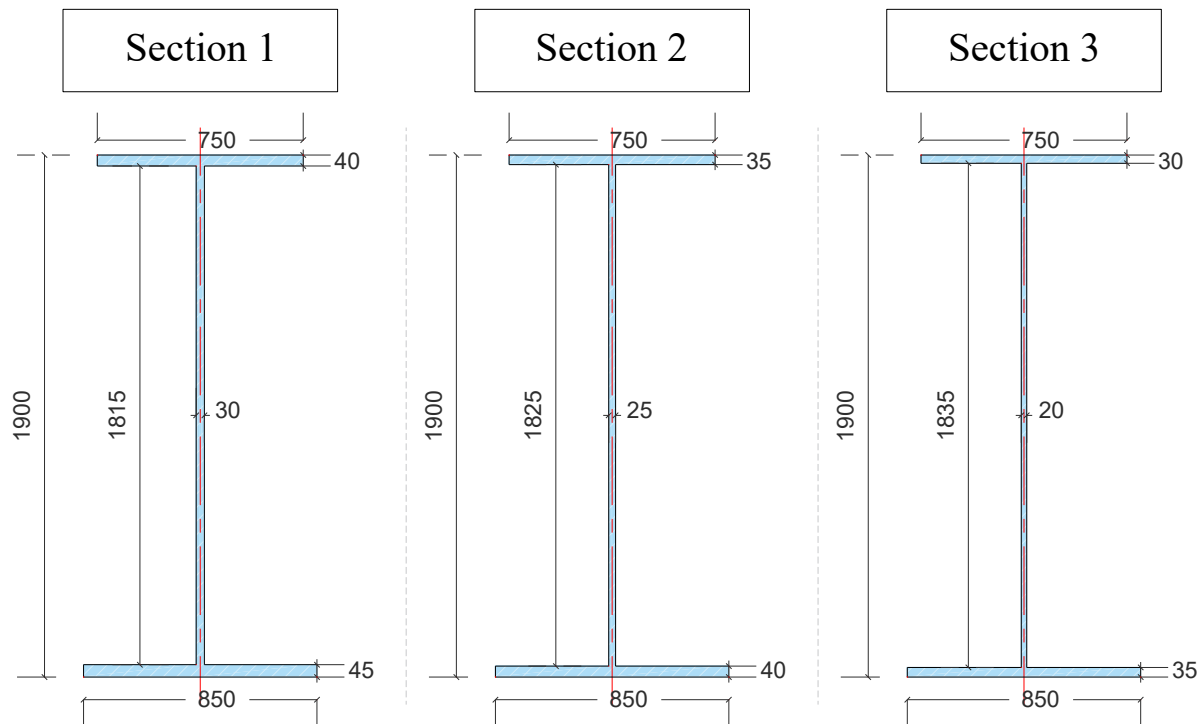


Figure II.13 – Coupes transversales de la poutre mixte

#### II.5.1.5. Connexion entre la charpente métallique et la dalle

La connexion entre les éléments métalliques et la dalle en béton est assurée par les goudjons.

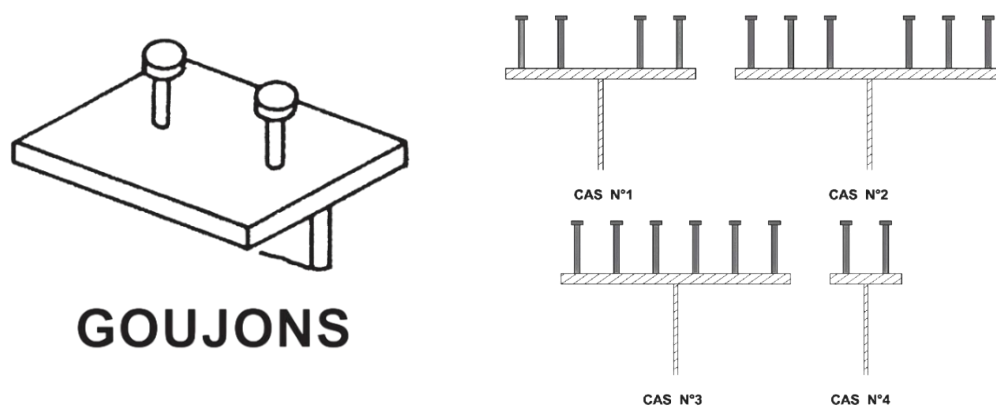


Figure II.14 – Distributions transversales des goudjons

Les goudjons utilisés dans les ponts mixtes sont généralement constitués de tiges de 22 mm de diamètre, surmontées d'une tête de 25 mm de diamètre et de 10 mm de hauteur. Des hauteurs de 150 mm, 175 mm, 200 mm ou 225 mm peuvent être utilisées afin d'assurer un ancrage adéquat de la connexion au-dessus de la nappe inférieure d'armatures passives. Dans le cadre de cette étude, le choix s'est porté sur des goudjons d'une hauteur totale de 175 mm.

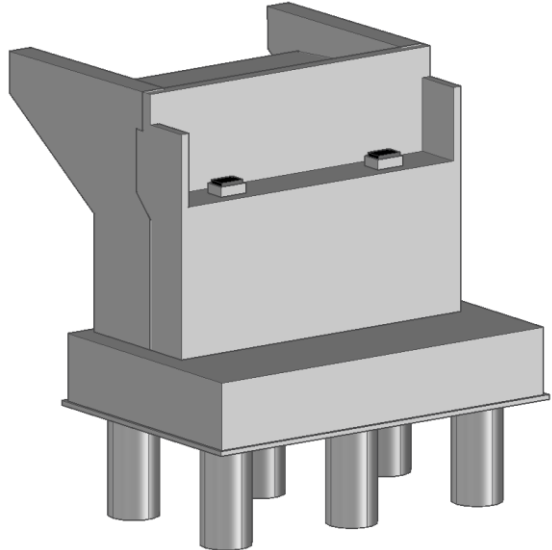
### II.5.1.6. Conception de la culée

Le tableau ci-dessous résume le prédimensionnement des éléments de la culée (dimensions en m) :

Tableau II.10 – Prédimensionnement des éléments de la culée (3<sup>e</sup> variante)

|                     |           |          |          |
|---------------------|-----------|----------|----------|
| Mur de front        |           |          |          |
| Hauteur             | Epaisseur |          | Longueur |
| 3,60                | 1,2       |          | 8        |
| Mur garde grève     |           |          |          |
| Hauteur             | Epaisseur |          | Longueur |
| 2,50                | 0,3       |          | 8        |
| Mur en retour       |           |          |          |
| Hauteur             | Epaisseur |          | Longueur |
| 6,09                | 0,60      |          | 5,20     |
| Dalle de transition |           | Corbeau  |          |
| Longueur            | Epaisseur | Longueur | Section  |
| 4,00                | 0,30      | 6,80     | 0,41     |
| Semelle             |           |          |          |
| Largeur             | Longueur  |          | Hauteur  |
| 6,00                | 9,20      |          | 1,60     |

|        |          |            |
|--------|----------|------------|
| Pieux  |          |            |
| Nombre | Diamètre | Profondeur |
| 2 × 3  | 1,20     | Variable   |



### II.6. Modèle 3D de la variante

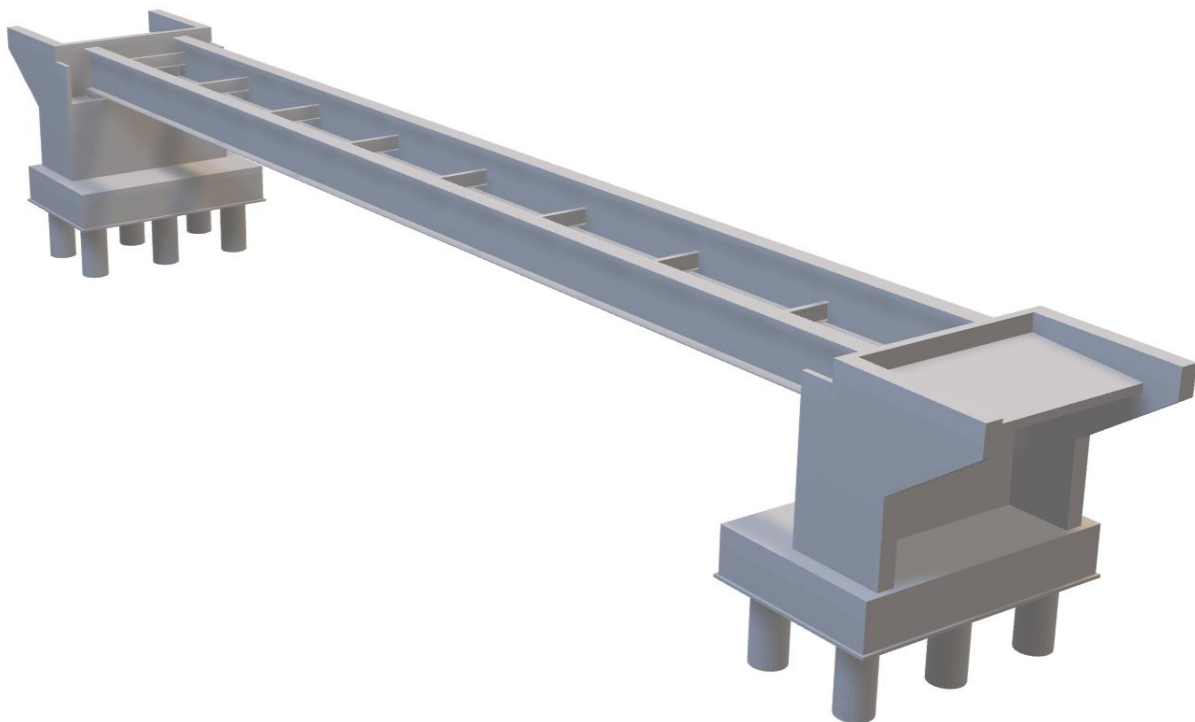
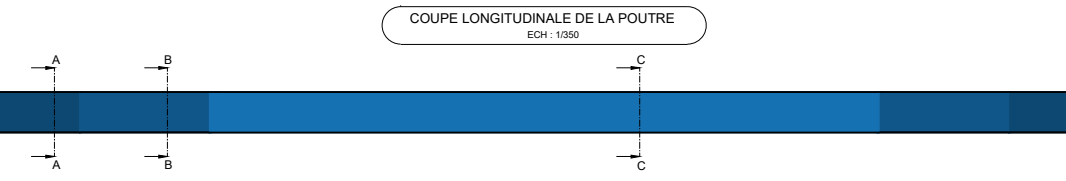
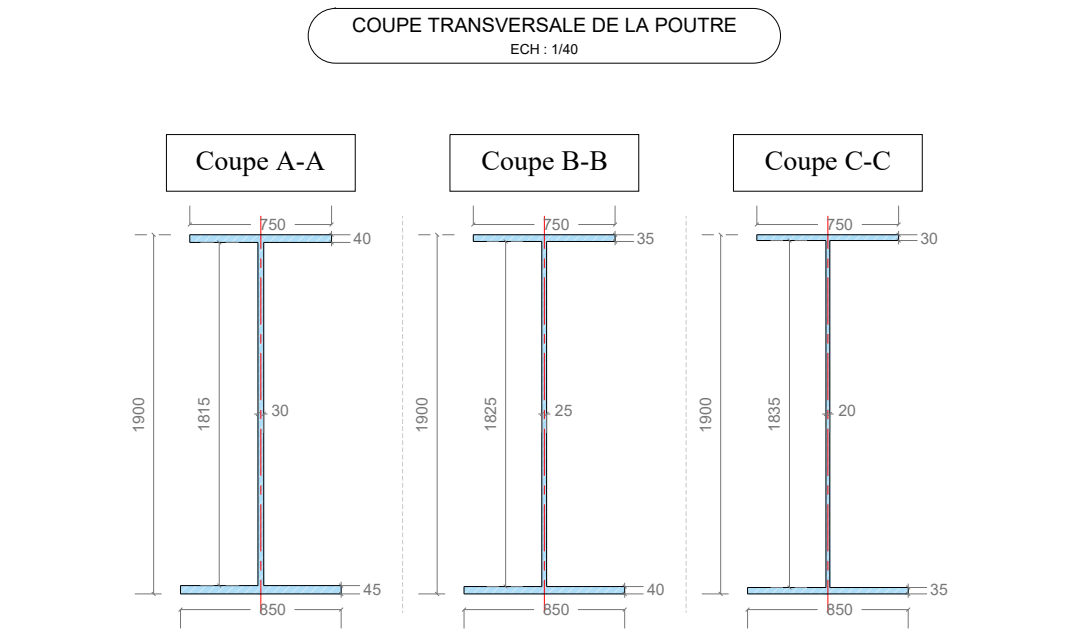
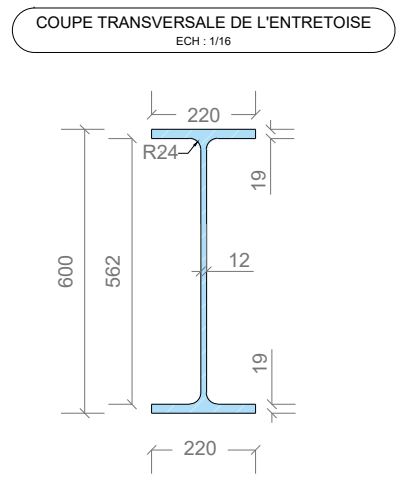
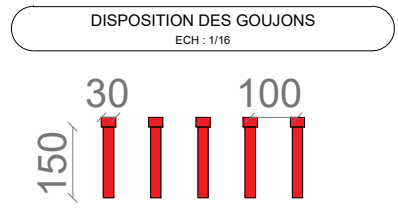
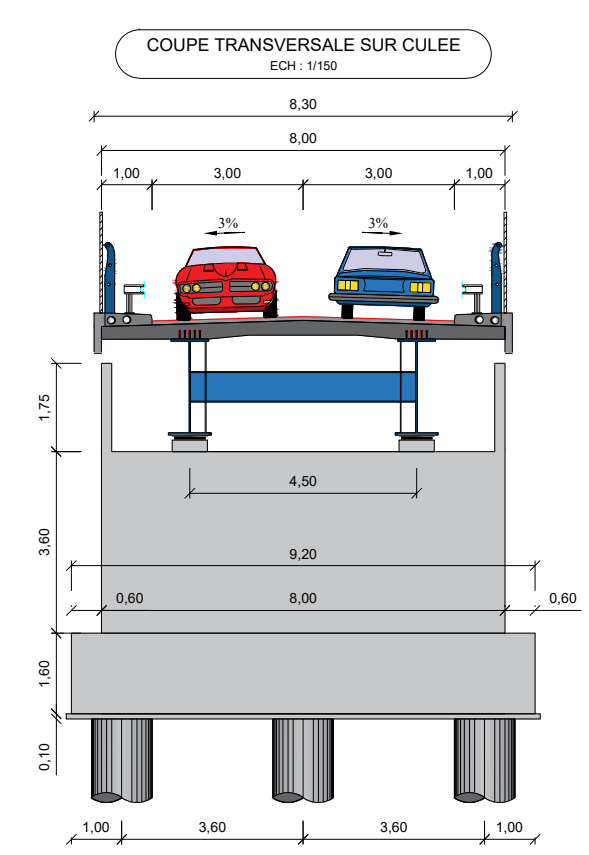
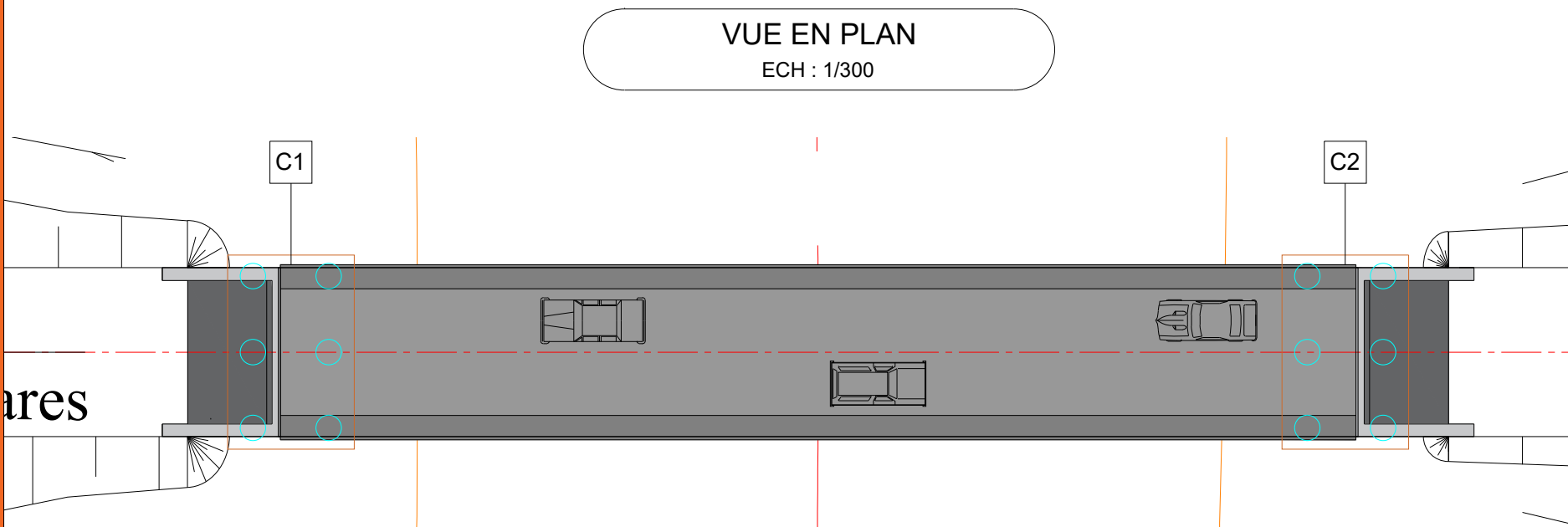
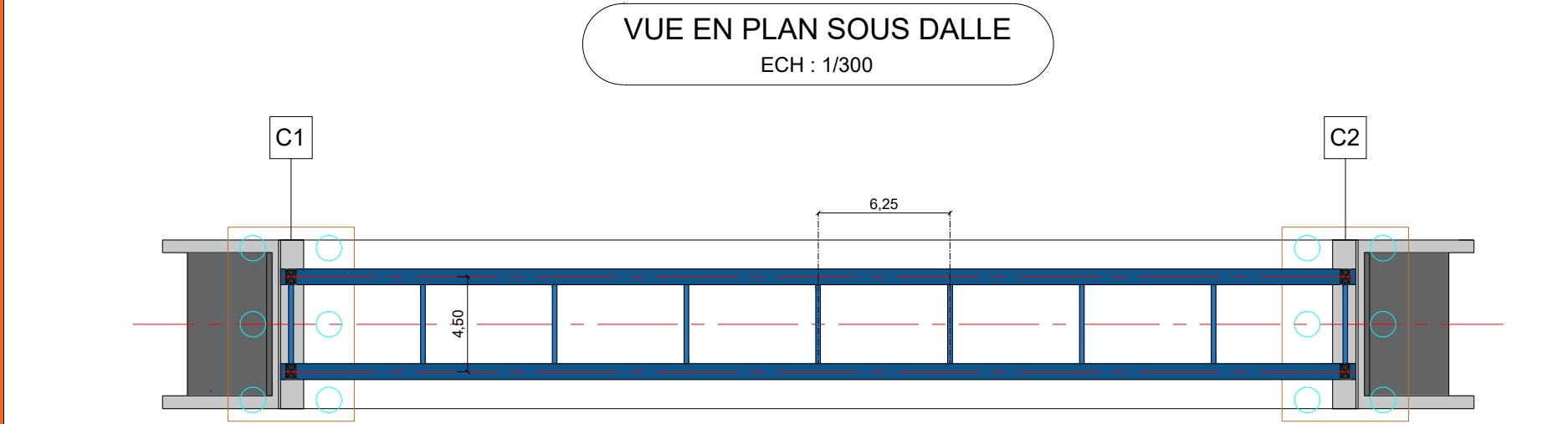
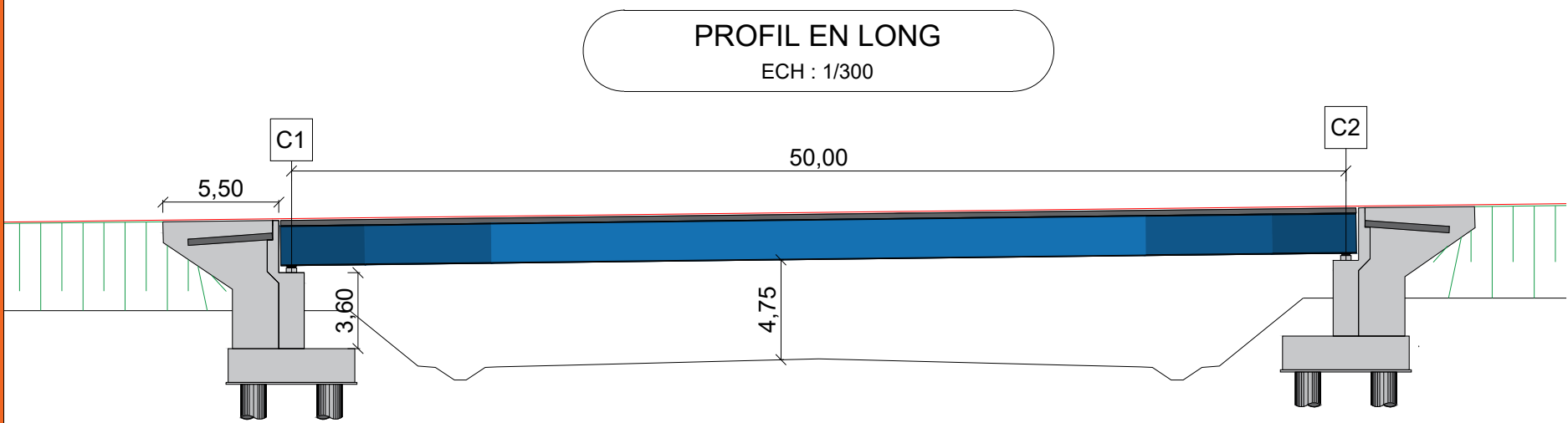


Figure II.15 – Modèle 3D de la 3<sup>e</sup> variante



## II.7. Analyse multicritère

### II.7.1. Comparaison des variantes

Les variantes proposées précédemment sont comparées selon des critères techniques, économiques et esthétiques afin de sélectionner la variante optimale.

Tableau II.11 – Avantages et inconvénients des trois variantes

| Variante                                            | Avantages                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | Inconvénients                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |
|-----------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| V n°01 : Pont-dalle en béton précontraint           | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tablier relativement mince et léger, réduisant le poids propre transmis aux appuis ;</li> <li>• Absence de retombée, donc coffrage simple ;</li> <li>• Comportement satisfaisant sous fissuration et réserve élevée en flexion ;</li> <li>• Résistance aux chocs de véhicules lourds circulant sur la voie franchie ;</li> <li>• Liberté dans la conception des formes.</li> </ul>                                                                                                                                         | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Consommation de béton et d'acier évidemment supérieure à celle d'ouvrages à poutres ;</li> <li>• Rendement géométrique faible, donc moins adaptées dès que les portées deviennent importantes ;</li> <li>• Nécessité d'une main d'œuvre spécialisée dans la mise en tension.</li> </ul>                                                                         |
| V n°02 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles ;</li> <li>• Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, réduisant les délais d'exécution d'ouvrage ;</li> <li>• Bonne réutilisation des coffrages ;</li> <li>• Formes de poutres assez élaborées, permettant de faire travailler aux mieux la matière ;</li> <li>• Insensible aux déformations imposées (tassements différentiels des appuis, gradient thermique).</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Largeur de sommier d'appui importante permettant de recevoir deux lignes d'appui (chaque ligne pour une des travées adjacentes) ;</li> <li>• Sensible aux chocs transversaux de véhicules hors gabarit ;</li> <li>• Epaisseur du tablier relativement importante.</li> <li>• Nécessité d'une main d'œuvre spécialisée dans la mise en tension.</li> </ul>       |
| V n°03 : Pont mixte bipoutres                       | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tablier léger, réduisant le poids propre transmis aux appuis ;</li> <li>• Possibilité de franchir une portée plus importante et de se dispenser d'appui intermédiaire.</li> <li>• Exécution rapide ;</li> <li>• Consommation optimisée de matériau grâce au rendement mécanique élevé des poutres en I et au choix précis des dimensions ;</li> <li>• Ouvrage élancé présentant une qualité esthétique incontestable.</li> </ul>                                                                                           | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Exigence d'une main-d'œuvre qualifiée et d'un contrôle strict, en particulier lors des opérations de soudage ;</li> <li>• Coût d'acier très élevée ;</li> <li>• Sensibilité aux incendies ;</li> <li>• Entretien périodique contre la corrosion ;</li> <li>• Hauteur de tablier relativement importante, pouvant engendrer des problèmes de gabarit.</li> </ul> |

**II.7.2. Devis quantitatif et estimatif****II.7.2.1. Devis de la variante 1**

Le tableau ci-dessous présente le devis quantitatif et estimatif de la 1<sup>re</sup> variante (Pont dalle PSI.DP) :

*Tableau II.12 - Devis quantitatif et estimatif de la 1<sup>re</sup> variante*

| N°                                                                                                       | Désignation des postes                                                              | Unité | Quantité | Prix unitaire (HT) | Montant       |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------|----------|--------------------|---------------|
| Poste 1 : Pieux                                                                                          |                                                                                     |       |          |                    |               |
| 1.1                                                                                                      | Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux                     | ML    | 120,00   | 60000,00           | 7200000,00    |
| 1.2                                                                                                      | Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique | ML    | 360,00   | 2500,00            | 900000,00     |
| 1.3                                                                                                      | Essais d'auscultation sonique                                                       | U     | 12,00    | 22000,00           | 264000,00     |
| 1.4                                                                                                      | Recepape des pieux                                                                  | U     | 12,00    | 3700,00            | 44400,00      |
|                                                                                                          | Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale                           | U     | 4,00     | 2520000,00         | 10080000,00   |
| Total (Poste 1)                                                                                          |                                                                                     |       |          |                    | 22 692 600,00 |
| Poste 2 : Béton                                                                                          |                                                                                     |       |          |                    |               |
| 2.1                                                                                                      | Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles                                   | M3    | 18,00    | 11000,00           | 198 000,00    |
| 2.2                                                                                                      | Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)                                           | M3    | 265,00   | 17000,00           | 4 505 000,00  |
| 2.3                                                                                                      | Béton RN 27 pour piles                                                              | M3    | 35,00    | 18000,00           | 630 000,00    |
| 2.4                                                                                                      | Béton RN 27 pour culées                                                             | M3    | 177,00   | 18000,00           | 3 186 000,00  |
| 2.5                                                                                                      | Béton RN 35 pour la dalle                                                           | M3    | 351,00   | 35000,00           | 12 285 000,00 |
| Total (Poste 2)                                                                                          |                                                                                     |       |          |                    | 20 804 000,00 |
| Poste 3 : Acier                                                                                          |                                                                                     |       |          |                    |               |
| 3.1                                                                                                      | Acier haute adhérence Fe E500 pour infrastructure                                   | T     | 61,00    | 135000,00          | 8 235 000,00  |
| 3.2                                                                                                      | Acier haute adhérence Fe E500 pour superstructure                                   | T     | 71,00    | 135000,00          | 9 585 000,00  |
| 3.3                                                                                                      | Acier de précontraint par post-tension pour la dalle                                | T     | 13,00    | 450000,00          | 5 850 000,00  |
| Total (Poste 3)                                                                                          |                                                                                     |       |          |                    | 23 670 000,00 |
| Montant total                                                                                            |                                                                                     |       |          |                    |               |
| Total hors taxes                                                                                         |                                                                                     |       |          |                    | 67 166 600,00 |
| T.V.A 19 %                                                                                               |                                                                                     |       |          |                    | 12 761 654,00 |
| Total en TTC                                                                                             |                                                                                     |       |          |                    | 79 928 254,00 |
| <b>Soixante-dix-neuf millions neuf cent vingt-huit mille deux cent cinquante-quatre dinars algériens</b> |                                                                                     |       |          |                    |               |

**II.7.2.2. Devis de la variante 2**

Le tableau ci-dessous présente le devis quantitatif et estimatif de la 2<sup>e</sup> variante (Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension) :

*Tableau II.13 - Devis quantitatif et estimatif de la 2<sup>e</sup> variante*

| N°                                                                                                       | Désignation des postes                                                               | Unité | Quantité | Prix unitaire (HT) | Montant              |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|-------|----------|--------------------|----------------------|
| <b>Poste 1 : Pieux</b>                                                                                   |                                                                                      |       |          |                    |                      |
| 1.1                                                                                                      | Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux                      | ML    | 120,00   | 60000,00           | 7200000,00           |
| 1.2                                                                                                      | Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique  | ML    | 360,00   | 2500,00            | 900000,00            |
| 1.3                                                                                                      | Essais d'auscultation sonique                                                        | U     | 12,00    | 22000,00           | 264000,00            |
| 1.4                                                                                                      | Recepape des pieux                                                                   | U     | 12,00    | 3700,00            | 44400,00             |
|                                                                                                          | Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale                            | U     | 4,00     | 2520000,00         | 10080000,00          |
| <b>Total (Poste 1)</b>                                                                                   |                                                                                      |       |          |                    | <b>22 692 600,00</b> |
| <b>Poste 2 : Béton</b>                                                                                   |                                                                                      |       |          |                    |                      |
| 2.1                                                                                                      | Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles                                    | M3    | 18,00    | 11000,00           | 198000,00            |
| 2.2                                                                                                      | Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)                                            | M3    | 265,00   | 17000,00           | 4505000,00           |
| 2.3                                                                                                      | Béton RN 27 pour piles                                                               | M3    | 36,00    | 18000,00           | 648000,00            |
| 2.4                                                                                                      | Béton RN 27 pour culées                                                              | M3    | 163,00   | 18000,00           | 2934000,00           |
| 2.5                                                                                                      | Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises | M3    | 245,00   | 25000,00           | 6125000,00           |
| <b>Total (Poste 2)</b>                                                                                   |                                                                                      |       |          |                    | <b>14410000,00</b>   |
| <b>Poste 3 : Acier</b>                                                                                   |                                                                                      |       |          |                    |                      |
| 3.1                                                                                                      | Acier haute adhérence Fe E500 pour infrastructure                                    | T     | 59,00    | 135000,00          | 7965000,00           |
| 3.2                                                                                                      | Acier haute adhérence Fe E500 pour superstructure                                    | T     | 43,00    | 135000,00          | 5805000,00           |
| 3.3                                                                                                      | Acier de précontraint par post-tension pour les poutres                              | T     | 4,00     | 380000,00          | 1520000,00           |
| <b>Total (Poste 3)</b>                                                                                   |                                                                                      |       |          |                    | <b>15290000,00</b>   |
| <b>Montant total</b>                                                                                     |                                                                                      |       |          |                    |                      |
| <b>Total hors taxes</b>                                                                                  |                                                                                      |       |          |                    | <b>52392600,00</b>   |
| <b>T.V.A 19 %</b>                                                                                        |                                                                                      |       |          |                    | <b>9954594,00</b>    |
| <b>Total en TTC</b>                                                                                      |                                                                                      |       |          |                    | <b>62347194,00</b>   |
| <b>Soixante-deux millions trois cent quarante-sept mille cent quatre-vingt-quatorze dinars algériens</b> |                                                                                      |       |          |                    |                      |

**II.7.2.3. Devis de la variante 3**

Le tableau ci-dessous présente le devis quantitatif et estimatif de la 3<sup>e</sup> variante (Pont mixte béton-acier bipoutres) :

*Tableau II.14 - Devis quantitatif et estimatif de la 3<sup>e</sup> variante*

| N°                                                                                                         | Désignation des postes                                                              | Unité | Quantité | Prix unitaire (HT) | Montant            |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------|----------|--------------------|--------------------|
| <b>Poste 1 : Pieux</b>                                                                                     |                                                                                     |       |          |                    |                    |
| 1.1                                                                                                        | Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux                     | ML    | 120,00   | 60000,00           | 7200000,00         |
| 1.2                                                                                                        | Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique | ML    | 360,00   | 2500,00            | 900000,00          |
| 1.3                                                                                                        | Essais d'auscultation sonique                                                       | U     | 12,00    | 22000,00           | 264000,00          |
| 1.4                                                                                                        | Recepage des pieux                                                                  | U     | 12,00    | 3700,00            | 44400,00           |
|                                                                                                            | Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale                           | U     | 4,00     | 2520000,00         | 10080000,00        |
| <b>Total (Poste 1)</b>                                                                                     |                                                                                     |       |          |                    | <b>18488400,00</b> |
| <b>Poste 2 : Béton</b>                                                                                     |                                                                                     |       |          |                    |                    |
| 2.1                                                                                                        | Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles                                   | M3    | 12,00    | 11000,00           | 132000,00          |
| 2.2                                                                                                        | Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)                                           | M3    | 177,00   | 17000,00           | 3009000,00         |
| 2.3                                                                                                        | Béton RN 27 pour piles                                                              | M3    | -        | 18000,00           | 0,00               |
| 2.4                                                                                                        | Béton RN 27 pour culées                                                             | M3    | 152,00   | 18000,00           | 2736000,00         |
| 2.5                                                                                                        | Béton RN 35 pour la dalle                                                           | M3    | 100,00   | 25000,00           | 2500000,00         |
| <b>Total (Poste 2)</b>                                                                                     |                                                                                     |       |          |                    | <b>8377000,00</b>  |
| <b>Poste 3 : Acier</b>                                                                                     |                                                                                     |       |          |                    |                    |
| 3.1                                                                                                        | Acier haute adhérence Fe E500 pour infrastructure                                   | T     | 43,00    | 135000,00          | 5805000,00         |
| 3.2                                                                                                        | Acier haute adhérence Fe E500 pour superstructure                                   | T     | 20,00    | 135000,00          | 2700000,00         |
| 3.3                                                                                                        | acier charpente métallique pour tablier                                             | T     | 20,00    | 500000,00          | 10000000,00        |
| <b>Total (Poste 3)</b>                                                                                     |                                                                                     |       |          |                    | <b>18505000,00</b> |
| <b>Montant total</b>                                                                                       |                                                                                     |       |          |                    |                    |
| <b>Total hors taxes</b>                                                                                    |                                                                                     |       |          |                    | <b>45370400,00</b> |
| <b>T.V.A 19 %</b>                                                                                          |                                                                                     |       |          |                    | <b>8620376,00</b>  |
| <b>Total en TTC</b>                                                                                        |                                                                                     |       |          |                    | <b>53990776,00</b> |
| <b>Cinquante-trois millions neuf cent quatre-vingt-dix mille sept cent soixante-seize dinars algériens</b> |                                                                                     |       |          |                    |                    |

**II.8. Conclusion**

La solution jugée la plus avantageuse, retenue pour cette étude, est le pont à poutres précontraintes à travées indépendantes (isostatique).



---

# **Chapitre III. Hypothèses de calcul et caractéristiques des matériaux**

---

### III.1. Introduction

Ce chapitre a pour objectif de définir les matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage et leurs caractéristiques, ainsi que les hypothèses, les règles et les normes de calcul appliquées.

### III.2. Références et règles de calcul

Le dimensionnement de l'ouvrage sera effectué en se référant aux normes et règles utilisées 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 ;
- Eurocode 2 : calcul des structures en béton, partie 2 : Ponts en béton ;
- RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
- RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
- Fascicule 62 : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ;
- Guide SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes).

### III.3. Matériaux

#### III.3.1. Béton

Le béton est utilisé pour la majorité des éléments porteurs de l'ouvrage.

- **Dosage de ciment** : Le béton est dosée à  $400 \text{ kg/m}^3$  de ciment CPA.
- **Masse volumique du béton** :  $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$ .

##### III.3.1.1. Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$ .

- Béton de l'infrastructure  $\rightarrow f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
- Béton de la superstructure  $\rightarrow f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge  $j \leq 28 \text{ jours}$ , la résistance caractéristique notée  $f_{cj}$  correspondant à cet âge est prise en compte.

Dans le cas où  $j \leq 28 \text{ jours}$ , La résistance des bétons ne subissant aucun traitement thermique suit approximativement les formules suivantes :

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

Pour justifier la résistance des sections, la valeur  $f_{cj}$  est conventionnellement bornée supérieurement à  $f_{c28}$ .

**III.3.1.2. Resistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  à  $j$  jours est définie en fonction de la résistance à la compression  $f_{cj}$ , à condition que  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$ , selon la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (en MPa)}$$

- Béton de la superstructure  $\rightarrow f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$
- Béton de l'infrastructure  $\rightarrow f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$

**III.3.1.3. Contrainte admissible****III.3.1.3.1. Contrainte admissible de compression**A l'ELS

Elle est calculée par la relation suivante :

$$f_{bc} = 0,6f_{c28}$$

A l'ELU

Elle est définie par la formule suivante :

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

Où :

$\theta$  est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h ;
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h ;
- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$\gamma_b$  est égal à :

- $\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires
- $\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles

Le tableau ci-après présente les contraintes admissibles de compression du béton aux deux états limites :

Tableau III.1 – Contraintes admissibles de compression

| Etat limite | Contrainte admissible | Superstructure (MPa) | Infrastructure (MPa) |
|-------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| ELS         | $f_{bc}$              | 21,00                | 16,20                |
| ELU         | $f_{bu}$              | $\gamma_b = 1,5$     | 15,30                |
|             |                       | $\gamma_b = 1,15$    | 19,96                |

#### III.3.1.4. Déformations longitudinales du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à  $24h$ , le module de déformation longitudinale instantanée du béton, noté  $E_{ij}$ , à l'âge de  $j$  jours, exprimé en fonction de  $f_{cj}$  (en MPa) est admis égal à :

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

Sous des contraintes de longue durée d'application ( $> 24h$ ), les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée du béton, noté  $E_{vj}$  permet de calculer la déformation finale du béton à l'âge de  $j$  jours, en fonction de  $f_{cj}$  (en MPa) selon la relation suivante :

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

#### III.3.1.5. Déformations transversales du béton

Le module de déformation transversale noté  $G$  est calculé par la relation suivante :

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

Où :

- $E$  : module de Young
- $\nu$  : coefficient de Poisson

#### III.3.1.6. Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson du béton est pris égal à :

- $\nu = 0$  en cas d'un béton fissuré
- $\nu = 0,2$  en cas d'un béton non fissuré

#### III.3.1.7. Coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique est pris égal à  $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

### III.3.2. Aciers

#### III.3.2.1. Aciers passifs

##### III.3.2.1.1. Limite d'élasticité

Les armatures passives utilisées dans cet ouvrage sont des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance FeE500, de limite d'élasticité  $f_e = 500 \text{ MPa}$ .

##### III.3.2.1.2. Module d'élasticité

Le module d'élasticité des armatures passifs, noté  $E_s$  est pris :

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

**III.3.2.1.3. Contrainte limite de traction****A l'ELS**

- Fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$
- Fissuration très préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

Où  $\eta$  est le coefficient de fissuration de l'acier, il dépend de type d'armatures passifs utilisé :

- $\eta = 1$  pour aciers R.L
- $\eta = 1,6$  pour aciers H.A ( $\varphi \geq 6 \text{ mm}$ )

**A l'ELU**

La contrainte limite à l'ELU est calculé par :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où  $\gamma_s$  est égal à :

- $\gamma_s = 1,15$  en situations durables
- $\gamma_s = 1$  en situations accidentelles

Le tableau ci-après présente les contraintes limites de traction des aciers passifs aux deux états limites ( $\eta = 1,6$ ) :

Tableau III.2 – Contraintes limites de traction

| Etat limite |             |                    | Superstructure (MPa) | Infrastructure (MPa) |
|-------------|-------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| ELS         | Fissuration | Préjudiciable      | 228,63               | 207,31               |
|             |             | Très préjudiciable | 187,06               | 169,62               |
| ELU         | $\gamma_s$  | 1,15               | 434,78               | 434,78               |
|             |             | 1                  | 500                  | 500                  |

**III.3.2.2. Aciers actifs**

Les aciers actifs sont les armatures de précontrainte (fil, toron ou barre) soumise à une précontrainte par pré-tension ou par post-tension.

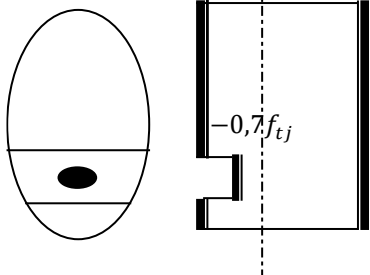
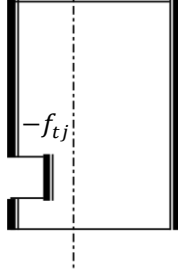
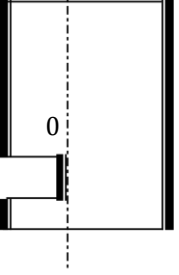
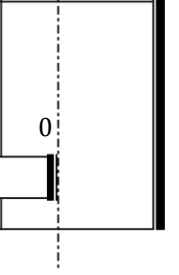
**III.3.2.2.1. Caractéristiques de la précontrainte**

Les caractéristiques de la précontrainte seront définies dans le chapitre -----

**III.3.2.2.2. Classe de justification de la précontrainte**

La classe de justification de la précontrainte retenue est la **classe II** (la classe plus courante). Les contraintes de traction sont admises dans le béton, à condition de ne pas entraîner la formation de fissures.

Tableau III.3 – Classe de justification de la précontrainte

| Exécution                                                                         |  | Service                                                                           |                                                                                    |                                                                                     |
|-----------------------------------------------------------------------------------|--|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Classe II                                                                         |  | Rares                                                                             | Fréquente                                                                          | Quasi perm                                                                          |
|  |  |  |  |  |

### III.4. Conclusion

Ce chapitre a permis de citer les règles principales de calcul ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux retenus pour le dimensionnement de l'ouvrage. Les hypothèses adoptées sont fondées sur les règlements en vigueur et constituent la base des vérifications aux états limites ultimes et de service. Par ailleurs, les caractéristiques du béton et des aciers permettront d'assurer un dimensionnement fiable.

---

## **Chapitre IV. Charges et surcharges**

---

## IV.1. Introduction

Le dimensionnement de l'ouvrage repose sur l'évaluation précise des actions auxquelles il est soumis tout au long de sa durée de vie. Ces actions comprennent le poids propre, les surcharges d'exploitation et les actions liées à l'environnement. Ce chapitre a pour objectif de définir et d'évaluer l'ensemble des charges et surcharges agissant sur l'ouvrage, en se référant au RCPR.

## IV.2. Actions hors trafic

### IV.2.1. Actions permanentes

#### IV.2.1.1. Poids propre

##### IV.2.1.1.1. Poutre

Le poids d'une poutre est calculé par la formule suivante :

$$P_{poutre} = \gamma_b \left( \sum_{i=1}^n A_i \cdot L_i + l_{var} \sum_{i=1}^{n-1} \frac{A_i + A_{i+1}}{2} \right)$$

Où :

- $A_i$  : aire de la section  $i$
- $L_i$  : longueur de la section  $i$
- $n$  : nombre de sections
- $l_{var}$  : longueur de variation linéaire ( $l_{var} = 5 \text{ cm}$ )

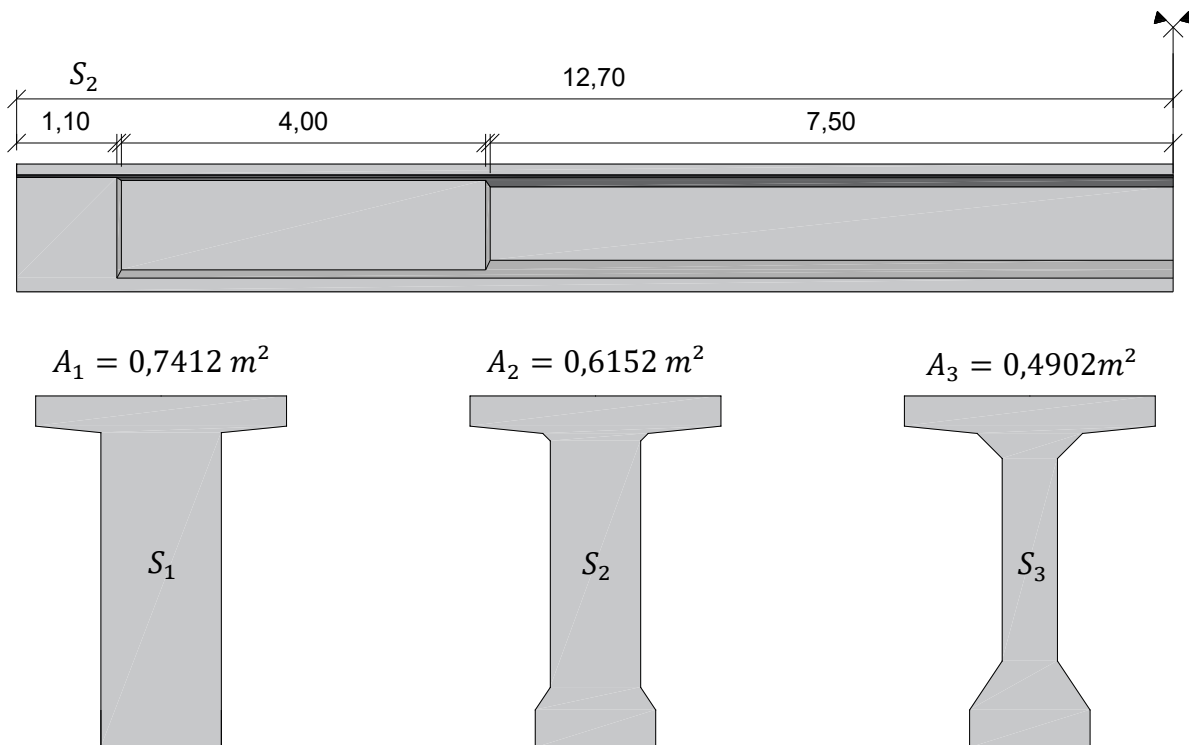


Figure IV.1 – Géométrie de la poutre



Le tableau ci-après résume le calcul du poids propre de la poutre :

Tableau IV.1 – Récapitulatif du calcul du poids propre de la poutre

| Section $S_i$                                    | $S_1$  | $S_2$  | $S_3$  |
|--------------------------------------------------|--------|--------|--------|
| Aire $A_i$ ( $m^2$ )                             | 0,7412 | 0,6152 | 0,4902 |
| Longueur $L_i$ ( $\times 2$ m)                   | 1,10   | 4,00   | 7,5    |
| Poids propre ( $kN/ml$ )                         | 18,530 | 15,380 | 12,255 |
| Poids propre total de la poutre $P_{poutre}(kN)$ | 350,71 |        |        |

#### IV.2.1.1.2. Dalle

L'épaisseur de l'hour est de 25 cm, le poids propre de la dalle est déterminé à l'aide de la relation suivante :

$$P_{dalle}(kN/m^2) = \gamma_b \cdot e_d$$

$$P_{dalle}(kN) = \gamma_b \cdot e_d \cdot l_d \cdot L_d$$

Où :

- $e_d$  : épaisseur de la dalle
- $l_d$  : largeur de la dalle
- $L_d$  : longueur de la dalle

#### Application numérique

$$P_{dalle} = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{dalle} = 6,25 \times 8 \times 25,4 = 1270 \text{ kN}$$

#### IV.2.1.1.3. Entretoise

$$P_{entretoise}(kN/ml) = \gamma_b \cdot A_e$$

$$P_{entretoise}(kN) = \gamma_b \cdot A_e \cdot L_e$$

Où :

- $A_e$  : aire de l'entretoise
- $L_e$  : longueur de l'entretoise

#### Application numérique

$$P_{entretoise} = 25 \times 0,225 = 5,625 \text{ kN/ml}$$

$$P_{entretoise} = 5,625 \times 1,22 = 6,86 \text{ kN}$$

#### IV.2.1.1.4. Poids total des charges permanentes

$$P_{CP} = n_{poutres} \cdot P_{poutre} + P_{dalle} + n_{entretoises} \cdot P_{entretoise}$$

Où :

- $n_{poutres}$  : nombre de poutres
- $n_{entretoises}$  : nombre d'entretoises

Le tableau ci-dessous résume le calcul des charges permanentes :

Tableau IV.2 – Récapitulatif du calcul des charges permanentes

| Eléments surfaciques |        |                                  |                         |                      |
|----------------------|--------|----------------------------------|-------------------------|----------------------|
| Elément(s)           | Nombre | Poids surfacique<br>( $kN/m^2$ ) | Poids unitaire ( $kN$ ) | Poids total ( $kN$ ) |
| Dalle                | 1      | 6,25                             | 1270,00                 | 1270,00              |
| Eléments linéaires   |        |                                  |                         |                      |
| Elément(s)           | Nombre | Poids linéaire ( $kN/ml$ )       | Poids unitaire ( $kN$ ) | Poids total ( $kN$ ) |
| Poutres              | 5      | About                            | 18,530                  | 350,71               |
|                      |        | Intermédiaire                    | 15,380                  |                      |
|                      |        | Médiane                          | 12,255                  |                      |
| Entretoises          | 8      | 5,625                            | 6,86                    | 54,88                |
| Poids total CP       |        |                                  |                         | 3078,43              |

#### IV.2.1.2. Complément des charges permanentes

##### IV.2.1.2.1. Revêtement

$$P_{\text{revêtement}}(kN/m^2) = \gamma_{bb} \cdot e_{rv} \cdot l_r$$

$$P_{\text{revêtement}}(kN) = \gamma_{bb} \cdot e_{rv} \cdot l_r \cdot L_d$$

Où :

- $\gamma_{bb}$  : poids volumique du revêtement (Béton bitumineux  $\gamma_{bb} = 24 \text{ kN/m}^3$ )
- $e_{rv}$  : épaisseur du revêtement
- $l_r$  : largeur roulable

##### Application numérique

$$P_{\text{revêtement}} = 24 \times 0,08 = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{revêtement}} = 1,92 \times 6 \times 25,4 = 292,61 \text{ kN}$$

##### IV.2.1.2.2. Trottoir

$$P_{\text{trottoir}}(kN/m^2) = \gamma_b \cdot \frac{A_{tr}}{l_{tr}}$$

$$P_{\text{trottoir}}(kN) = \gamma_b \cdot A_{tr} \cdot L_d$$

Où :

- $A_{tr}$  : aire du trottoir.
- $l_{tr}$  : largeur du trottoir

##### Application numérique

$$P_{\text{trottoir}} = 25 \times 0,2179 = 5,45 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{trottoir}} = 5,45 \times 1 \times 25,4 = 138,37 \text{ kN}$$

**IV.2.1.2.3. Corniche**

$$P_{corniche}(kN/ml) = \gamma_b \cdot A_{cr}$$

$$P_{corniche}(kN) = \gamma_b \cdot A_{cr} \cdot L_d$$

Où  $A_{cr}$  représente l'aire de la corniche.

Application numérique

$$P_{corniche} = 25 \times 0,134 = 3,35 \text{ kN/ml}$$

$$P_{corniche} = 3,35 \times 25,4 = 85,09 \text{ kN}$$

**IV.2.1.2.4. Garde-corps**

$$p_{GC} = 1 \text{ kN/ml}$$

$$P_{GC} = 1 \times 25,4 = 25,4 \text{ kN}$$

**IV.2.1.2.5. Glissière de sécurité**

$$p_{GS} = 0,6 \text{ kN/ml}$$

$$P_{GS} = 0,6 \times 25,4 = 15,24 \text{ kN}$$

**IV.2.1.2.6. Poids total de CCP**

$$P_{CCP} = P_{revêtement} + 2P_{trottoir} + 2P_{corniche} + 2P_{GC} + 2P_{GS}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul du complément des charges permanentes :

Tableau IV.3 – Récapitulatif du calcul du CCP

| Eléments surfaciques   |        |                                  |                     |                  |
|------------------------|--------|----------------------------------|---------------------|------------------|
| Elément(s)             | Nombre | Poids surfacique<br>( $kN/m^2$ ) | Poids unitaire (kN) | Poids total (kN) |
| Revêtement             | 1      | 1,92                             | 292,61              | 292,61           |
| Trottoirs              | 2      | 5,45                             | 138,37              | 276,74           |
| Eléments linéaires     |        |                                  |                     |                  |
| Elément(s)             | Nombre | Poids linéaire (kN/ml)           | Poids unitaire (kN) | Poids total (kN) |
| Corniches              | 2      | 3,35                             | 85,09               | 170,18           |
| Garde-corps            | 2      | 1,00                             | 25,4                | 50,80            |
| Glissières de sécurité | 2      | 0,6                              | 15,24               | 30,48            |
| Poids total CCP        |        |                                  |                     | 820,81           |

**IV.2.1.3. Poids total du tablier**

Le poids total du tablier (une seule travée) est égal à la somme des charges permanentes des éléments porteurs et du complément des charges permanentes :

$$P_{tot} = P_{CP} + P_{CCP} = 3078,43 + 820,81 = 3899,24 \text{ kN}$$

**IV.2.1.4. Actions thermiques****IV.2.1.4.1. Variations uniformes**

L'ouvrage étant situé à Tlemcen, wilaya du nord à climat chaud et tempéré, les variations uniformes de température adoptées sont  $+35^\circ \text{C}$  et  $-15^\circ \text{C}$ .

#### IV.2.1.4.2. Gradient thermique

Les valeurs de gradient thermique  $\Delta\theta$  à prendre sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 – Gradient thermique

| Type de tablier             | Gradient (°C)            |            |
|-----------------------------|--------------------------|------------|
|                             | En phase de construction | En service |
| Type 1 (tablier métallique) | $\pm 18$                 | $\pm 10$   |
| Type 2 (tablier mixte)      | $\pm 15$                 | $\pm 8$    |
| Type 3 (tablier béton)      | $\pm 12$                 | $\pm 7$    |

#### IV.2.2. Actions variables dues au vent

Les charges dues au vent sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, est égale à :

- $2,00 \text{ kN/m}^2$  pour les ouvrages en service
- $1,25 \text{ kN/m}^2$  pour les ouvrages en cours de construction

Pour le calcul des efforts dus au vent, il convient de déterminer les surfaces exposées à la pression du vent en fonction du type de circulation et de la géométrie de l'ouvrage.

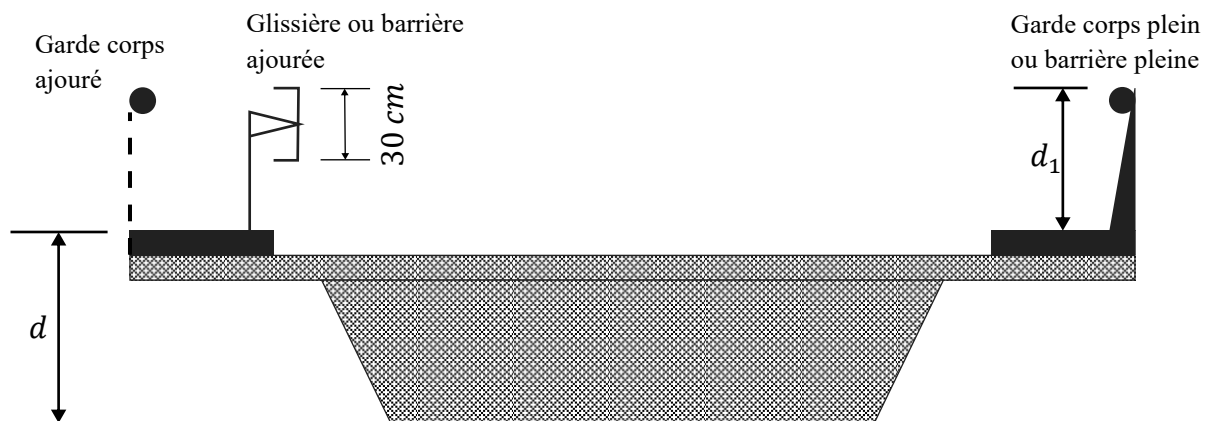


Figure IV.2 – Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent

Le tableau ci-dessous résume les valeurs à prendre selon le type de dispositif de retenue sur la chaussée :

Tableau IV.5 – Epaisseur à prendre en compte pour la pression du vent

| Dispositif de retenue sur la chaussée | Sur un côté         | Sur les deux côtés   |
|---------------------------------------|---------------------|----------------------|
| Garde-corps ajouré ou glissières      | $d + 30 \text{ cm}$ | $d + 60 \text{ cm}$  |
| Garde-corps ajouré et glissières      | $d + 60 \text{ cm}$ | $d + 120 \text{ cm}$ |
| Garde-corps plein ou muret            | $d + d_1$           | $d + 2d_1$           |

### IV.3. Charges dues au trafic

#### IV.3.1. Classe du pont

La classe d'un pont est déterminée en général en fonction de la largeur roulable du pont. Toutefois, sa destination peut également jouer un rôle déterminant dans le choix de cette classe.

Le tableau ci-dessous présente les classes de ponts selon la largeur roulable :

Tableau IV.6 – Classes de ponts routes

| Classe                 | Largeur roulable (m)      |
|------------------------|---------------------------|
| 1 <sup>re</sup> classe | $l_r \geq 7 \text{ m}$    |
| 2 <sup>e</sup> classe  | $5,5 < l_r < 7 \text{ m}$ |
| 3 <sup>e</sup> classe  | $l_r \leq 5,5 \text{ m}$  |

La largeur roulable du pont étant de 6 m, la classe du pont est la 2<sup>e</sup>.

#### IV.3.2. Systèmes de charges à considérer

Les systèmes de charges suivants sont valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées. Les modalités du calcul, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte sont fixées dans le CCTP.

Les systèmes de charges à prendre en considération dans ce cas sont les suivants :

- Système de charges civiles A
- Système de charges civiles B
- Système de charges militaires  $M_c$  120
- Convoi type D240

#### IV.3.3. Système de charges A

Le système de charges A définit une charge  $A(l)$  (en  $kN/m^2$ ), en fonction de la longueur chargée  $l$  (en m), donnée par :

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{l + 12}$$

La valeur de  $A(l)$  est multipliée par des coefficients adimensionnels  $a_1$  en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées. Le tableau ci-après précise les valeurs des coefficients  $a_1$  :

Tableau IV.7 – Coefficients  $a_1$

| Nombre de voies |                        | 1   | 2   | 3   | 4    | >5  |
|-----------------|------------------------|-----|-----|-----|------|-----|
| Classe de pont  | 1 <sup>re</sup> classe | 1   | 1   | 0,9 | 0,75 | 0,7 |
|                 | 2 <sup>e</sup> classe  | 1   | 0,9 | -   | -    | -   |
|                 | 3 <sup>e</sup> classe  | 0,9 | 0,8 | -   | -    | -   |

Les coefficients  $a_1$  retenus sont les suivants :

- $a_1 = 1,00$  pour une voie
- $a_1 = 0,90$  pour deux voies

La charge  $A_1$  est alors définie en fonction de cette valeur par l'expression suivante :

$$A_1 = \max\{a_1 A(l) ; 4 - 0,002l\}$$

Cette valeur  $A_1$  est ensuite multipliée par un autre coefficient  $a_2$ , qui tient compte de la largeur des voies de circulation, tel que :

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

Où  $v$  désigne la largeur d'une voie. Le paramètre  $v_0$  est défini en fonction de la classe du pont dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8 – Valeurs de  $v_0$

| Classe de pont         | $v_0$ (m) |
|------------------------|-----------|
| 1 <sup>re</sup> classe | 3,5       |
| 2 <sup>e</sup> classe  | 3,0       |
| 3 <sup>e</sup> classe  | 2,75      |

Pour un pont de classe 2, une valeur de 3 m est attribuée au paramètre  $v_0$ . La charge obtenue  $A_2 = a_2 A_1$  est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Le tableau ci-dessous résume le calcul de la charge  $A(l)$  (en prenant  $l = 25,4$  m) :

Tableau IV.9 – Calcul de la charge  $A(l)$

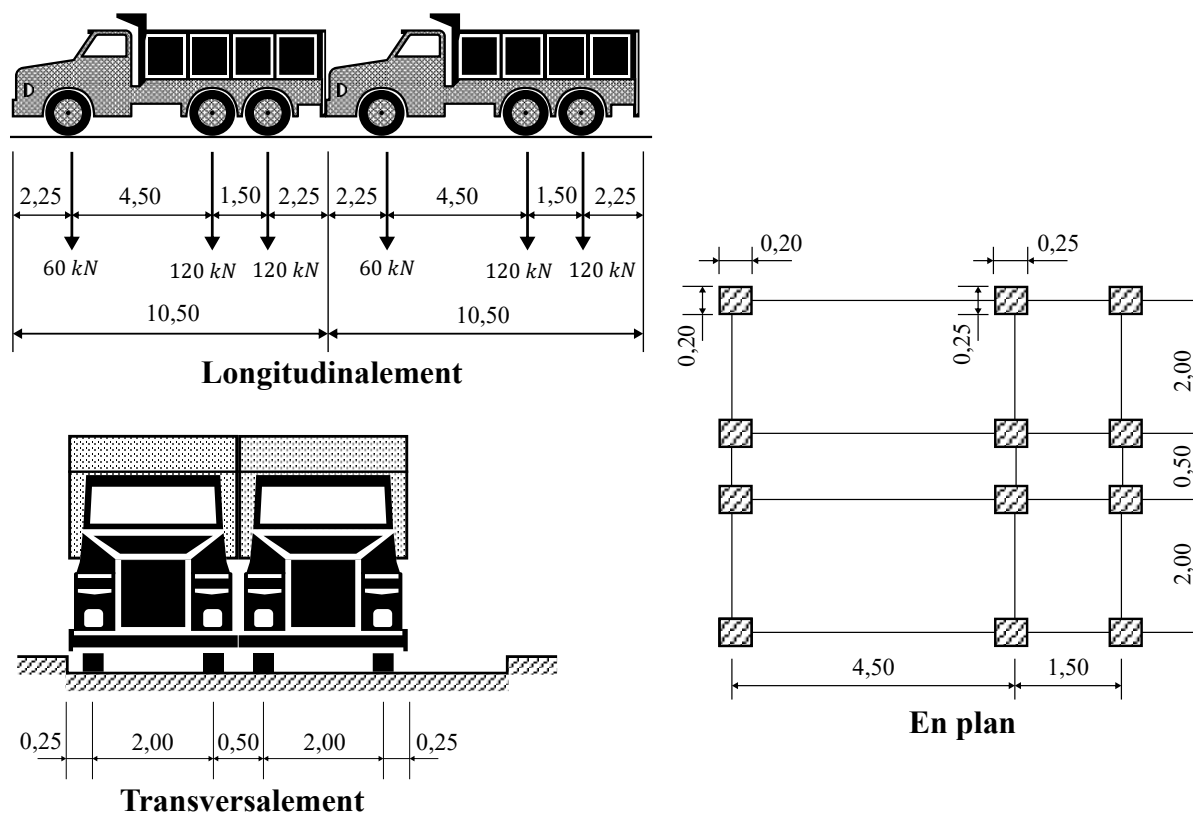
| Nombre de voies | $A(l)$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $a_1$ | $A_1$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $a_2$ | $A_2$ (kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|-----------------------------|-------|----------------------------|-------|----------------------------|
| 1 voie          | 11,93                       | 1,00  | 11,93                      | 1,00  | 11,93                      |
| 2 voies         | 11,93                       | 0,90  | 10,74                      | 1,00  | 10,74                      |

#### IV.3.4. Système de charges $B$

##### IV.3.4.1. Système $B_c$

Le système  $B_c$  se compose de camions types, chacun comporte trois essieux à roues simples munies de pneumatiques. Un camion type du système  $B_c$  répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale → 300 kN
- Charge portée par chacun des essieux arrière → 120 kN
- Charge portée par l'essieu avant → 60 kN
- Longueur d'encombrement → 10,50 m
- Largeur d'encombrement → 2,50 m
- Distance des essieux arrière → 1,50 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière → 4,50 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu → 2 m
- Surface d'impact d'une roue arrière → 0,25 m × 0,25 m
- Surface d'impact d'une roue avant → 0,20 m × 0,20 m

Figure IV.3 – Système  $B_c$ 

Les valeurs des charges du système  $B_c$  sont ensuite multipliées par des coefficients  $b_c$  déterminés en fonction de la classe du pont, le tableau ci-dessous montre les valeurs de ces coefficients :

Tableau IV.10 – Coefficients  $b_c$ 

| Classe de pont         | Nombre de voies chargées |      |      |      |      |
|------------------------|--------------------------|------|------|------|------|
|                        | 1                        | 2    | 3    | 4    | 5    |
| 1 <sup>re</sup> classe | 1,20                     | 1,10 | 0,95 | 0,80 | 0,70 |
| 2 <sup>e</sup> classe  | 1,00                     | 1,00 | -    | -    | -    |
| 3 <sup>e</sup> classe  | 1,00                     | 0,80 | -    | -    | -    |

L'ouvrage étant de 2<sup>e</sup> classe, les valeurs de  $b_c$  à prendre en compte dans le calcul sont les suivantes :

- $b_c = 1,00$  Pour une voie chargée
- $b_c = 1,00$  Pour deux voies chargées

Le tableau ci-dessous résume les valeurs de la charge  $B_c$  pour chaque nombre de voies :

Tableau IV.11 – Calcul de la charge  $B_c$ 

| Nombre de voies | $B_c$ (kN) | $b_c$ | $b_c \cdot B_c$ (kN) |
|-----------------|------------|-------|----------------------|
| 1 voie          | 600        | 1,00  | 600                  |
| 2 voies         | 1200       | 1,00  | 1200                 |

#### IV.3.4.2. Système $B_r$

Le système  $B_r$  est constitué d'une roue isolée supportant une charge de  $100\text{ kN}$ , appliquée sur une surface d'impact rectangulaire de dimensions  $0,30 \times 0,60\text{ m}$ , uniformément chargée, dont le côté transversal mesure  $0,60\text{ m}$  et le côté longitudinal  $0,30\text{ m}$ .

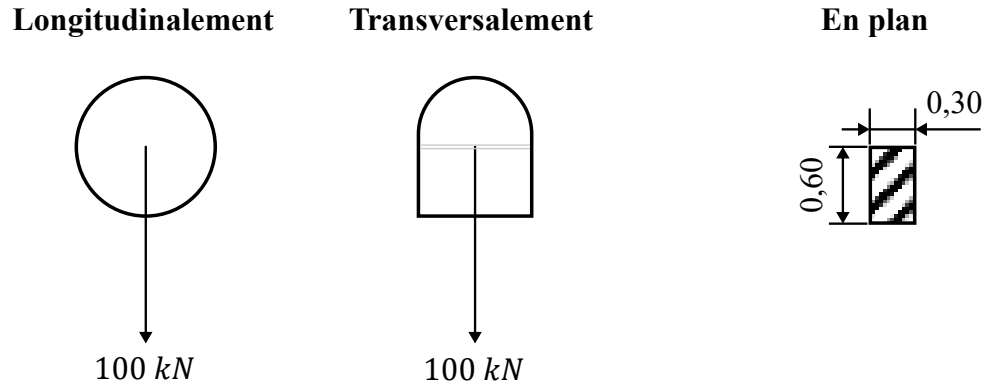


Figure IV.4 – Système  $B_r$

#### IV.3.4.3. Système $B_t$

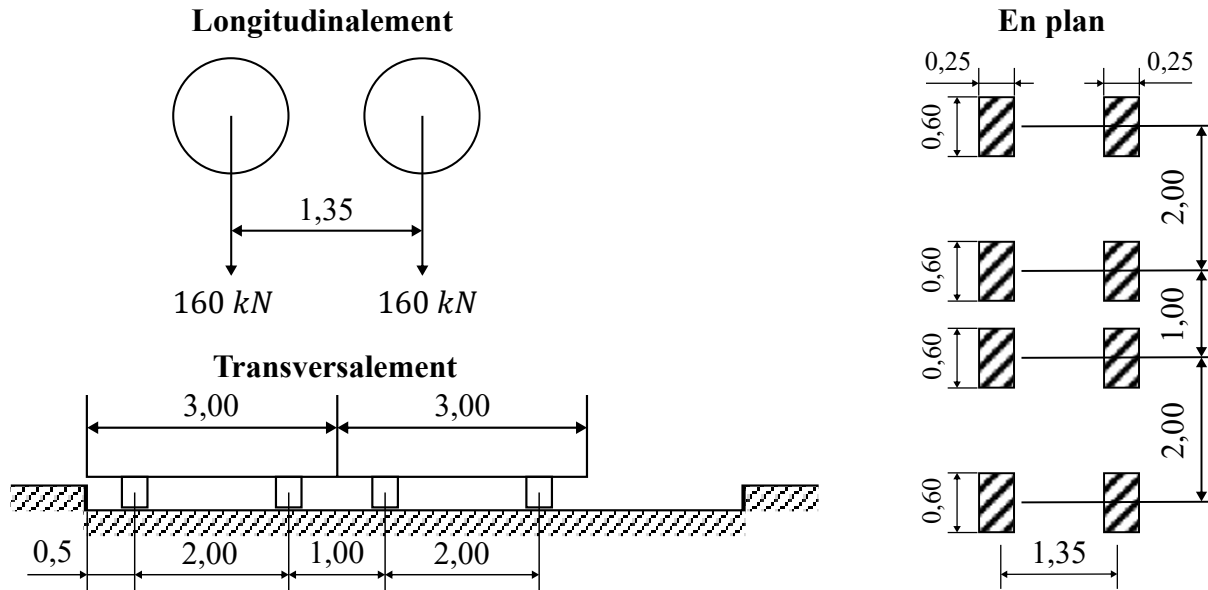
Le système  $B_t$  se compose de deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques. Chaque roue porte une charge de  $80\text{ kN}$ . Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de  $3\text{ m}$  de large. Un tandem type de système  $B_t$  répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu  $\rightarrow 160\text{ kN}$
- Distance des deux essieux  $\rightarrow 1,35\text{ m}$
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu  $\rightarrow 2\text{ m}$

Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Note : le système  $B_t$  ne s'applique qu'aux ponts de 1<sup>re</sup> ou de 2<sup>e</sup> classe.



Figure IV.5 – Système  $B_t$ 

De la même manière que pour le système  $B_c$ , les charges du système  $B_t$  sont multipliées par des coefficients  $b_t$  en fonction de la classe du pont. Le tableau ci-dessous présente les valeurs de ces coefficients :

Tableau IV.12 – Coefficients  $b_t$ 

| Classe de pont         | $b_t$ |
|------------------------|-------|
| 1 <sup>re</sup> classe | 1,20  |
| 2 <sup>e</sup> classe  | 1,00  |

Pour un ouvrage de 2<sup>e</sup> classe, une valeur de  $b_t = 1,00$  est adopté. Les résultats de calcul du système  $B_t$  sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 – Calcul de la charge  $B_t$ 

| Nombre de voies | $B_t$ (kN) | $b_t$ | $b_t \cdot B_t$ (kN) |
|-----------------|------------|-------|----------------------|
| 1 voie          | 320        | 1,00  | 320                  |
| 2 voies         | 640        | 1,00  | 640                  |

#### IV.3.5. Coefficient de majoration dynamique

Le coefficient de majoration dynamique, noté  $\delta$ , est applicable aux trois systèmes  $B_c$ ,  $B_r$  et  $B_t$ , il est identique pour chaque élément de l'ouvrage. Il est déterminé par la formule suivante :

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

Où :

- $L$  : longueur de l'élément (m)
- $G$  : charge permanente de l'élément
- $S$  : Charge  $B$  maximale de l'élément (après multiplication par le coefficient  $b_c$  ou  $b_t$ )

Lors du calcul des sollicitations des poutres principales, la longueur  $L$  correspond à la portée de la travée considérée ( $L = 24,4 \text{ m}$ ). Le terme  $G$  représente le poids total de l'ouvrage sur cette travée ( $G = 3899,24 \text{ kN}$ ), tandis que  $S$  désigne le poids maximal des essieux du système  $B$  pouvant être disposés sur le tablier.

Le tableau ci-dessous résume les coefficients de majoration calculés pour chaque système de charges  $B$  :

Tableau IV.14 – Récapitulatif du calcul des coefficients de majoration dynamique

| Système de charges |         | $S \text{ (kN)}$ | $\delta$ |
|--------------------|---------|------------------|----------|
| $B_c$              | 1 voie  | 600              | 1,090    |
|                    | 2 voies | 1200             | 1,111    |
| $B_r$              |         | 100              | 1,072    |
| $B_t$              | 1 voie  | 320              | 1,080    |
|                    | 2 voies | 640              | 1,092    |

#### IV.3.6. Efforts de freinage

L'effort de freinage susceptible d'être développé par la charge  $A$  est calculé par la relation suivante :

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0,0035S}$$

Où  $S$  désigne la surface chargée ( $\text{m}^2$ ).

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des efforts de freinage développés par le système de charges  $A$  :

Tableau IV.15 – Récapitulatif du Calcul de l'effort de freinage développé par la charge  $A$

| Nombre de voies | $A \text{ (kN/m}^2\text{)}$ | $S \text{ (m}^2\text{)}$ | $F \text{ (kN)}$ |
|-----------------|-----------------------------|--------------------------|------------------|
| 1 voie          | 11,93                       | 76,20                    | 44,84            |
| 2 voies         | 10,74                       | 152,40                   | 79,66            |

L'effort de freinage susceptible d'être développé par un essieu d'un camion du système  $B_c$  est pris égal à son poids. Un seul camion est supposé freiner, quel que soit le nombre de camions présents, avec un effort total de freinage limité à  $F = 300 \text{ kN}$ .

#### IV.3.7. Charges militaires – Convoi $M_c$ 120

Un véhicule type du système  $M_c$  120 est composé de deux chenilles, dont le rectangle d'impact de chacune est supposé uniformément chargé.

Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à  $30,50 \text{ m}$ .

La longueur totale de la travée considérée étant égale à  $25,4\text{ m}$ , un seul véhicule peut être disposé sur la travée. La charge maximale correspondante est donc de  $1100\text{ kN}$ .

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires, le coefficient  $\delta$  est déterminé à partir de la relation précédemment définie. Dans ce cas, le paramètre  $S$  correspond à la charge générée par le convoi  $M_c 120$  susceptible d'être disposée sur une surface identique à celle considérée pour le système  $B$ , selon l'élément à vérifier.

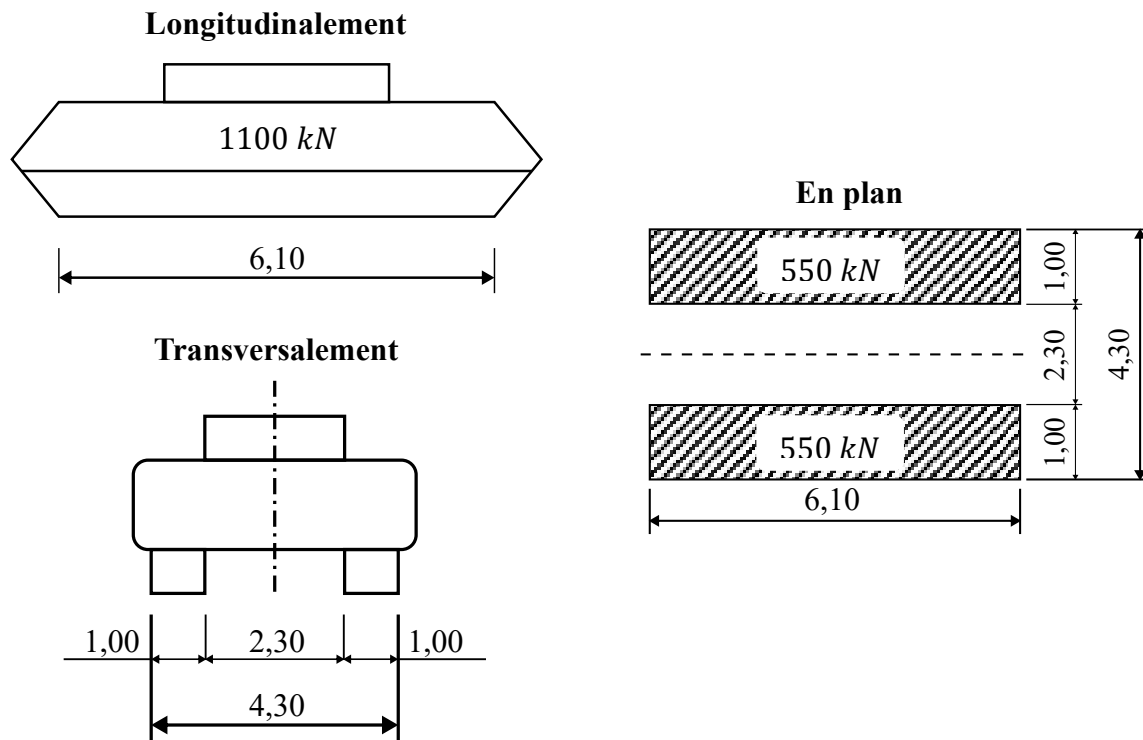


Figure IV.6 – Convoi  $M_c 120$

#### Application numérique

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 24,4} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3899,24}{1100}} = 1,108$$

#### **IV.3.8. Charges exceptionnelles – Convoi type D240**

Le convoi type  $D240$  est composé d'une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de  $2400\text{ kN}$  de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de  $3,20\text{ m}$  de large et de  $18,60\text{ m}$  de long.

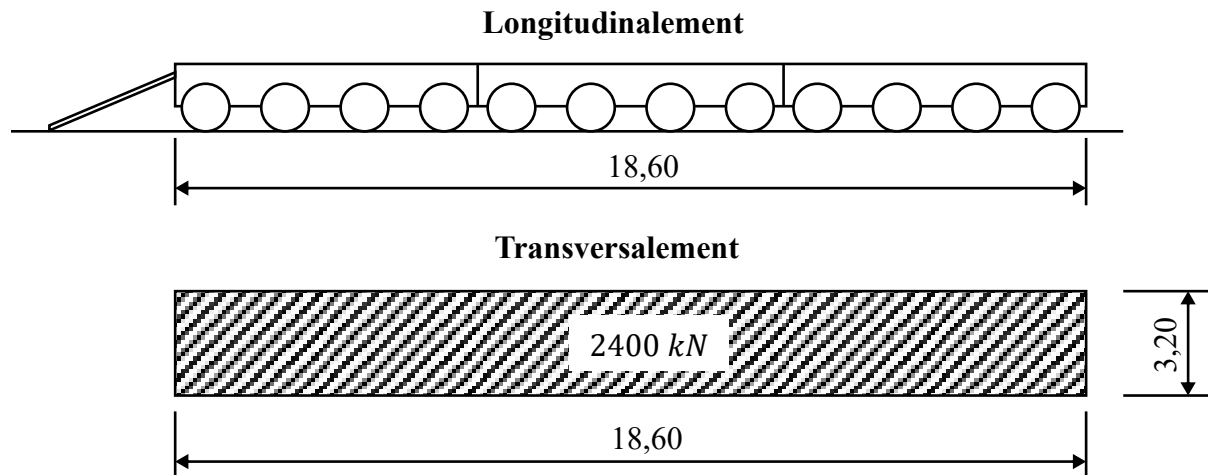


Figure IV.7 – Convoi D240

### IV.3.9. Charges sur les trottoirs

Les trottoirs sont soumis à une charge uniforme de  $1,5 \text{ kN/m}^2$ , dite charge générale, disposée de manière à engendrer l'effet le plus défavorable. Cette charge est prise en compte uniquement pour la vérification des poutres principales. En revanche, pour la vérification des autres éléments du tablier, une charge locale de  $4,5 \text{ kN/m}^2$  est retenue.

### IV.4. Combinaisons des actions

La détermination des sollicitations aux états limites nécessite la combinaison des différentes actions agissant sur l'ouvrage. Celles-ci sont, au préalable, affectées de coefficients de pondération présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.16 – Coefficients multiplicateurs des actions

| Actions                           | ELU  | ELS |
|-----------------------------------|------|-----|
| Poids propre $G$                  | 1,35 | 1   |
| Charges civiles $A(l)$ et $B_c$   | 1,6  | 1,2 |
| Surcharge sur les trottoirs $S_t$ | 1,6  | 1   |
| Convoi $M_c$ 120                  | 1,35 | 1   |
| Convoi type D240                  | 1,35 | 1   |

### IV.5. Conclusion

Ce chapitre a permis de définir l'ensemble des charges et surcharges appliquées à l'ouvrage conformément aux prescriptions du RCPR. Ces données constituent la base du calcul des sollicitations et de l'analyse du comportement de la structure, qui seront développés dans les chapitres suivants à l'aide des modèles de calcul établis.

---

# **Chapitre V. Calcul des sollicitations**

---

## V.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la modélisation du tablier du pont afin de déterminer son comportement sous l'effet des différentes combinaisons de charges. L'objectif principal est d'évaluer les efforts internes de la structure, en tenant compte des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

## V.2. Modélisation du tablier

L'ouvrage est considéré comme un système isostatique composé de deux travées indépendantes et de même portée. L'étude est menée sur une seule travée représentative.

Un maillage approprié est effectué afin d'assurer un compromis entre la précision des résultats et le temps de calcul. Les surcharges sont appliquées conformément au règlement RCPR, en recherchant les configurations de chargement les plus défavorables pour le dimensionnement.

La modélisation et l'analyse des combinaisons de charges sont réalisées à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.

### V.2.1. Modélisation des éléments du tablier

Une travée est constituée de cinq poutres principales de 25,4 m de longueur, supportant un hourdis en béton armé d'une épaisseur de 25 cm.

Les appuis sont disposés de manière à permettre la dilatation longitudinale de l'ouvrage. Ainsi, le premier fil d'appuis est constitué d'appuis doubles, tandis que le deuxième fil est constitué d'appuis simples.

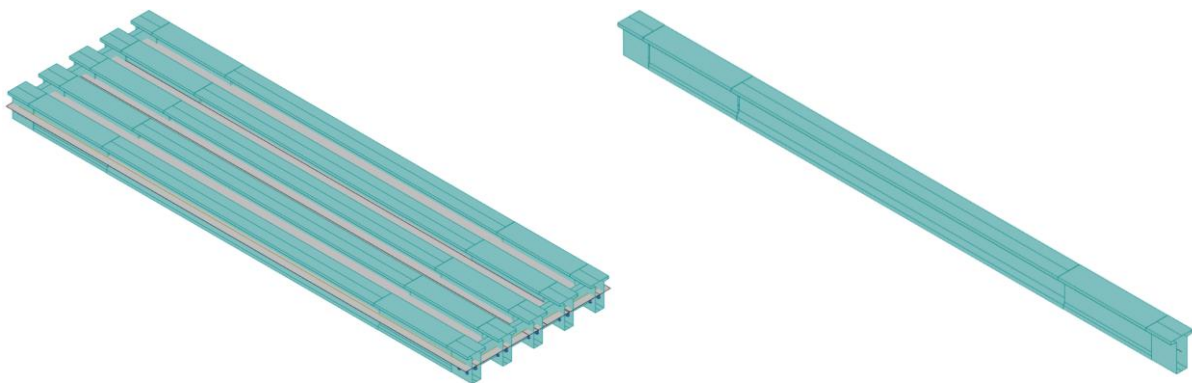


Figure V.1 – Modélisation du tablier à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis

### V.2.2. Combinaisons d'actions

Afin de simplifier la modélisation et de la définition des actions, les charges thermiques sont négligées, leur influence étant jugée négligeable par rapport aux charges d'exploitation dues au trafic. Par ailleurs, les actions du vent ne sont pas prises en compte dans la modélisation, car elles n'affectent pas significativement le moment fléchissant de la structure (charges principalement horizontales).

Le tableau ci-après présente les combinaisons d'actions saisies dans le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis :

Tableau V.1 – Combinaisons d'actions

| ELU – Combinaisons fondamentales | ELS – Combinaisons rares |
|----------------------------------|--------------------------|
| 1,35 G + 1,6 (A1v + St)          | G + 1,2 A1v + St         |
| 1,35 G + 1,6 (A2v + St)          | G + 1,2 A2v + St         |
| 1,35 G + 1,6 (Bc1v + St)         | G + 1,2 Bc1v + St        |
| 1,35 G + 1,6 (Bc2v + St)         | G + 1,2 Bc2v + St        |
| 1,35 G + 1,6 (Br + St)           | G + 1,2 Br + St          |
| 1,35 G + 1,6 (Bt1v + St)         | G + 1,2 Bt1v + St        |
| 1,35 G + 1,6 (Bt2v + St)         | G + 1,2 Bt2v + St        |
| 1,35 (G + Mc120)                 | G + Mc120                |
| 1,35 (G + D240)                  | G + D240                 |

### V.2.3. Analyse des résultats

Le lancement du calcul permet d'analyser les différentes combinaisons de charges et de déterminer, pour chacune d'elles, les efforts internes, les réactions d'appui, les déplacements, les flèches ainsi que les contraintes. L'objectif de cette analyse est d'identifier la combinaison la plus défavorable, produisant le moment fléchissant maximal dans la structure, notamment au niveau des poutres principales.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants pour chacune des combinaisons (les charges roulantes sont considérées dans la position qui produit le plus grand moment) :

Tableau V.2 – Moment fléchissant et effort tranchant extrêmes pour chaque combinaison

| Combinaison |                          | M (kN · m) |           | T (kN)    |           |
|-------------|--------------------------|------------|-----------|-----------|-----------|
|             |                          | $M_{max}$  | $M_{min}$ | $T_{max}$ | $T_{min}$ |
| ELU         | 1,35 G + 1,6 (A1v + St)  | 4199,13    | -80,27    | 681,43    | -683,26   |
|             | 1,35 G + 1,6 (A2v + St)  | 4452,00    | -15,40    | 737,55    | -738,26   |
|             | 1,35 G + 1,6 (Bc1v + St) | 4107,15    | -101,46   | 709,29    | -703,88   |
|             | 1,35 G + 1,6 (Bc2v + St) | 4438,58    | -63,83    | 757,79    | -749,26   |
|             | 1,35 G + 1,6 (Br + St)   | 3194,87    | -85,22    | 586,95    | -609,52   |
|             | 1,35 G + 1,6 (Bt1v + St) | 3881,62    | -81,30    | 661,05    | -659,12   |
|             | 1,35 G + 1,6 (Bt2v + St) | 3668,77    | -54,47    | 649,00    | -647,82   |
|             | 1,35 (G + Mc120)         | 4782,16    | -56,64    | 846,06    | -846,92   |
|             | 1,35 (G + D240)          | 5513,17    | -88,67    | 937,46    | -938,01   |
| ELS         | G + 1,2 A1v + St         | 3112,40    | -59,01    | 504,65    | -506,00   |
|             | G + 1,2 A2v + St         | 3302,05    | -10,36    | 547,58    | -548,11   |
|             | G + 1,2 Bc1v + St        | 3043,44    | -74,90    | 525,54    | -521,47   |
|             | G + 1,2 Bc2v + St        | 3292,01    | -46,68    | 561,92    | -556,49   |
|             | G + 1,2 Br + St          | 2362,39    | -63,95    | 434,76    | -451,69   |
|             | G + 1,2 Bt1v + St        | 2874,27    | -59,78    | 490,20    | -488,75   |
|             | G + 1,2 Bt2v + St        | 2717,75    | -39,66    | 481,30    | -480,41   |
|             | G + Mc120                | 3542,34    | -41,95    | 626,71    | -627,34   |
|             | G + D240                 | 4083,83    | -65,68    | 694,41    | -694,82   |

L'analyse a permis d'identifier les combinaison les plus défavorables aux deux états limites, à savoir la combinaison  $G + D240$  à l'ELS et  $1,35 (G + D240)$  à l'ELU :

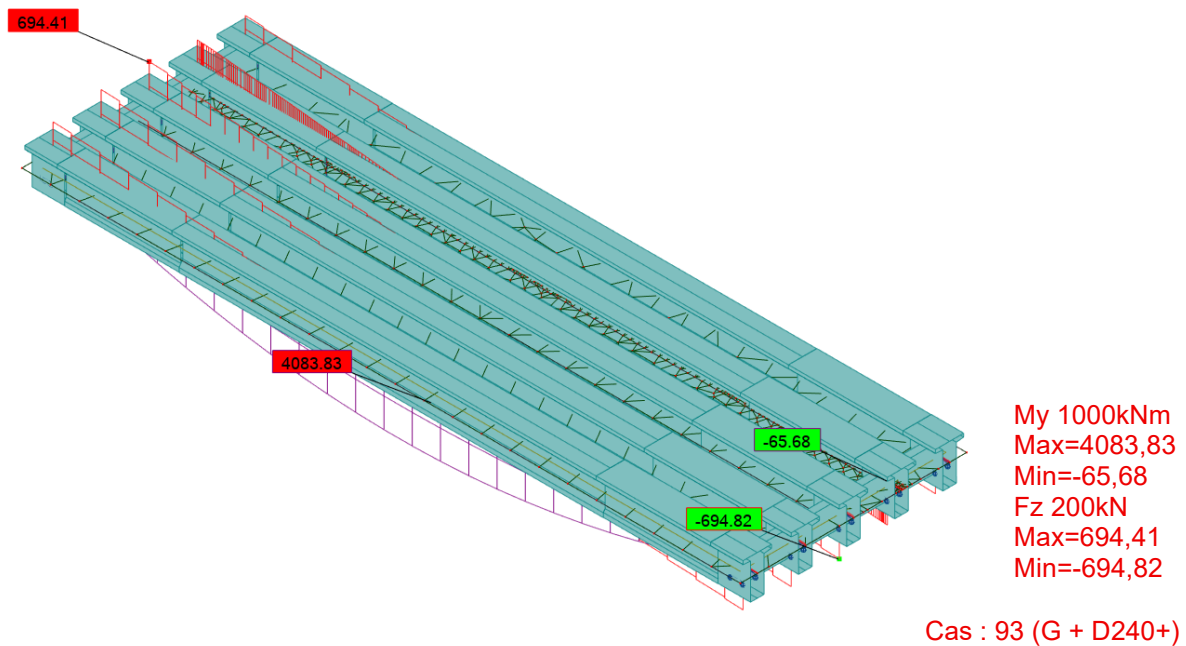


Figure V.2 – Moment fléchissant et effort tranchant à l'ELS sous la combinaison  $G + D240$

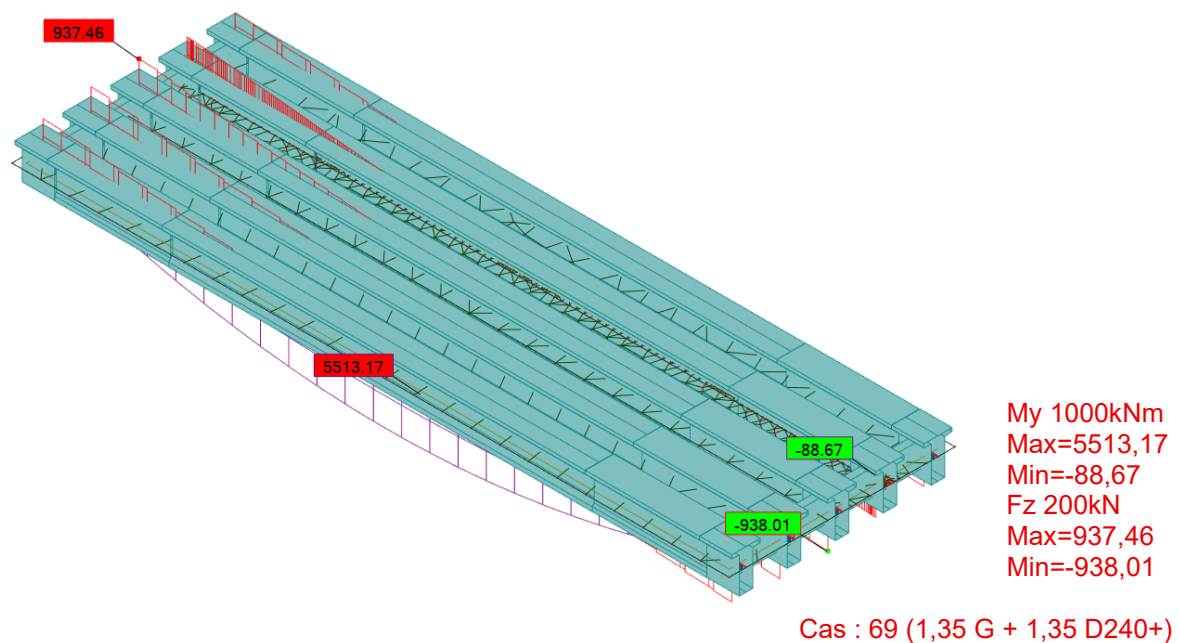


Figure V.3 – Moment fléchissant et effort tranchant à l'ELU sous la combinaison  $1,35 (G + D240)$



**V.3. Conclusion**

La modélisation du tablier a été établie en définissant les matériaux, les sections, la géométrie du tablier ainsi que les données d'entrée, telles que les charges permanentes, les charges d'exploitation et les combinaisons d'actions. Le lancement de l'analyse a permis de calculer, de générer et de visualiser les moments sous chaque combinaison. Les résultats de calcul seront utilisés dans les chapitres suivants.

---

# **Chapitre VI. Etude de la précontrainte**

---

### VI.1. Introduction

Le béton étant un matériau plus résistant en compression qu'en traction, le principe de la précontrainte consiste à introduire dans les éléments des efforts de compression afin de limiter, voire d'annuler, les contraintes de traction. Les efforts de traction générés par les charges appliquées à l'ouvrage sont ainsi compensés par les forces de compression induites par la mise en tension des câbles de précontrainte.

Ce chapitre a pour objectif de dimensionner la précontrainte de l'ouvrage à partir des sollicitations issues du modèle de calcul, en déterminant les efforts et la disposition des câbles nécessaires pour satisfaire les critères de résistance et de service.

### VI.2. Caractéristiques de la précontrainte

Les câbles sont constitués de torons parallèles qui sont à leur tour constitués d'ensemble de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres. Les torons utilisés dans ce projet sont de type T15 de diamètre  $\phi = 15.3 \text{ mm}$ . Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques géométriques et mécaniques des armatures de la précontrainte :

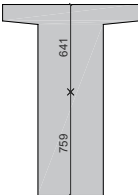
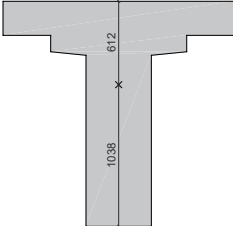
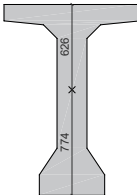
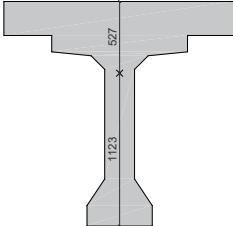
Tableau VI.1 – Caractéristiques des armatures de la précontrainte

|                                                           |       |
|-----------------------------------------------------------|-------|
| Type de câble                                             | 12T15 |
| Diamètre d'un toron (mm)                                  | 15,3  |
| Section droite d'un toron $A_p$ (mm <sup>2</sup> )        | 140   |
| Diamètre de la gaine $\phi_g$ (mm)                        | 80    |
| Contrainte à la rupture $f_{prg}$ (MPa)                   | 1770  |
| Contrainte limite d'élasticité $f_{peg}$ (MPa)            | 1593  |
| Module d'élasticité $E_p$ (10 <sup>5</sup> MPa)           | 1,9   |
| Coefficient de relaxation à 1000 heures $\rho_{1000}$ (%) | 2,5   |
| Coefficient de recul d'ancrage $g$ (mm)                   | 6     |

### VI.3. Caractéristiques des sections

Les caractéristiques géométriques des sections sont déterminées pour être utilisées dans le dimensionnement des câbles de précontrainte. Le tableau ci-dessous présente ces valeurs pour la poutre seule et avec la dalle :

Tableau VI.2 – Caractéristiques géométriques de la poutre

| Section               | About                                                                               |                                                                                     | Médiane                                                                              |                                                                                       |
|-----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| Composition           | Poutre                                                                              | Poutre + Dalle                                                                      | Poutre                                                                               | Poutre + Dalle                                                                        |
| Présentation          |  |  |  |  |
| $B$ (m <sup>2</sup> ) | 0,7412                                                                              | 1,1662                                                                              | 0,4902                                                                               | 0,9152                                                                                |
| $v'$ (m)              | 0,7591                                                                              | 1,0382                                                                              | 0,7744                                                                               | 1,1230                                                                                |

| Composition             | Poutre | Poutre + Dalle | Poutre | Poutre + Dalle |
|-------------------------|--------|----------------|--------|----------------|
| $\nu$ (m)               | 0,6409 | 0,6118         | 0,6256 | 0,5270         |
| $I_G$ (m <sup>4</sup> ) | 0,1350 | 0,2957         | 0,1146 | 0,2451         |
| $i^2$ (m <sup>2</sup> ) | 0,1821 | 0,2536         | 0,2338 | 0,2678         |
| $\rho$ (%)              | 0,3744 | 0,3992         | 0,4826 | 0,4525         |

Où :

- $B$  : aire de la section
- $\nu'$  et  $\nu$  : distances de la fibre supérieure et de la fibre inférieure par rapport à l'axe neutre
- $I_G$  : moment d'inertie
- $\rho$  : rendement de la section  $\rho = \frac{I_G}{B \cdot \nu \cdot \nu'}$
- $i$  : rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I_G}{B}}$

#### VI.4. Sollicitations

Les résultats de la modélisation du tablier sont utilisés pour le dimensionnement de la précontrainte. Le tableau ci-dessous présente les sollicitations nécessaires au calcul :

Tableau VI.3 – Efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte

| Sollicitation                                                                    | Valeur |
|----------------------------------------------------------------------------------|--------|
| Moment fléchissant maximal de la poutre seule $M_p$ (MN · m)                     | 0,9448 |
| Moment fléchissant maximal à l'ELS sous la combinaison (G + D240) $M_M$ (MN · m) | 4,0838 |
| Moment maximal dû au poids propre $M_m$ (MN · m)                                 | 2,1074 |
| Effort tranchant maximal sous la combinaison (G + D240) $V_M$ (MN)               | 0,6948 |
| Effort tranchant maximal dû au poids propre $V_m$ (MN)                           | 0,3472 |

#### VI.5. Dimensionnement de la précontrainte

##### VI.5.1. Valeur minimale de la précontrainte

La valeur minimale est déterminée par la relation suivante :

$$P_{min} = \max\{P_I ; P_{II}\}$$

Où :

- $P_I$  : force minimale de la précontrainte en section sous-critique
- $P_{II}$  : force minimale de la précontrainte en section sur-critique

Le calcul de  $P_{min}$  et la vérification des contraintes nécessite la définition des paramètres présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 – Paramètres du calcul

| $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bt1}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bt2}$ (MPa) |           | $d'$ (m) |
|---------------------------|----------------------------|----------------------------|-----------|----------|
|                           |                            | Exécution                  | Service   |          |
| $0,6 f_{cj}$              | $-1,5 f_{tj}$              | $-0,7 f_{tj}$              | $-f_{tj}$ | $0,1 h$  |

Où :

- $\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte limite de compression
- $\bar{\sigma}_{bt1}$  : contrainte limite de traction hors de la section d'enrobage
- $\bar{\sigma}_{bt2}$  : contrainte limite de traction dans la section d'enrobage
- $d'$  : distance entre le centre de gravité des armatures inférieures et la fibre inférieure supposée égale à  $0,1 h$

#### VI.5.1.1. Section sous-critique

La force minimale quand il s'agit d'une section sous-critique est calculée par la relation suivante :

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

##### Application numérique

$$P_I = \frac{(4,084 - 2,107) + \frac{0,2451}{1,123} \times (-4,05) + \frac{0,2451}{0,527} \times (-2,70)}{0,45 \times 1,65}$$

$$P_I = -0,22 \text{ MN} \quad \dots\dots\dots (1)$$

#### VI.5.1.2. Section sur-critique

La force minimale quand il s'agit d'une section sur-critique est calculée par la relation suivante :

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

##### Application numérique

$$P_{II} = \frac{4,084 + \frac{0,2451}{1,123} \times (-2,70)}{1,123 + 0,45 \times 0,527 - 0,165}$$

$$P_{II} = 2,92 \text{ MN} \quad \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) il est possible de déterminer  $P_{min}$  :

$$P_{min} = \max\{-0,22 ; 2,92\}$$

$$P_{min} = 2,92 \text{ MN}$$

### VI.5.1.3. Nombre de câbles

Le nombre de câbles est déterminé par le rapport de la force minimale de la précontrainte  $P_{min}$  sur la force de précontrainte à l'origine  $P_0$  :

$$n \geq \frac{P_{min}}{P_0}$$

Où  $P_0$  est donnée par la relation  $P_0 = \min\{(0,8 \cdot f_{prg} \cdot A_p) ; (0,9 \cdot f_{peg} \cdot A_p)\}$ . Pour un câble 12T15, une valeur  $P_0 = 2,354 \text{ MN}$  est retenue. Les pertes sont supposées à 25%, par conséquent, le nombre de câbles devient :

$$n \geq \frac{P_{min}}{0,75 P_0}$$

#### Application numérique

$$n \geq \frac{2,92}{0,75 \times 2,354} = 1,65$$

Le nombre de câbles est fixé à **deux**.

### VI.5.2. Vérification des contraintes

La vérification des contraintes se fait pour quatre phases (3 en exécution et 1 en service). Il convient de s'assurer que les conditions réglementaires sont bien satisfaites, autrement dit que :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{\nu}{I_G} (Pe_0 - M) \rightarrow \bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{\nu'}{I_G} (Pe_0 - M) \rightarrow \bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Où :

- $e_0$  : excentricité de la précontrainte par rapport au CDG donnée par  $e_0 = \nu' - d'$
- $M$  : moment fléchissant maximal en fonction de la phase considérée

Le tableau ci-dessous récapitule la vérification des contraintes pour chacune des 4 phases :

Tableau VI.5 – Vérification des contraintes

| Phase                              | 1            | 2          | 3                            | 4                     |
|------------------------------------|--------------|------------|------------------------------|-----------------------|
| Période                            | En exécution |            |                              | En service<br>(Rares) |
|                                    | Après 7 j    | Après 28 j | Après coulage<br>de la dalle |                       |
| $f_{cj} \text{ (MPa)}$             | 23,18        | 35,00      | 35,00                        | 35,00                 |
| $f_{tj} \text{ (MPa)}$             | 1,99         | 2,70       | 2,70                         | 2,70                  |
| $\bar{\sigma}_{bt1} \text{ (MPa)}$ | -2,99        | -4,05      | -4,05                        | -4,05                 |
| $\bar{\sigma}_{bt2} \text{ (MPa)}$ | -1,39        | -1,89      | -1,89                        | -1,89                 |
| $\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$  | 13,91        | 21,00      | 21,00                        | 21,00                 |
| $\Delta P \text{ (%)}$             | 10           | 10         | 15                           | 25                    |
| $e_0 \text{ (m)}$                  | 0,61         | 0,61       | 0,96                         | 0,96                  |

| Période                         | En exécution |            |                              | En service<br>(Rares) |
|---------------------------------|--------------|------------|------------------------------|-----------------------|
|                                 | Après 7 j    | Après 28 j | Après coulage<br>de la dalle |                       |
| $M \text{ (MN} \cdot \text{m)}$ | 0,94         | 0,94       | 1,662                        | 4,08                  |
| $P \text{ (MN)}$                | 2,12         | 4,24       | 4,00                         | 3,53                  |
| $\sigma_{sup} \text{ (MPa)}$    | 2,43         | -0,29      | -0,30                        | 5,37                  |
| $\sigma_{inf} \text{ (MPa)}$    | 6,66         | 19,71      | 14,32                        | 0,65                  |
| Observation                     | Vérifiée     | Vérifiée   | Vérifiée                     | Vérifiée              |

Pour mieux comprendre la situation des contraintes par rapport aux contraintes limites, la vérification des contraintes est schématisée dans la figure qui suit :

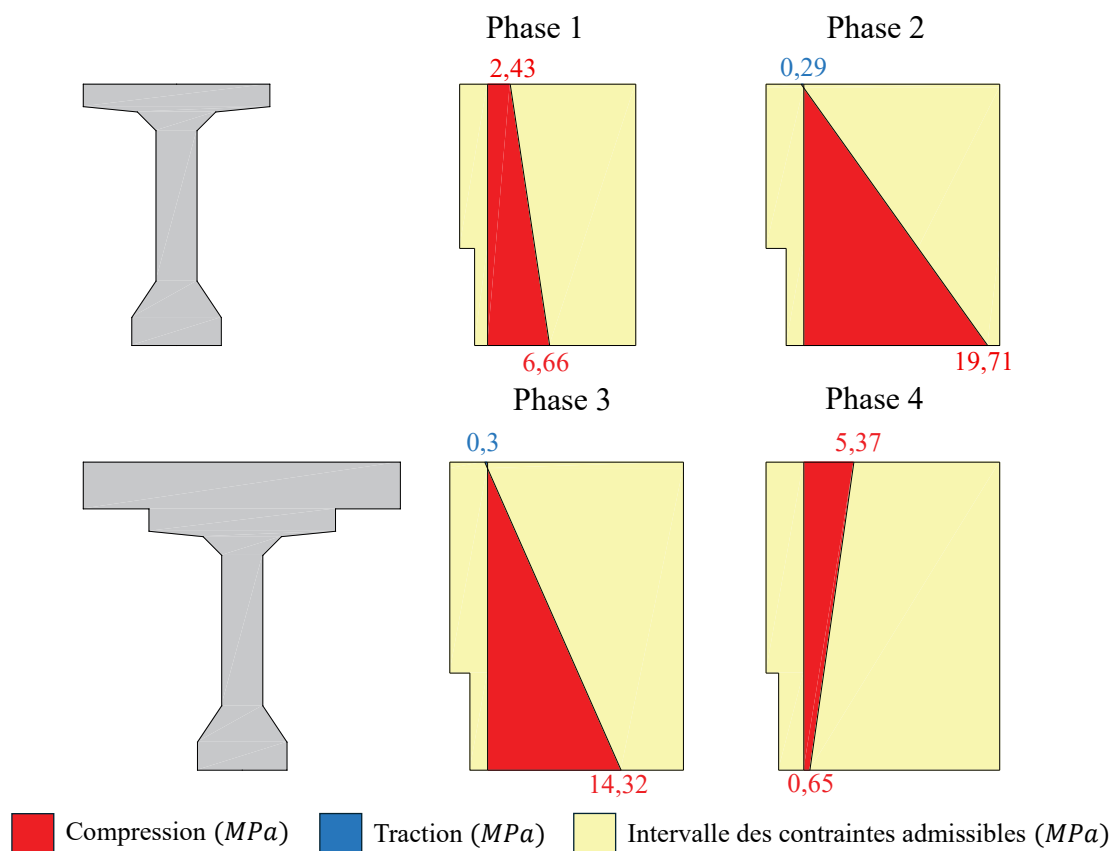


Figure VI.1 – Vérification des contraintes (schéma)

### VI.5.3. Disposition constructive des câbles

#### VI.5.3.1. Positionnement des câbles

Le tableau ci-dessous présente les ordonnées  $y_{ci}$  des câbles par rapport à la fibre inférieure de la poutre :

Tableau VI.6 – Ordonnées des câbles

|          |      |       |
|----------|------|-------|
| $x$      | 0    | $L/2$ |
| $y_{c1}$ | 0,74 | 0,12  |
| $y_{c2}$ | 1,06 | 0,4   |

### VI.5.3.1.1. Section d'about ( $x = 0$ )

Dans la section d'about, les deux câbles sont disposés sur un seul lit et, verticalement, de manière symétrique par rapport à l'ordonnée moyenne des centres de gravité de la poutre seule et de la poutre avec dalle, afin que la résultante de la précontrainte coïncide avec cette position.

Les plaques d'ancrage utilisées sont de type 12C15, de dimensions 240 mm  $\times$  200 mm, avec un entraxe de 0,32 m entre les deux plaques. Le tableau ci-dessous présente leurs principales caractéristiques :

Tableau VI.7 – Caractéristiques des plaques d'ancrage utilisées

| Unité | A (mm) | B (mm) | Kxn (mm)       |
|-------|--------|--------|----------------|
| 12C15 | 240    | 200    | M12 $\times$ 4 |

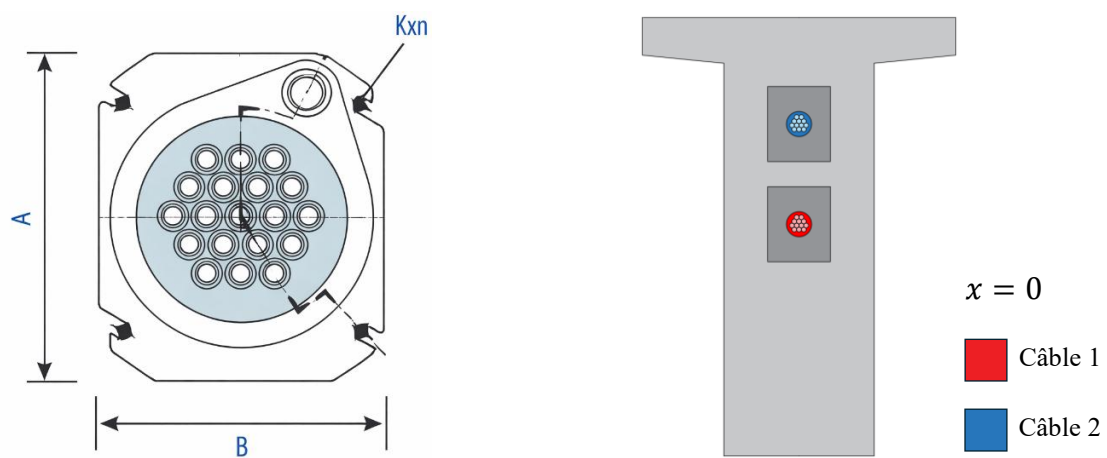


Figure VI.2 – Disposition des câbles à l'about

### VI.5.3.1.2. Section médiane ( $x = L/2$ )

Dans la section médiane, les deux câbles sont également disposés sur un seul lit. Verticalement, ils sont séparés par un espacement de 28 cm. Le 1<sup>er</sup> câble est positionné à une distance égale à  $\phi_{gaine}$  de la fibre inférieure afin de respecter les recommandations de disposition.

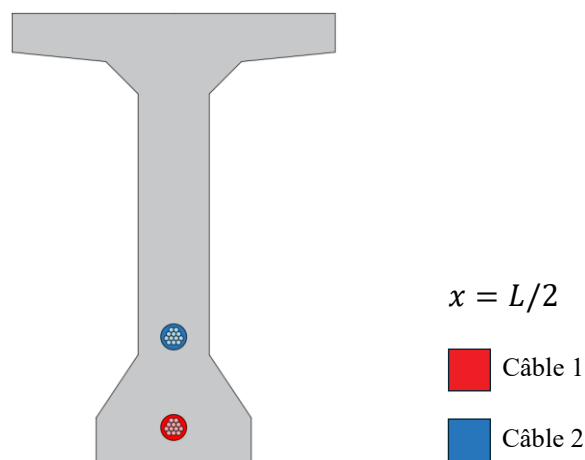


Figure VI.3 – Disposition des câbles à mi-travée



### VI.5.3.2. Angle de relevage

L'angle de relevage est compris dans l'intervalle suivant :

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

Où :

- $\alpha$  : angle de relevage
- $V_m$  : effort tranchant dû au poids propre (G)
- $V_M$  : effort tranchant sous combinaison (G+D240)
- $\bar{V}$  : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about  $\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \cdot 0,8 \cdot h$
- $\bar{\tau}$  : contrainte tangentielle limite en ELS  $\bar{\tau} = \sqrt{(0,4 \cdot f_{tj} \cdot (f_{tj} + \frac{2\sigma_x}{3}))}$
- $\sigma_x$  : contrainte normale au niveau de la fibre neutre  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

Avec :

$$B_n = B - n_{\text{câbles}} \left( \pi \cdot \frac{\phi_g^2}{4} \right) ; b_n = b_{\text{about}} - (n_{\text{lits}} \cdot \phi_g)$$

Le tableau ci-dessous récapitule le calcul de l'intervalle des angles de relevage admissibles des deux câbles, ainsi que les valeurs retenues pour chacun d'eux :

Tableau VI.8 – Résultats de calcul des angles de relevage

| Paramètres                                  |                         |                  |                    |                |
|---------------------------------------------|-------------------------|------------------|--------------------|----------------|
| $V_m$ (MN)                                  |                         | 0,3472           |                    |                |
| $V_M$ (MN)                                  |                         | 0,6948           |                    |                |
| $P$ (MN)                                    |                         | 3,53             |                    |                |
| Effort tranchant limite $\bar{V}$ (MN)      |                         |                  |                    |                |
| $b_n$ (m)                                   | $B_n$ (m <sup>2</sup> ) | $\sigma_x$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | $\bar{V}$ (MN) |
| 0,4                                         | 1,16                    | 3,05             | 2,49               | 1,32           |
| Angle de relevage $\alpha$ (°)              |                         |                  |                    |                |
| Condition sur $\alpha$                      |                         | $\alpha_{c1}$    | $\alpha_{c2}$      |                |
| $-10,14^\circ \leq \alpha \leq 28,11^\circ$ |                         | 5,37             | 5,71               |                |

### VI.5.3.3. Allure des câbles

Le tracé des câbles est parabolique en partie courante, sur une longueur de  $L_{pb} = 23,4$  m (soit  $L - 2 \times 1$  m), et devient rectiligne à proximité des abouts, sur une longueur de 1 m à chaque extrémité.

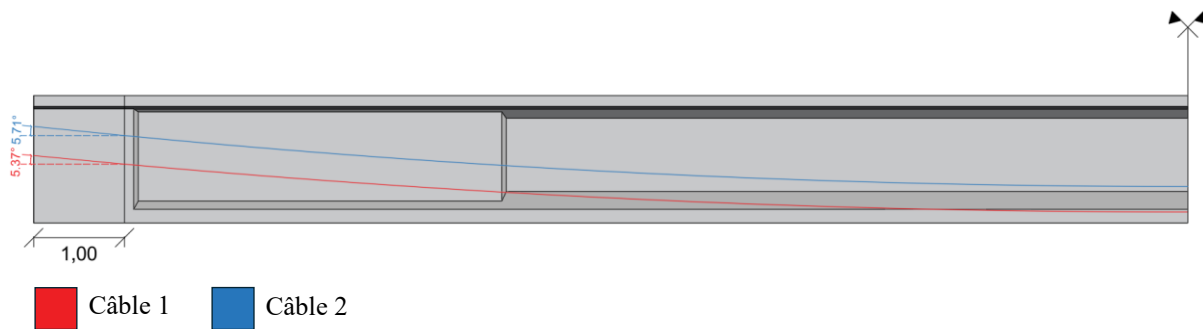


Figure VI.4 – Allure des câbles

Afin de procéder à la prochaine étape (calcul des pertes), le calcul des caractéristiques géométriques des câbles doit être effectué. Il est intéressant de déterminer pour chaque câble, la flèche  $f$ , la courbure  $1/R$  et l'angle de déviation  $\beta(l)$ .

Ces paramètres sont définis par les formules suivantes :

$$\frac{1}{R} \cong 8 \frac{f}{l^2} \quad ; \quad \beta(l) = 4 \frac{f}{l}$$

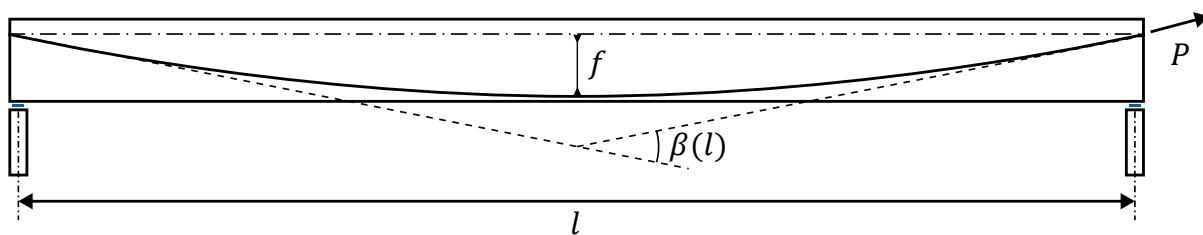


Figure VI.5 – Caractéristiques géométrique d'un câble de précontrainte

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques géométriques des câbles :

Tableau VI.9 – Caractéristiques géométriques des câbles

| N° Câble | $l$ (m) | $\alpha_{rel}$ (°) | $y_{ci}(x)$ |         |           | $f$ (m) | $R$ (m) | $\beta(l)(rad)$ |
|----------|---------|--------------------|-------------|---------|-----------|---------|---------|-----------------|
|          |         |                    | $x = 0$     | $x = 1$ | $x = L/2$ |         |         |                 |
| 1        | 23,4    | 5,37               | 0,74        | 0,65    | 0,12      | 0,53    | 130,12  | 0,090           |
| 2        | 23,4    | 5,71               | 1,06        | 0,96    | 0,4       | 0,56    | 122,22  | 0,096           |

## VI.6. Pertes de tension

### VI.6.1. Tension à l'origine

La contrainte à l'origine est calculée par la relation suivante :

$$\sigma_{p0} = \min\{0,8 f_{prj} ; 0,9 f_{peg}\}$$

#### Application numérique

$$\sigma_{p0} = \min\{0,8 \times 1770 ; 0,9 \times 1593\} = \min\{1416 ; 1433,7\} = 1416 \text{ MPa}$$

## VI.6.2. Pertes instantanées

### VI.6.2.1. Pertes par frottement

Dans la section d'abscisse  $x$ , la perte de tension par frottement est calculée par la relation suivante :

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

Où  $f$  et  $\varphi$  sont les coefficients de frottement  $f = 0,18$  ;  $\varphi = 0,002$

Tableau VI.10 – Récapitulatif des pertes par frottement ( $x = L/2$ )

| N° câble | $\beta$ (rad) | $f\beta + \varphi x$ | $\Delta\sigma_\varphi$<br>(MPa) | $\Delta\sigma_{\varphi, moy}$<br>(MPa) | $\Delta\sigma_{\varphi, moy}$<br>(%) |
|----------|---------------|----------------------|---------------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------|
| 1        | 0,090         | 0,042                | 57,68                           | 58,39                                  | 4,12                                 |
| 2        | 0,096         | 0,043                | 59,10                           |                                        |                                      |

### VI.6.2.2. Pertes à la mise en charge de l'ancrage (rentrée d'ancrage)

Le mouvement de rentrée vers l'intérieur du béton est contrarié par le frottement du câble sur sa gaine, comme à la mise en tension, mais en sens inverse. Son influence diminue donc à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance  $d$  de celui-ci à partir duquel la tension demeure inchangée. La perte de tension due au recul d'ancrage est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$$k = f \cdot \frac{\beta}{l} + \phi \quad ; \quad d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \cdot k}}$$

Tableau VI.11 – Récapitulatif des pertes dues à la rentrée d'ancrage ( $x = L/2$ )

| N° câble | $l$ (m) | $k$ ( $m^{-1}$ ) | $d$ (m) | $\Delta\sigma_g$<br>(MPa) | $\Delta\sigma_{g, moy}$<br>(MPa) | $\Delta\sigma_{g, moy}$<br>(MPa) |
|----------|---------|------------------|---------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 1        | 12,7    | 0,0033           | 15,68   | 27,64                     | 27,06                            | 1,91                             |
| 2        | 12,7    | 0,0038           | 14,62   | 26,49                     |                                  |                                  |

### VI.6.2.3. Pertes par déformation instantanée du béton

Lorsque une seule famille des câbles est considérée, la formule des pertes par déformation instantanée se réduit à :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_{bi}$$

Où  $\sigma_{bi}$  représente contrainte initiale du béton adjacent donnée par :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I_G} - \frac{M_p \cdot e}{I_G}$$

Avec :

$$e = v' - \frac{y_{c1}(L/2) + y_{c2}(L/2)}{2}$$

Tableau VI.12 – Récapitulatif des pertes par déformation instantanée du béton ( $x = L/2$ )

| $e$ (m) | $E_{ij}$ (MPa) | $\sigma_{bi}$ (MPa) | $\Delta\sigma_e$ (MPa) | $\Delta\sigma_e$ (%) |
|---------|----------------|---------------------|------------------------|----------------------|
| 0,51    | 35981,73       | 15,21               | 40,15                  | 2,84                 |

### VI.6.3. Tension initiale

C'est la tension qui subsiste dans le câble une fois effectuées toutes les pertes instantanées analysées, donnée par :

$$\sigma_i(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_\phi(x) - \Delta\sigma_g(x) - \Delta\sigma_e(x)$$

Tableau VI.13 – Récapitulatif de tension initiale ( $x = L/2$ )

| N° câble | $\Delta\sigma_\phi$ (MPa) | $\Delta\sigma_g$ (MPa) | $\Delta\sigma_e$ (MPa) | $\sigma_i$ (MPa) | $\sigma_{i,moy}$ (MPa) |
|----------|---------------------------|------------------------|------------------------|------------------|------------------------|
| 1        | 57,68                     | 27,64                  | 40,15                  | 1290,53          | 1290,40                |
| 2        | 59,10                     | 26,49                  | 40,15                  | 1290,26          |                        |

### VI.6.4. Pertes différées

#### VI.6.4.1. Pertes par retrait

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, subissent les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si  $t_0$  est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait est calculée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$$

Très souvent, il est possible de négliger  $r(t_0)$  devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r$$

Où  $\varepsilon_r$  est le retrait final, égal à :

- $\varepsilon_r = 1,5 \times 10^{-4}$  dans les climats très humides
- $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$  en climat humide
- $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$  en climat tempéré sec
- $\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$  en climat chaud et sec
- $\varepsilon_r = 5 \times 10^{-4}$  en climat très sec ou désertique

Une valeur de  $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$  est retenue.

#### Application numérique

$$\Delta\sigma_r = 1,9 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = 38 \text{ MPa}$$

Ou encore en % :

$$\Delta\sigma_r = \frac{38}{1416} = 2,68 \%$$

#### VI.6.4.2. Pertes par fluage

Dans le cas considéré, la formule des pertes de fluage se réduit à :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b \cdot \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Où  $\sigma_b$  représente la contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte en fonction du temps donnée par :

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I_G} - \frac{M_m \cdot e}{I_G}$$

Tableau VI.14 – Récapitulatif des pertes par fluage ( $x = L/2$ )

| $e$ (m) | $\sigma_b$ (MPa) | $\Delta\sigma_{fl}$ (MPa) | $\Delta\sigma_{fl}$ (%) |
|---------|------------------|---------------------------|-------------------------|
| 0,86    | 7,17             | 94,62                     | 6,68                    |

#### VI.6.4.3. Pertes par relaxation

Les pertes par relaxation sont calculées par la formule suivante :

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

Où  $\mu_0$  est un coefficient égal à :

- $\mu_0 = 0,43$  pour les armatures à très basse relaxation
- $\mu_0 = 0,30$  pour les armatures à relaxation normale

Les armatures utilisées dans le projet sont à très basse relaxation (TBR), par conséquent  $\mu_0 = 0,43$ .

#### Application numérique

$$\Delta\sigma_\rho \left( \frac{L}{2} \right) = \frac{6}{100} \times 2,5 \times \left( \frac{1290,40}{1770} - 0,43 \right) \times 1290,40 = 57,88 \text{ MPa}$$

Ou encore en % :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{57,88}{1416} = 4,09\%$$

#### VI.6.4.4. Pertes différées totales

Pour tenir compte de l'interaction du béton (retrait et fluage) avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont calculées par la formule :

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

Tableau VI.15 – Récapitulatif des pertes différées totales ( $x = L/2$ )

| $\Delta\sigma_r$ (MPa) | $\Delta\sigma_{fl}$ (MPa) | $\Delta\sigma_\rho$ (MPa) | $\Delta\sigma_d$ (MPa) | $\Delta\sigma_d$ (%) |
|------------------------|---------------------------|---------------------------|------------------------|----------------------|
| 38,00                  | 94,62                     | 57,88                     | 180,85                 | 12,77                |

### VI.6.5. Tension finale

La tension finale est évaluée en fonction des pertes instantanées et des pertes différées, par la formule suivante :

$$\sigma_\infty = \sigma_i - \Delta\sigma_d$$

#### Application numérique

$$\sigma_\infty = 1290,40 - 180,85 = 1109,55 \text{ MPa}$$

### VI.6.6. Récapitulation des pertes

Le tableau ci-dessous récapitule l'ensemble des résultats des pertes de tension présentés précédemment :

Tableau VI.16 – Récapitulatif du calcul des pertes ( $x = L/2$ )

| Pertes instantanées              |               |             |
|----------------------------------|---------------|-------------|
| Pertes                           | Valeur en MPa | Valeur en % |
| $\Delta\sigma_\phi$              | 58,39         | 4,12        |
| $\Delta\sigma_g$                 | 27,06         | 1,91        |
| $\Delta\sigma_e$                 | 40,15         | 2,84        |
| Total $\Delta\sigma_{inst}$      | 125,60        | 8,87        |
| Pertes différées                 |               |             |
| Pertes                           | Valeur en MPa | Valeur en % |
| $\Delta\sigma_r$                 | 38,00         | 2,68        |
| $\Delta\sigma_{fl}$              | 94,62         | 6,68        |
| $\Delta\sigma_\rho (\times 5/6)$ | 48,23         | 3,41        |
| Total $\Delta\sigma_d$           | 180,85        | 12,77       |
| Pertes totales                   |               |             |
| Pertes                           | Valeur en MPa | Valeur en % |
| $\Delta\sigma_\infty$            | 306,45        | 21,64       |

### VI.7. Justification des poutres

Dans ce paragraphe, la conformité de la structure aux prescriptions réglementaires est vérifiée en examinant, pour chaque phase de construction et de service, que les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les limites fixées par les règlements en vigueur.

#### VI.7.1. Caractéristiques des sections nettes

Les sections nettes, obtenues en soustrayant des sections brutes les vides longitudinaux ménagés pour le passage des armatures de précontrainte, doivent être utilisées pour les calculs aux états limites de service.

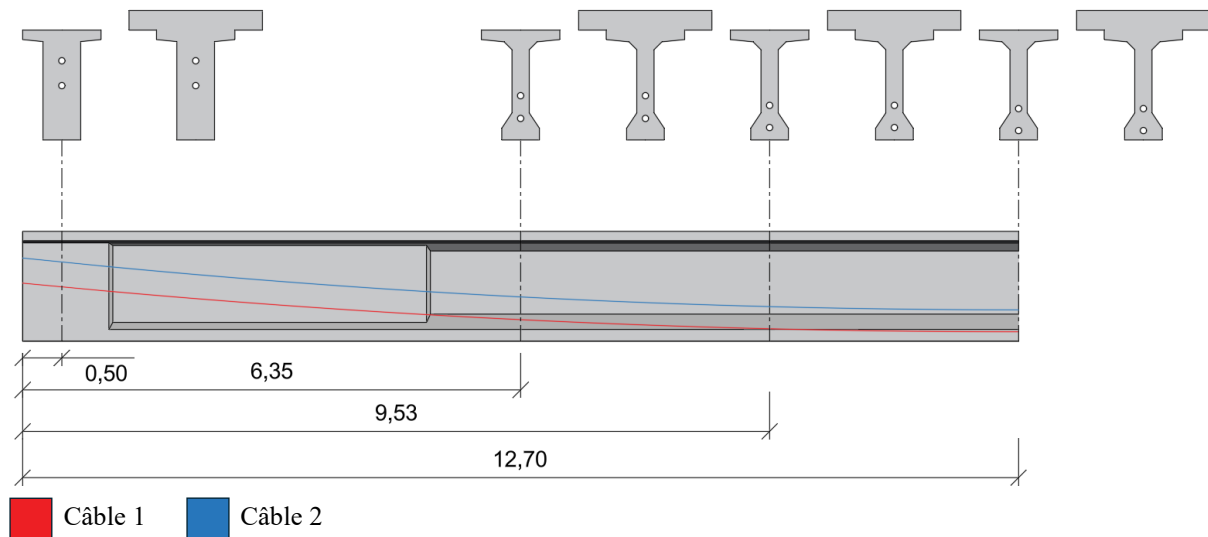


Figure VI.6 – Sections nettes

Les caractéristiques géométriques des sections nettes sont détaillées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.17 – Caractéristiques géométriques des sections nettes

| Abscisse $x$               | 0,5    |                | $L/4$  |                | $3L/8$ |                | $L/2$        |                |
|----------------------------|--------|----------------|--------|----------------|--------|----------------|--------------|----------------|
| Composition                | Poutre | Poutre + Dalle | Poutre | Poutre + Dalle | Poutre | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle |
| H (m)                      | 1,40   | 1,65           | 1,40   | 1,65           | 1,40   | 1,65           | 1,40         | 1,65           |
| $B_n$ (m <sup>2</sup> )    | 0,7311 | 1,1561         | 0,4801 | 0,9051         | 0,4801 | 0,9051         | 0,4801       | 0,9051         |
| $v'_n$ (m)                 | 0,6422 | 0,6102         | 0,6181 | 0,5192         | 0,6156 | 0,5179         | 0,6148       | 0,5174         |
| $v_n$ (m)                  | 0,7578 | 1,0398         | 0,7819 | 1,1308         | 0,7844 | 1,1321         | 0,7852       | 1,1326         |
| $I_{nG}$ (m <sup>4</sup> ) | 0,1347 | 0,2951         | 0,1131 | 0,2398         | 0,1121 | 0,2380         | 0,1117       | 0,2373         |
| $\rho$ (%)                 | 37,86  | 40,23          | 48,74  | 45,13          | 48,35  | 44,85          | 48,19        | 44,74          |

## VI.7.2. Justification des contraintes à l'ELS

### VI.7.2.1. Phases de vérification

- **Phase 1** : au 7<sup>e</sup> jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 50% des pertes instantanées.
- **Phase 2** : au 28<sup>e</sup> jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles consomment environ de 100% des pertes instantanées.
- **Phase 3** : Les câbles sont supposés reprendre la totalité des pertes instantanées et 75 % des pertes différées.
- **Phase 4** : La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes.

En considérant 3 sections  $L/4$ ,  $3L/8$  et  $L/2$  pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui ( $x = 0,50$  m) pour la vérification des contraintes tangentielles.

**VI.7.2.2. Valeurs caractéristiques**

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques :

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

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul de  $P_1$  et  $P_2$  pour les quatre phases :

Tableau VI.18 – Résultats du calcul de  $P_1$  et  $P_2$  aux quatre phases

| Phase            | 1    | 2    | 3     | 4     |
|------------------|------|------|-------|-------|
| Nombre de câbles | 2    | 2    | 2     | 2     |
| % $Mt$           | 50   | 100  | 100   | 100   |
| $\Delta P$       | 4,43 | 8,87 | 15,26 | 21,64 |
| $P_1$            | 2,32 | 4,47 | 4,23  | 3,99  |
| $P_2$            | 2,18 | 4,11 | 3,75  | 3,39  |
| $y_m (x = 0,5)$  | 0,85 | 0,85 | 0,85  | 0,85  |
| $y_m (x = L/4)$  | 0,42 | 0,42 | 0,42  | 0,42  |
| $y_m (x = 3L/8)$ | 0,30 | 0,30 | 0,30  | 0,30  |
| $y_m (x = L/2)$  | 0,26 | 0,26 | 0,26  | 0,26  |

**VI.7.2.3. Vérification des contraintes**

Le tableau ci-dessous résume le calcul et la vérification des contraintes sous  $P_1$  et  $P_2$  pour les quatre phases :

Tableau VI.19 – Vérification des contraintes pour les quatre phases

| Phase                |                | 1     |       |        |       | 2     |       |        |       |
|----------------------|----------------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|
| Abscisse $x$         |                | 0,5   | $L/4$ | $3L/8$ | $L/2$ | 0,5   | $L/4$ | $3L/8$ | $L/2$ |
| $e (m)$              |                | -0,09 | 0,36  | 0,48   | 0,53  | -0,09 | 0,36  | 0,48   | 0,53  |
| $M_p (MPa)$          |                | 0,00  | 0,70  | 0,88   | 0,94  | 0,00  | 0,70  | 0,88   | 0,94  |
| $P_1 (MN)$           |                | 2,32  | 2,32  | 2,32   | 2,32  | 4,47  | 4,47  | 4,47   | 4,47  |
| $P_2 (MN)$           |                | 2,18  | 2,18  | 2,18   | 2,18  | 4,11  | 4,11  | 4,11   | 4,11  |
| $\sigma_p (MPa)$     | $\sigma_{sup}$ | 0,00  | 3,81  | 4,85   | 5,20  | 0,00  | 3,81  | 4,85   | 5,20  |
|                      | $\sigma_{inf}$ | 0,00  | -4,82 | -4,16  | -6,64 | 0,00  | -4,82 | -6,18  | -6,64 |
| $\sigma_{P_1} (MPa)$ | $\sigma_{sup}$ | 4,21  | 0,24  | -1,34  | -1,87 | 8,11  | 0,47  | -2,58  | -3,61 |
|                      | $\sigma_{inf}$ | 1,95  | 10,63 | 12,68  | 13,38 | 3,76  | 20,49 | 24,45  | 25,80 |
| $\sigma_{P_2} (MPa)$ | $\sigma_{sup}$ | 3,96  | 0,23  | -1,26  | -1,76 | 7,46  | 0,43  | -2,37  | -3,32 |
|                      | $\sigma_{inf}$ | 1,83  | 10,00 | 11,94  | 12,60 | 3,46  | 18,86 | 22,51  | 23,75 |
| $\sigma_{max} (MPa)$ | $\sigma_{sup}$ | 4,21  | 4,06  | 3,51   | 3,33  | 8,11  | 4,28  | 2,27   | 1,59  |
|                      | $\sigma_{inf}$ | 1,95  | 5,80  | 8,52   | 6,74  | 3,76  | 15,66 | 18,27  | 19,16 |
| $\sigma_{min} (MPa)$ | $\sigma_{sup}$ | 3,96  | 4,04  | 3,59   | 3,44  | 7,46  | 4,25  | 2,47   | 1,88  |
|                      | $\sigma_{inf}$ | 1,83  | 5,18  | 7,77   | 5,96  | 3,46  | 14,03 | 16,33  | 17,11 |
| Phase                |                | 3     |       |        |       | 4     |       |        |       |
| Abscisse $x$         |                | 0,5   | $L/4$ | $3L/8$ | $L/2$ | 0,5   | $L/4$ | $3L/8$ | $L/2$ |
| $e (m)$              |                | 0,19  | 0,71  | 0,83   | 0,87  | 0,19  | 0,71  | 0,83   | 0,87  |
| $M_{ELS} (MPa)$      |                | 0,00  | 1,04  | 1,55   | 1,66  | 0,00  | 3,01  | 3,83   | 4,08  |
| $P_1 (MN)$           |                | 4,23  | 4,23  | 4,23   | 4,23  | 3,99  | 3,99  | 3,99   | 3,99  |



| Phase                   |                | 3    |       |        |       | 4    |        |        |        |
|-------------------------|----------------|------|-------|--------|-------|------|--------|--------|--------|
| Abscisse $x$            |                | 0,5  | $L/4$ | $3L/8$ | $L/2$ | 0,5  | $L/4$  | $3L/8$ | $L/2$  |
| $P_2$ (MN)              |                | 3,75 | 3,75  | 3,75   | 3,75  | 3,39 | 3,39   | 3,39   | 3,39   |
| $\sigma_p$<br>(MPa)     | $\sigma_{sup}$ | 0,00 | 2,26  | 3,38   | 3,62  | 0,00 | 6,52   | 8,33   | 8,90   |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 0,00 | -4,92 | -7,38  | -7,93 | 0,00 | -14,19 | -18,22 | -19,49 |
| $\sigma_{P_1}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 2,01 | -1,84 | -2,98  | -3,37 | 1,90 | -1,73  | -2,81  | -3,18  |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 6,46 | 18,84 | 21,40  | 22,28 | 6,09 | 17,77  | 20,19  | 21,01  |
| $\sigma_{P_2}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 1,78 | 0,70  | 0,11   | -2,99 | 4,35 | 1,32   | 0,21   | -2,71  |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 5,73 | 16,72 | 19,00  | 19,77 | 5,18 | 15,11  | 17,17  | 17,87  |
| $\sigma_{max}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 2,01 | 0,42  | 0,39   | 0,25  | 1,90 | 4,79   | 5,52   | 5,72   |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 6,46 | 13,92 | 14,02  | 14,34 | 6,09 | 3,58   | 1,97   | 1,52   |
| $\sigma_{min}$<br>(MPa) | $\sigma_{sup}$ | 1,78 | 2,96  | 3,49   | 0,63  | 4,35 | 7,84   | 8,54   | 6,20   |
|                         | $\sigma_{inf}$ | 5,73 | 11,80 | 11,61  | 11,84 | 5,18 | 0,92   | -1,05  | -1,62  |

### VI.7.3. vérification des contraintes tangentielles

La contrainte tangentielle est définie par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

Où :

- $V_{red}$  : effort tranchant réduit  $V_{red} = V_M - V$
- $S(y)$  : moment statique

Elle doit satisfaire aux deux conditions suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_2^2$$

Avec :

$$\sigma_x = \frac{P_h}{B_n} \quad ; \quad V = \sum_{i=1}^n P_{ci} \cdot \sin(\alpha_{ci}) \quad ; \quad P = \sum_{i=1}^n P_{ci} \cdot \cos(\alpha_{ci}) \quad ; \quad P_{ci} = P_0 \cdot (1 - \Delta P)$$

Lorsque  $\sigma_x < 0,4 f_{cj}$ , il est suffisant de vérifier juste que  $\tau < \bar{\tau}_1$ .

Le tableau ci-dessous résume le calcul et la vérification de contrainte tangentielle :

Tableau VI.20 – Récapitulatif de vérification des contraintes tangentielles

| Calcul de $P$    |                         |                         |                      |              |          |
|------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|--------------|----------|
| N° Cable         | $P_{ci}$ (MN)           | $\cos (\alpha_{ci})$    | $\sin (\alpha_{ci})$ | $P$ (MN)     | $V$ (MN) |
| 1                | 1,84                    | 0,996                   | 0,094                | 3,67         | 0,36     |
| 2                | 1,84                    | 0,995                   | 0,099                |              |          |
| Calcul de $\tau$ |                         |                         |                      |              |          |
| $V_{red}$ (MN)   | $S_n$ (m <sup>3</sup> ) | $I_n$ (m <sup>4</sup> ) | $b_n$ (m)            | $\tau$ (MPa) |          |
| 0.34             | 0.28                    | 0.295                   | 0.40                 | 0.80         |          |

| Vérification de la contrainte tangentielle |                          |                |                                 |
|--------------------------------------------|--------------------------|----------------|---------------------------------|
| $B_n (m^2)$                                | $\sigma_x (MPa)$         | $\bar{\tau}_1$ | Condition $\tau < \bar{\tau}_1$ |
| 1,1561                                     | $3,18 < 0,4 f_{cj} = 16$ | 2,52           | $0,80 < 2,52$                   |

#### VI.7.4. Justification de la poutre à l'ELU

Il est nécessaire de déterminer l'angle des bielles du béton afin de pouvoir évaluer la quantité d'armatures transversales requise. Cet angle, noté  $\beta_u$ , est donné par :

$$\tan(2 \beta_u) = \frac{2 \tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Où :

- $\tau_u$  : contrainte tangentielle ultime  $\tau_u = \frac{V_{u,red} \cdot S_n}{I_n \cdot b_n}$
- $V_{u,red}$  : effort tranchant ultime  $V_{u,red} = V_{ult} - \sum_{i=1}^n P_{ci} \cdot \sin(\alpha_{ci})$
- $\sigma_x$  et  $\sigma_y$  : contraintes normales au niveau de CDG

Une valeur de  $\beta_u = 30^\circ$  est considérée comme la valeur minimale utilisée dans le calcul.

Le tableau ci-dessous présente les résultats du calcul de l'angle des bielles :

Tableau VI.21 – Récapitulatif du calcul de l'angle des bielles

| $V_{ult} (MN)$ | $V_{u,red} (MN)$ | $\tau_u (MPa)$ | $\sigma_x (MPa)$ | $\beta_u (^\circ)$     |
|----------------|------------------|----------------|------------------|------------------------|
| 0,94           | 0,58             | 1,38           | 3,18             | $20,49 \rightarrow 30$ |

Le ferrailage transversal requis sera calculé dans la partie ferrailage passif.

#### VI.7.5. Vérification des bielles de béton

La justification vis-à-vis du béton consiste à vérifier que la contrainte de compression dans les bielles de béton reste inférieure à la contrainte ultime du matériau. Cette vérification revient à s'assurer que la contrainte de cisaillement satisfait la condition suivante :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

##### Application numérique

$$\tau_u = 1,39 MPa \leq \frac{35}{6} = 5,83 MPa$$

#### VI.7.6. Ferrailage passif

##### VI.7.6.1. Armatures longitudinales de la zone tendue

Les armatures longitudinales ont pour rôle d'équilibrer les sollicitations de traction susceptibles d'apparaître dans certaines sections. La section d'armatures requise est calculée par :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \cdot \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}$$

Où :

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

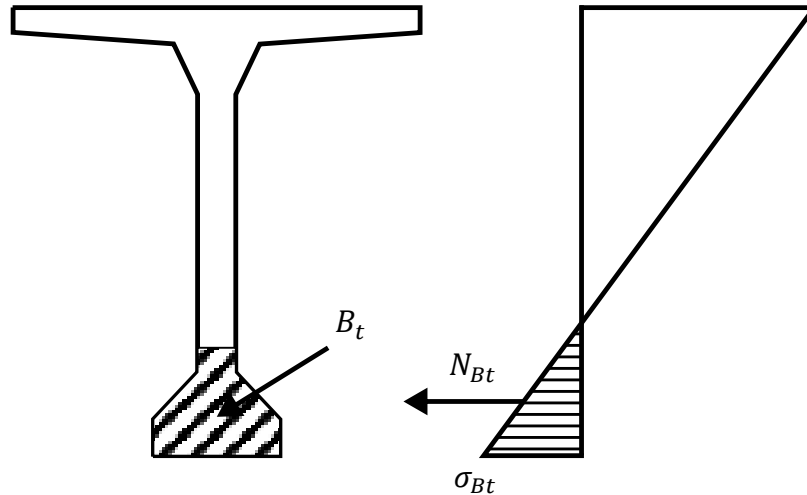


Figure VI.7 – Zone tendue

Le tableau ci-dessous présente les résultats du calcul des armatures longitudinales :

Tableau VI.22 – Récapitulatif du calcul des armatures longitudinales du tendue

| $B_t \text{ (m}^2\text{)}$ | $\sigma_{Bt} \text{ (MPa)}$ | $N_{Bt} \text{ (MN)}$ | $A_s \text{ (cm}^2\text{)}$ |
|----------------------------|-----------------------------|-----------------------|-----------------------------|
| 0,1345                     | 1,62                        | 0,121                 | 5,38                        |

Le choix s'est porté sur 4HA14, fournissant une section d'armatures  $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$ .

### VI.7.6.2. Armatures de peau

#### VI.7.6.2.1. Armatures de peau longitudinales

Un ferrailage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée, en respectant l'enrobage minimum. Des armatures de faible diamètre sont privilégiées afin de garantir une répartition homogène du ferrailage.

Sur les fibres extrêmes, ce ferrailage doit être renforcé, si nécessaire, pour participer à la résistance en flexion globale de la poutre dans les sections où apparaissent des tractions (classes II et III du BPEL).

Ces armatures doivent représenter au moins :

$$A_s \geq \max(3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times U ; 0,1\% B_n)$$

Où  $U$  représente le périmètre de la poutre  $U = 4,9665 \text{ m}$ .

#### Application numérique

$$A_s \geq \max(3 \times 4,9665 ; 0,001 \times 4801) = 14,90 \text{ cm}^2$$

Un ferrailage de 18 HA12 est disposé sur le périmètre latéral de la poutre préfabriquée, en respectant un enrobage minimal.

#### VI.7.6.2.2. Armatures de peau transversales

Le ferrailage transversal comporte les étriers d'âme, les cadres de talon et les armatures de couture de l'âme sur la table de compression.

Ils sont disposés parallèlement à la section transversale d'une poutre et doivent être d'au moins  $2 \text{ cm}^2$  par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à un cadre HA12 de section égale à  $2,26 \text{ cm}^2$ .

#### VI.7.6.3. Armatures transversales minimales

Un ferrailage transversal minimal est exigé quel que soit la zone de la poutre. Le calcul des armatures transversales s'effectue en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_n \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \left[ \tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \tan(\beta_u)$$

Où :

- $A_t$  : section des armatures transversales  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$
- $S_t$  : espacement des armatures transversales

#### Application numérique

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 1,15 \times \left[ 1,39 - \frac{2,7}{3} \right] \tan(30)}{500} = 2,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour un espacement  $S_t = 0,15 \text{ m} \rightarrow A_t \geq 0,39 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

#### VI.7.6.4. Cadres de talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. Le choix s'est porté sur un cadre HA12 et un étrier chaque les 15 cm à l'about et 20 cm en travée. Des adaptations du façonnage des cadres sont nécessaires pour empêcher les déviations en plan des câbles de précontrainte.

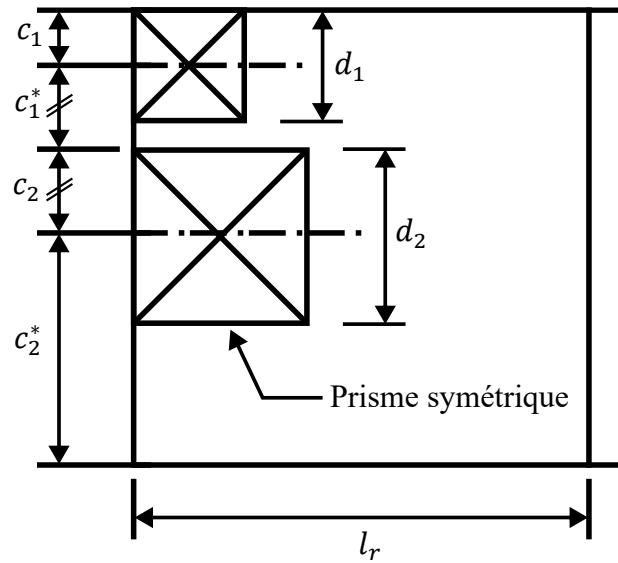
#### VI.7.6.5. Armatures de la table de compression

Ces armatures sont destinées à équilibrer le glissement à la naissance de la membrure supérieure sur l'âme. Elles assurent également la résistance à la flexion transversale de la table de compression.

### VI.8. Justification de la zone d'about

#### VI.8.1. Justifications dans les zones de première régularisation

Les effets de surface et d'éclatement qui se manifestent dans ces zones exigent une vérification de l'état des contraintes du béton ainsi que la mise en place d'un ferrailage dont la contrainte de traction est limitée à  $\sigma_s \lim = \frac{2}{3} f_e$ .



### VI.8.1.1. Effets de surface

Il y a lieu de disposer dans cette zone un ferrailage de surface  $A_s$ , donné par :

$$A_s = 0,04 \frac{\max(P_{j0})}{\sigma_{s \lim}}$$

Où :

- $P_{j0}$  : force à l'origine ancrée au niveau  $j \rightarrow \max(P_{j0}) = 2,35 \text{ MN}$ .
- $\sigma_{s \lim}$  : contrainte de traction limite  $\sigma_{s \lim} = \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{ MPa}$

#### Application numérique

$$A_s = 0,04 \times \frac{2,35}{333,33} \times 10^4 = 2,82 \text{ cm}^2$$

Un ferrailage d'un cadre HA14 ( $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$ ) est disposé au voisinage immédiat de  $S_A$ .

### VI.8.1.2. Effets d'éclatement

#### VI.8.1.2.1. Vérification des contraintes

Il y a lieu de vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{tj} \quad ; \quad \sigma_{xmj} = \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Où :

- $d_j$  : hauteur du prisme symétrique associé au niveau  $j \rightarrow d_j = 2 \inf(c_j ; c_j^*)$
- $a_j$  : dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage placés au niveau  $j \rightarrow a_j = 0,20 \text{ m}$

Le tableau ci-dessous résume les résultats du calcul et de la vérification des contraintes :

Tableau VI.23 – Récapitulatif de la vérification des contraintes dans la zone d'éclatement

| Paramètres $a_j$ , $d_j$ et $P_{j0}$                                                 |                      |                                              |                      |                                             |
|--------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|----------------------------------------------|----------------------|---------------------------------------------|
| Niveau $j$                                                                           | $a_j$ (m)            | $d_j$ (m)                                    | $P_{j0}$ (MN)        |                                             |
| 1                                                                                    | 0,20                 | 0,32                                         | 2,35                 |                                             |
| 2                                                                                    | 0,20                 | 0,32                                         | 2,35                 |                                             |
| Calcul et vérification des contraintes au 7 <sup>e</sup> jour (câbles tirés à 50 %)  |                      |                                              |                      |                                             |
| Niveau $j$                                                                           | $\sigma_{tej}$ (MPa) | Condition<br>$\sigma_{tej} \leq 1,25 f_{tj}$ | $\sigma_{xmj}$ (MPa) | Condition<br>$\sigma_{xmj} \leq 2/3 f_{cj}$ |
| 1                                                                                    | 1,44                 | $1,44 \leq 2,49$                             | 7,66                 | $7,66 \leq 15,45$                           |
| 2                                                                                    | 1,44                 | $1,44 \leq 2,49$                             | 7,66                 | $7,66 \leq 15,45$                           |
| Calcul et vérification des contraintes au 28 <sup>e</sup> jour (câbles tirés à 100%) |                      |                                              |                      |                                             |
| Niveau $j$                                                                           | $\sigma_{tej}$ (MPa) | Condition<br>$\sigma_{tej} \leq 1,25 f_{tj}$ | $\sigma_{xmj}$ (MPa) | Condition<br>$\sigma_{xmj} \leq 2/3 f_{cj}$ |
| 1                                                                                    | 2,87                 | $2,87 \leq 3,38$                             | 15,33                | $15,33 \leq 23,33$                          |
| 2                                                                                    | 2,87                 | $2,87 \leq 3,38$                             | 15,33                | $15,33 \leq 23,33$                          |

**VI.8.1.2.2. Ferrailage d'éclatement**

Des aciers transversaux sont disposés sur une longueur égale à  $\max(d_j)$ . La section d'aciers transversaux est représentée par la formule suivante :

$$A_e = \sup \left\{ \max(A_{ej}) ; 0,15 \frac{\max(P_{j0})}{\sigma_{s \lim}} \right\}$$

Avec :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{k_j \cdot \sigma_{s \lim}}$$

Où :

- $R_j$  : résultante des contraintes d'éclatement  $R_j = 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) P_{j0}$
- $k_j = 1$  si  $j$  est un niveau extrême (cas présent, 2 câbles extrêmes)

Les résultats du calcul des armatures sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.24 – Récapitulatif du calcul des armatures d'éclatement

| Plan vertical   |            |                             |                 |                                            |                          |
|-----------------|------------|-----------------------------|-----------------|--------------------------------------------|--------------------------|
| Niveau $j$      | $R_j$ (MN) | $A_{ej}$ (cm <sup>2</sup> ) | max( $A_{ej}$ ) | $0,15 \frac{\max(P_{j0})}{\sigma_{s\lim}}$ | $A_e$ (cm <sup>2</sup> ) |
| 1               | 0,22       | 6,62                        | 6,62            | 10,59                                      | 10,59                    |
| 2               | 0,22       | 6,62                        |                 |                                            |                          |
| Plan horizontal |            |                             |                 |                                            |                          |
| Niveau $j$      | $R_j$ (MN) | $A_{ej}$ (cm <sup>2</sup> ) | max( $A_{ej}$ ) | $0,15 \frac{\max(P_{j0})}{\sigma_{s\lim}}$ | $A_e$ (cm <sup>2</sup> ) |
| 1               | 0,15       | 4,41                        | 4,41            | 10,59                                      | 10,59                    |
| 2               | 0,15       | 4,41                        |                 |                                            |                          |

En définitive, dans chaque plan, la disposition des sections d'armatures est la suivante :

- Plan horizontal : 3 cadres HA16 ( $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$ ) disposés sur une longueur égale à  $\max(d_j) = 0,32 \text{ m}$ .
- Plan vertical : 3 cadres HA16 ( $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$ ) disposés sur une longueur égale à  $\max(d_j) = 0,32 \text{ m}$ . Ces cadres verticaux, répartis, sont impérativement continus sur toute la hauteur du panneau et disposés de telle sorte que chaque prisme soit traversé par la section correspondante.

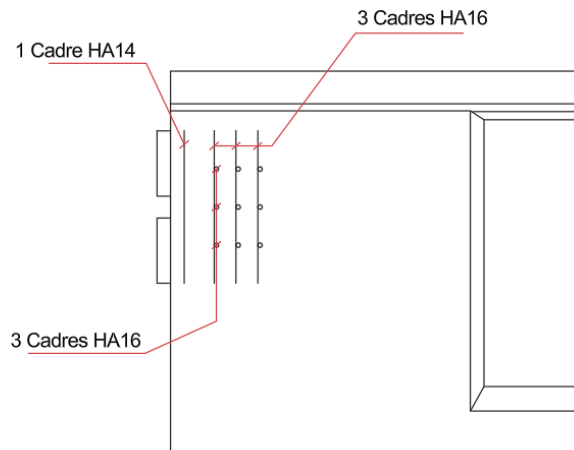


Figure VI.8 - Ferrailage de surface et d'éclatement

## VI.8.2. Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure

### VI.8.2.1. Justification des contraintes

#### VI.8.2.1.1. Section équivalente

Pour simplifier le calcul, il est intéressant de définir une section rectangulaire équivalente à la section de la poutre, l'aire de cette section est  $B = B_{eq} = b \cdot h_{eq}$ .

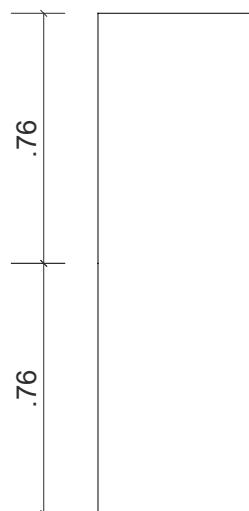


Figure VI.9 – Section équivalente

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques géométriques de la nouvelle section :

Tableau VI.25 – Caractéristiques de la section équivalente

| $b$  | $h_{eq}$ | $B_{eq}$ | $v$  | $v'$ | $I$  |
|------|----------|----------|------|------|------|
| 0,48 | 1,52     | 0,73     | 0,76 | 0,76 | 0,14 |

#### VI.8.2.1.2. Formules de calcul

Ces paramètres seront utilisés dans l'ensemble des calculs afin d'éviter la répétition des équations.

$$P = \sum_{j=1}^{n(t)} P_j \cdot \cos(\alpha_{cj}) \quad ; \quad V = \sum_{j=1}^{n(t)} P_j \cdot \sin(\alpha_{cj}) \quad ; \quad M_P = \sum_{j=1}^{n(t)} P_j \cdot \cos(\alpha_{cj}) \cdot e_j \quad ;$$

$$X = b \int_0^t \sigma(P_j) dt \quad ; \quad T = b \int_0^t \tau(P_j) dt$$

Où :

- $t$  : ordonnée mesurée du parement haut en bas
- $n(t)$  : nombre de niveaux au-dessus de l'ordonnée  $t$
- $\sigma(P_j)$  : contrainte normale à l'ordonnée  $t$
- $\tau(P_j)$  : contrainte de cisaillement à l'ordonnée  $t$

#### VI.8.2.1.3. Contrainte normale

La contrainte normale à l'ordonnée  $t$  est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma(P_j) = \frac{P}{B_{eq}} - \frac{M_P}{I_{eq}} v + \frac{M_P}{I_{eq}} t$$

Par simplification, l'équation s'écrit :

$$\sigma(P_j) = \frac{P}{B_{eq}} + \frac{M_P}{I_{eq}} (t - v)$$

En posant  $y = t - v$ , elle devient :

$$\sigma(P_j) = \frac{P}{B_{eq}} + \frac{M_P}{I_{eq}} y$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des paramètres  $P$  et  $M_P$  :

Tableau VI.26 – Récapitulatif du calcul des paramètres  $P$  et  $M_P$

| N° Câble | $P_j$ (MN) | $\alpha_{cj}$ (°) | $e_j$ (m) | $P_j \cdot \cos(\alpha_{cj})$ | $P_j \cdot \cos(\alpha_{cj}) \cdot e_j$ |
|----------|------------|-------------------|-----------|-------------------------------|-----------------------------------------|
| 1        | 2,145      | 5,37              | 0,07      | 2,136                         | 0,147                                   |
| 2        | 2,145      | 5,71              | -0,25     | 2,135                         | -0,5302                                 |
| Somme    |            |                   |           | 4,270                         | -0,3837                                 |



Avec :

$$P_j = (\sigma_{j0} - \Delta\sigma_{inst})A_p \quad ; \quad e_j = v' - y_{cj}(x = 0,5)$$

L'équation de  $\sigma(P_j)$  devient :

$$\sigma(P_j) = 5,84 - 2,71 y$$

Cette relation peut également s'exprimer en fonction de  $t$  :

$$\sigma(P_j) = 7,91 - 2,71 t$$

#### **VI.8.2.1.4. Paramètre $X$**

Il est donné par :

$$X = b \int_0^t \sigma(P_j) dt$$

Par intégration de  $\sigma(P_j)$ ,  $X$  devient :

$$X = 3,80 t - 0,6513 t^2$$

#### **VI.8.2.1.5. Contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement à l'ordonnée  $t$  est donnée par l'équation parabolique suivante :

$$\tau(P_j) = \frac{6 V}{b_n \cdot h_{eq}^3} t(h_{eq} - t)$$

En effectuant le calcul :

$$\tau(P_j) = 1,46 t(1,52 - t)$$

#### **VI.8.2.1.6. Paramètre $T$**

Il est donné par :

$$T = b \int_0^t \tau(P_j) dt$$

Par intégration de  $\tau(P_j)$ ,  $T$  devient :

$$T = 0,54 t^2 - 0,23 t^3$$

#### **VI.8.2.1.7. Effort tranchant**

L'effort tranchant à l'ordonnée  $t$  est donnée par :

$$V_x = P - X$$

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de  $V_x$  en fonction de l'ordonnée  $t$  :

| $t$ (m) | $V_x$ (kN) |
|---------|------------|
| 0,34    | 0,72       |
| 0,66    | 0,92       |

#### VI.8.2.1.8. Contrainte conventionnelle de cisaillement de diffusion pure

Elle est donnée par :

$$\tau_d = \frac{2 V_x}{b \cdot l_r}$$

#### VI.8.2.1.9. Contrainte globale maximale de cisaillement

La vérification de la contrainte globale maximale de cisaillement, notée  $\tau_{g \max}$  se fait en satisfaisant la condition suivante :

$$\tau_{g \max} = \max(\tau_d + \tau) \leq 1,5 f_{tj}$$

Application numérique (pour  $t = 0,66$  m)

$$\tau_d = \frac{2 \times 0,92}{0,48 \times 1,52} = 2,51 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau(P_j) = 1,46 \times 0,66(1,52 - 0,66) = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{g \max} = 2,51 + 0,83 = 3,35 \text{ MPa} \leq 1,5 f_{tj} = 4,05 \text{ MPa}$$

#### VI.8.2.1.10. Effort normal

L'effort normal à l'ordonnée  $t$  est donnée par :

$$N_{tc} = V - T$$

Application numérique (pour  $t = 0,66$  m)

$$V = 0,414 \text{ MN} \quad ; \quad T = 0,54 \times 0,66^2 - 0,23 \times 0,66^3 = 0,17 \text{ MN}$$

$$N_{tc} = 0,25 \text{ MN}$$

#### VI.8.2.1.11. Armature d'équilibre général

Dans le cas où les aciers sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, leur section totale est donnée par :

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{tc}}{\sigma_{s \lim}}$$

Où :

- $V_{xe}$  : effort tangent  $V_{xe} = V_x \left[ 1 - \left( \frac{f_{tj}}{3 \tau_d} \right)^2 \right]$
- $N_{tc}$  : effort normal au niveau où  $|V_x| = |V_x|_{\max}$

Application numérique (pour  $t = 0,66$  m)

$$V_{xe} = 0,92 \times \left[ 1 - \left( \frac{4,05}{3 \times 2,51} \right)^2 \right] = 0,80 \text{ MN}$$

$$A_c = \frac{0,80 - 0,25}{333,33} \times 10^4 = 16,60 \text{ cm}^2$$

Un ferrailage de 6HA20 est disposée sur une longueur  $2 l_r/3 = 0,93 \text{ m}$ .

### VI.9. Contre-flèche

la contre-flèche est une déformation volontaire imposée à une poutre lors de sa fabrication pour compenser les déformations futures qu'elle subira sous l'effet de son poids propre et des charges d'exploitation.

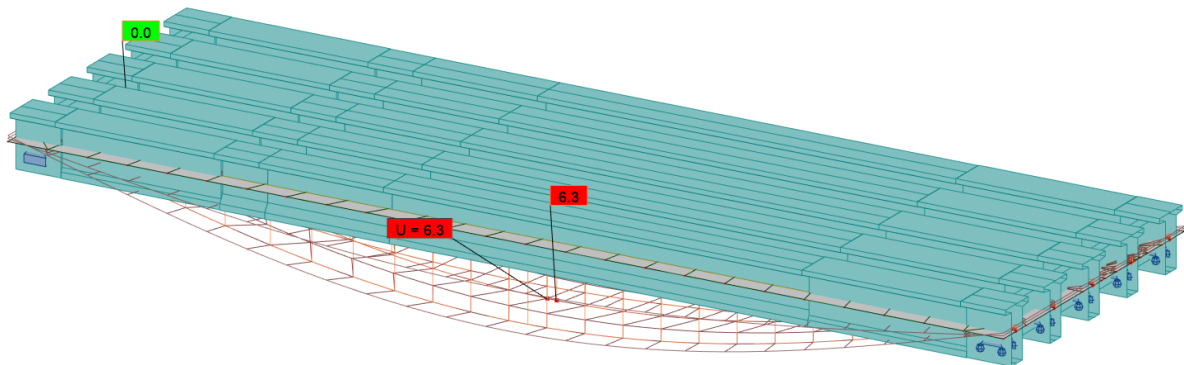
Pour vérifier que la contre-flèche n'est pas nécessaire, il convient d'assurer que la flèche finale  $U_f$  ne dépasse pas la flèche admissible, notée  $U_{adm}$  :

$$U_f = U_M + U_{Pr} \leq U_{adm} = \frac{L}{500}$$

Où :

- $U_M$  : flèche maximale sous la combinaison (G + D240)
- $U_{Pr}$  : contre-flèche due à la précontrainte

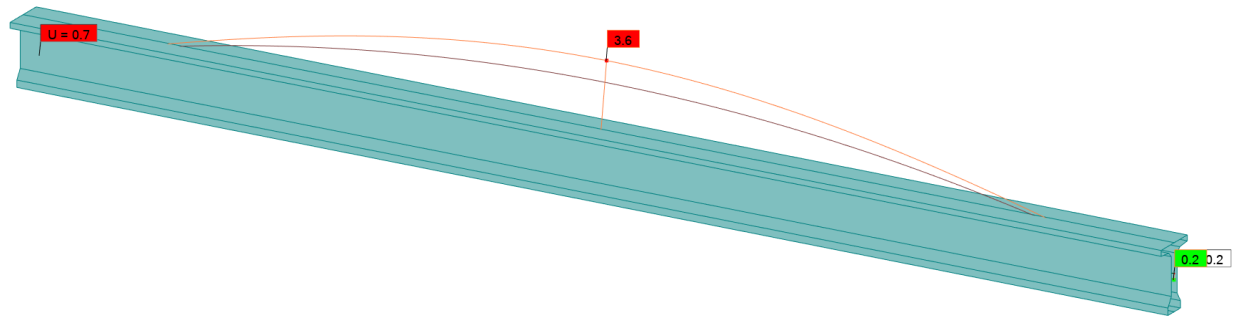
Les déformations sont obtenues à l'aide du logiciel de calcul et de modélisation Autodesk Robot Structural Analysis :



Dép 2cm  
Max=6,3

Cas : 93 (G + D240+)

Figure VI.10 – Flèche maximale sous la combinaison (G + D240)



Dép 0.5cm  
Max=3,6

Cas : 2 (BP)

Figure VI.11 – Contre-flèche due à la précontrainte

Le tableau ci-dessous présente le calcul et la vérification correspondants :

Tableau VI.27 – Récapitulatif du calcul et de la vérification de la flèche

| $U_M (cm)$ | $U_{Pr} (cm)$ | $U_f (cm)$ | $U_{adm} (cm)$ | Condition $U_f \leq U_{adm}$ |
|------------|---------------|------------|----------------|------------------------------|
| 6,3        | -3,6          | 2,7        | 5,08           | $2,7 \leq 5,08$              |

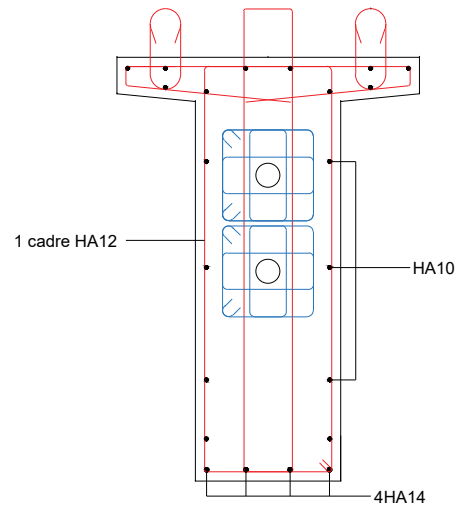
## VI.10. Conclusion

L'étude de la précontrainte a permis de définir un câblage adaptée, en tenant compte des règles de dimensionnement. Les vérifications réalisées montrent que le comportement de la structure reste satisfaisant en termes de contraintes et de déformations.

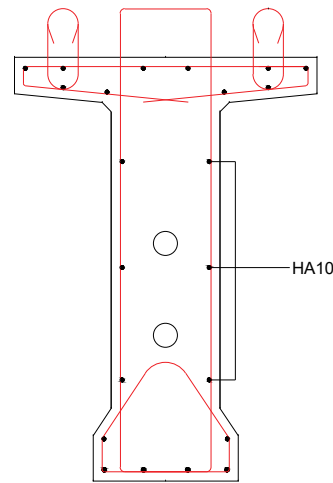
## Ferraillage de la poutre

ECH : 1/25

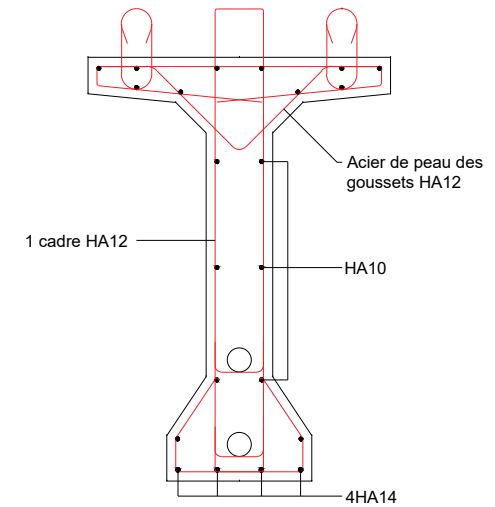
### Section d'about



### Section intermediaire



### Section médiane



---

# **Chapitre VII. Etude de tablier**

---

## VII.1. Introduction

Le tablier constitue la partie de l'ouvrage directement soumise aux charges permanentes et aux charges d'exploitation. Il est composé principalement de l'hourdis, des poutres principales et des entretoises.

L'étude du tablier consiste à déterminer les sollicitations développées dans ses différents éléments sous l'effet des charges appliquées, afin de procéder à leur dimensionnement et à la définition des armatures nécessaires. Le présent chapitre est consacré à l'étude et au dimensionnement de l'hourdis et des entretoises du tablier.

## VII.2. Etude de l'hourdis

### VII.2.1. Sollicitations

#### VII.2.1.1. Modélisation de l'hourdis

L'hourdis est modélisé par un élément barre correspondant à une bande de 1 m de largeur, de section  $1 \times 0,25 \text{ m}^2$ . Cette barre repose sur cinq appuis, représentant les cinq poutres.

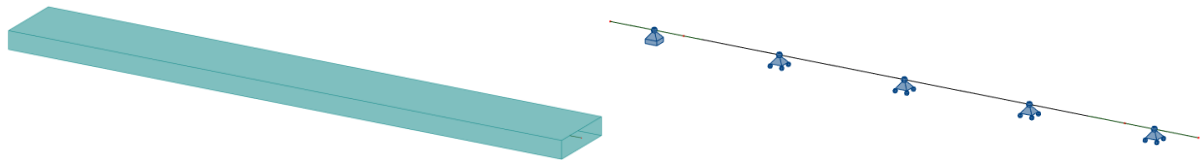


Figure VII.1 – Modélisation de l'hourdis

#### VII.2.1.2. Résultats

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des moments dus à la flexion locale (mêmes combinaisons utilisées pour le calcul des sollicitations dans le sens longitudinal), obtenus à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis :

Tableau VII.1 – Moments dus à la flexion locale

| Combinaison |                          | Moment à mi-travée<br>( $\text{kN} \cdot \text{m}$ ) | Moment sur appuis<br>( $\text{kN} \cdot \text{m}$ ) |
|-------------|--------------------------|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| ELU         | 1,35 G + 1,6 (A1v + St)  | 4,48                                                 | 7,66                                                |
|             | 1,35 G + 1,6 (A2v + St)  | 3,47                                                 | 7,66                                                |
|             | 1,35 G + 1,6 (Bc1v + St) | 30,51                                                | 29,18                                               |
|             | 1,35 G + 1,6 (Bc2v + St) | 31,09                                                | 29,69                                               |
|             | 1,35 G + 1,6 (Br + St)   | 42,41                                                | 29,21                                               |
|             | 1,35 G + 1,6 (Bt1v + St) | 32,35                                                | 20,89                                               |
|             | 1,35 G + 1,6 (Bt2v + St) | 45,73                                                | 36,86                                               |
|             | 1,35 (G + Mc120)         | 28,98                                                | 21,66                                               |
|             | 1,35 (G + D240)          | 10,11                                                | 17,78                                               |
| ELS         | G + 1,2 A1v + St         | 3,34                                                 | 5,70                                                |
|             | G + 1,2 A2v + St         | 2,58                                                 | 5,53                                                |
|             | G + 1,2 Bc1v + St        | 22,94                                                | 21,90                                               |
|             | G + 1,2 Bc2v + St        | 23,37                                                | 22,28                                               |
|             | G + 1,2 Br + St          | 31,53                                                | 21,92                                               |
|             | G + 1,2 Bt1v + St        | 24,35                                                | 15,68                                               |
|             | G + 1,2 Bt2v + St        | 34,33                                                | 27,65                                               |
|             | G + Mc120                | 21,46                                                | 16,05                                               |
|             | G + D240                 | 7,49                                                 | 13,17                                               |

À partir des résultats du tableau, il est possible d'identifier les combinaisons les plus défavorables dans le sens transversal :

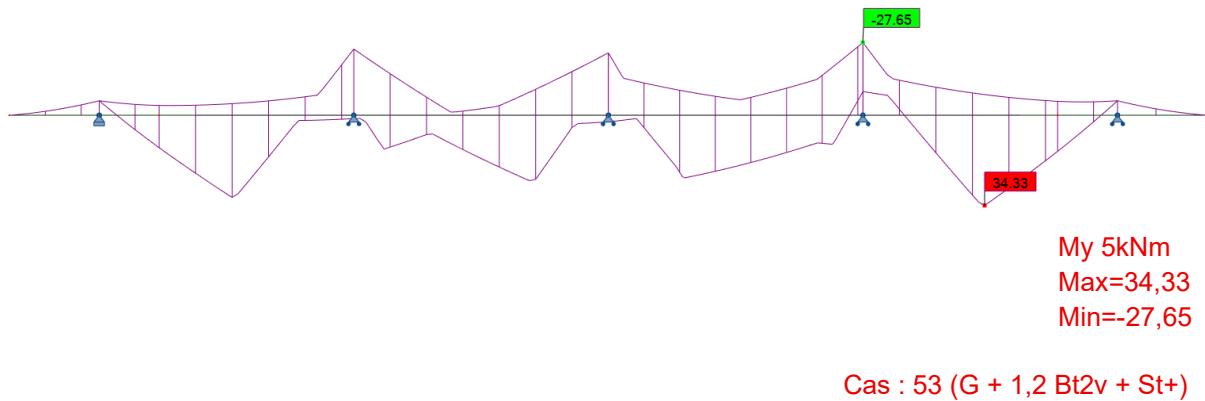


Figure VII.2 – Diagramme du moment de l'hourdis à l'ELS sous combinaison  $(G + 1,2 Bt2v + St)$

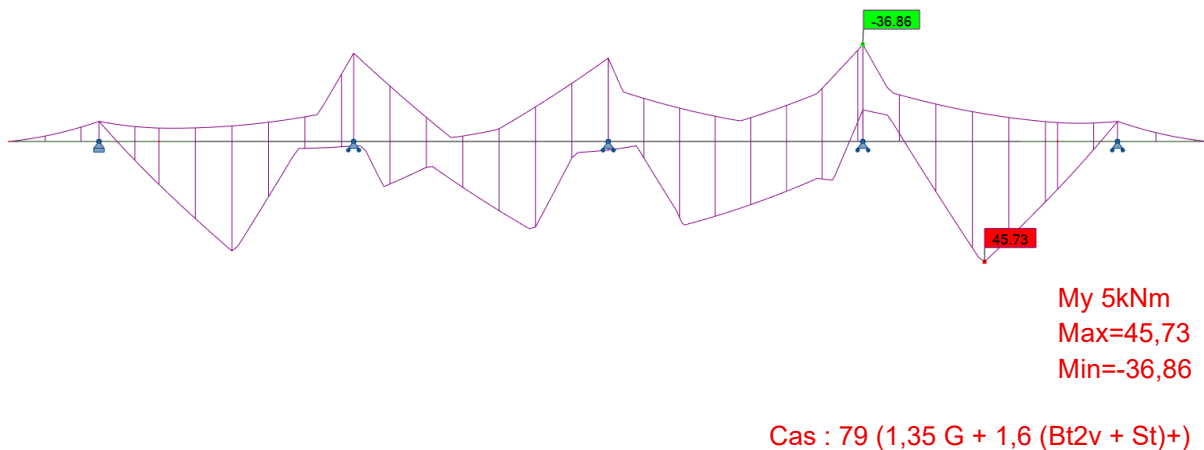


Figure VII.3 – Diagramme du moment de l'hourdis à l'ELU sous combinaison  $(1,35 G + 1,6 (Bt2v + St))$

Vu que l'ouvrage se situe dans un milieu agressif, le calcul du ferrailage transversal est effectué à l'ELS ; les combinaisons considérées sont les suivantes :

- Nappe supérieure :  $M_{ser} = 27,65 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- Nappe inférieure :  $M_{ser} = 34,33 \text{ kN} \cdot \text{m}$

## VII.2.2. Flexion locale

### VII.2.2.1. Ferrailage

Le dimensionnement est effectué en flexion simple, en considérant une bande de  $1 \text{ m}$  dans le sens longitudinal de l'hourdis, d'une section rectangulaire  $1 \text{ m} \times 0,25 \text{ m}$ .

Le ferrailage est calculée individuellement pour les deux nappes d'armatures (armatures supérieures et armatures inférieures).



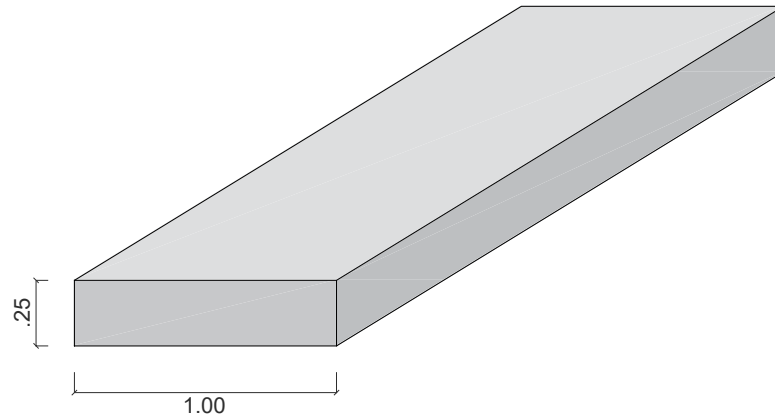


Figure VII.4 – Section rectangulaire de l'hourdis (1 m × 0,25 m)

#### VII.2.2.1.1. Calcul manuel

Le dimensionnement est fait selon l'organigramme « Dimensionnement d'une section rectangulaire à l'ELS vis-à-vis de la durabilité – Flexion simple », il se trouve dans l'annexe 06.

Le tableau ci-dessous résume le calcul des contraintes (compression pour le béton et traction pour l'acier) et des paramètres en commun :

Tableau VII.2 – Calcul des paramètres de l'organigramme de flexion simple

| $\eta$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) | $d$ (m) | $X$ (m) | $Z$ (m) | $\bar{M}_1$ (MN · m) |
|--------|---------------------------|---------------------------|---------|---------|---------|----------------------|
| 1,6    | 21                        | 250                       | 0,225   | 0,125   | 0,183   | 0,241                |

La suite du calcul dépend du moment, et donc de la position de la nappe (supérieure ou inférieure).

##### Nappe supérieure

Selon l'organigramme :

$$M_{ser} = 27,65 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq \bar{M}_1 = 241 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{S.S.A.C}$$

Donc il est possible de déterminer la section d'armatures nécessaires :

$$A_{ser} = \frac{27,65 \times 10^{-3}}{0,183 \times 250} \times 10^4$$

$$A_{ser} = 6,04 \text{ cm}^2$$

Cette section doit vérifier la condition de non-fragilité :

$$A_{ser} = 6,04 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,23 \times \left(\frac{3}{500}\right) \times 1 \times 0,225 \times 10^4$$

$$A_{ser} = 6,04 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 3,11 \text{ cm}^2$$

##### Nappe inférieure

De la même manière :

$$M_{ser} = 34,33 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq \bar{M}_1 = 241 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{S.S.A.C}$$

D'où, la section d'armatures :

$$A_{ser} = \frac{34,33 \times 10^{-3}}{0,183 \times 250} \times 10^4$$

$$A_{ser} = 7,50 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non-fragilité :

$$A_{ser} = 7,50 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 3,11 \text{ cm}^2$$

#### **VII.2.2.1.2. Calcul automatique par logiciel**

Le calcul automatique est effectué à l'aide du logiciel Autodesk Expert BA, en utilisant la norme « BAEL 91 mod. 99 ».

Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus à l'aide du logiciel :

*Tableau VII.3 – Valeurs maximales du moment de flexion dans l'hourdis*

| ELS        |                               |                                      |
|------------|-------------------------------|--------------------------------------|
| Nappe      | Moment $M_{ser} (kN \cdot m)$ | Section d'armatures $A_{ser} (cm^2)$ |
| Supérieure | 27,65                         | 6,1                                  |
| Inférieure | 34,33                         | 7,6                                  |
| ELU        |                               |                                      |
| Nappe      | Moment $M_{ult} (kN \cdot m)$ | Section d'armatures $A_{ult} (cm^2)$ |
| Supérieure | 36,86                         | 4,3                                  |
| Inférieure | 45,73                         | 5,4                                  |

Les notes de calcul du ferrailage pour chaque sollicitation à l'ELS, ainsi qu'à l'ELU sont présentées dans l'annexe 06.

#### **VII.2.2.1.3. Récapitulatif**

En comparant les résultats obtenus par le calcul manuel (ELS), et ceux issus du logiciel (ELS), il est constaté que les sections d'armatures sont presque identiques.

#### **VII.2.2.2. Dispositions constructives**

##### **VII.2.2.2.1. Diamètre maximal des armatures**

Pour assurer une bonne adhérence entre les armatures et le béton de l'hourdis, le diamètre des armatures doit vérifier  $\phi \leq h/10 = 25 \text{ mm}$ .

##### **VII.2.2.2.2. Espacements minimaux**

- Dans le sens  $I_x \rightarrow S_{tx} \leq \min(2 h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$
- Dans le sens  $I_y \rightarrow S_{ty} \leq \min(3 h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

##### **VII.2.2.3. Choix des barres d'acier transversales**

Un ferrailage de 6HA12 ( $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ ) est disposé dans la nappe supérieure de la dalle, en respectant un enrobage de 5 cm, avec un espacement  $S_t = 17,5 \text{ cm}$ .

Un ferrailage de 6HA14 ( $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$ ) est disposé dans la nappe inférieure de la dalle, en respectant un enrobage de 5 cm, avec un espacement  $S_t = 17,5 \text{ cm}$ .

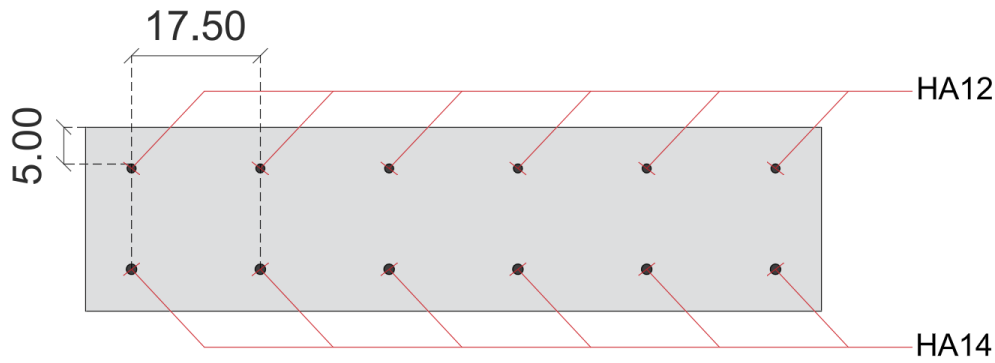


Figure VII.5 – Ferrailage transversal sur une bande de 1 m de l'hourdis

### VII.2.3. Flexion générale

#### VII.2.3.1. Ferrailage

Le ferrailage de la flexion générale est également évalué en considérant une bande de 1 m dans le sens transversal.

Les sollicitations dans le sens longitudinal sont reprises principalement par les poutres, donc il y a lieu de disposer des armatures de construction dans le sens longitudinal.

$$A_{s,long} = \frac{A_{s,tr}}{3}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul de la section d'armatures longitudinales :

Tableau VII.4 – Section d'armatures longitudinales de l'hourdis

| Nappe      | $A_{s,tr} (cm^2)$ | $A_{s,long} (cm^2)$ |
|------------|-------------------|---------------------|
| Supérieure | 6,1               | 2,03                |
| Inférieure | 7,6               | 2,53                |

#### VII.2.3.2. Choix des barres d'acier longitudinales

Un ferrailage de 4HA10 ( $A_s = 3,14 cm^2$ ) est disposé dans la nappe supérieure de l'hourdis, avec un espacement  $S_t = 25 cm$ .

Un ferrailage de 4HA10 ( $A_s = 3,14 cm^2$ ) est disposé dans la nappe inférieure de l'hourdis, avec un espacement  $S_t = 25 cm$ .

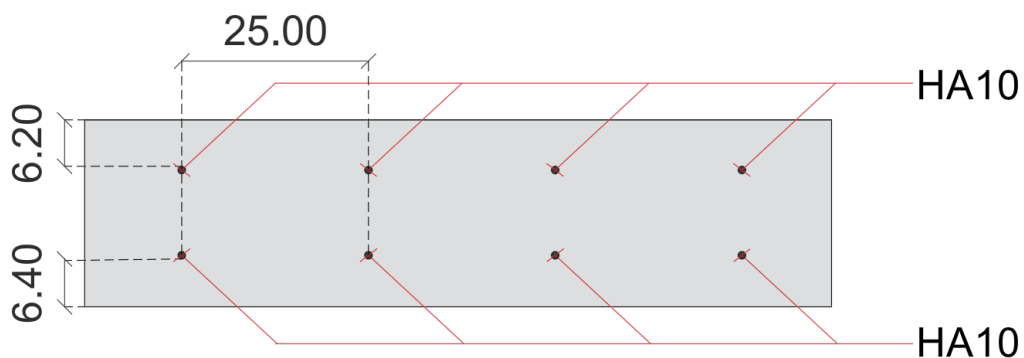


Figure VII.6 – Ferrailage longitudinal sur une bande de 1 m de l'hourdis

### VII.2.4. Poinçonnement sous charge localisée

Lorsque la charge concentrée est éloignée des bords de la dalle, il est crucial de vérifier la condition suivante :

$$Q_u = 1,6 P \leq Q = 0,045 U_c \cdot h \cdot \left( f_{cj} / \gamma_b \right)$$

Où :

- $P$  : charge concentrée
- $Q_u$  : charge de calcul à l'ELU
- $U_c$  : périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle

Si cette condition n'est pas satisfaite, des armatures d'âme (de poinçonnement) doivent être calculées et disposées dans toute la zone intérieure délimitée par un contour parallèle au contour  $U_c$ , de périmètre  $U_m$ .

Avec :

$$U_m = \frac{\gamma_b \cdot Q_u}{0,045 h \cdot f_{c28}} ; U_m > U_c$$

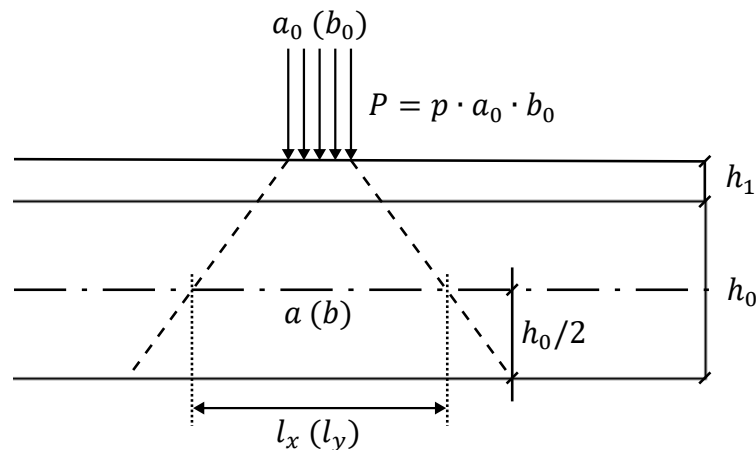


Figure VII.7 – Rectangle d'impact

Dans ce cas, la charge  $P$  représente le poids d'une roue ( $B_c, B_r, B_t$ ), le rectangle ( $a_0 \times b_0$ ) représente la surface d'impact de la roue, l'épaisseur  $h_1$  représente l'épaisseur du revêtement. Les dimensions  $a$  et  $b$  sont données par :

$$a = a_0 + h_0 + 2 \xi \cdot h_1 \text{ et } b = b_0 + h_0 + 2 \xi \cdot h_1$$

Où  $\xi$  est égale à :

- $\xi = 1$  pour les revêtements en béton
- $\xi = 0,75$  pour les revêtements moins résistants

Le tableau ci-dessous résume le calcul et la vérification de la condition de non-poinçonnement :

Tableau VII.5 – Récapitulatif de vérification de la condition de non-poinçonnement de la dalle

| Paramètres $\gamma_b$ , $\xi$ , $h_0$ et $h_1$ |            |           |           |           |         |                         |                        |
|------------------------------------------------|------------|-----------|-----------|-----------|---------|-------------------------|------------------------|
| $\gamma_b$                                     |            | $\xi$     |           | $h_0$ (m) |         | $h_1$ (m)               |                        |
| 1,5                                            |            | 0,75      |           | 0,25      |         | 0,08                    |                        |
| Système $B_c$ (roue avant)                     |            |           |           |           |         |                         |                        |
| $P$ (kN)                                       | $Q_u$ (MN) | $a_0$ (m) | $b_0$ (m) | $a$ (m)   | $b$ (m) | $U_c$ (m <sup>2</sup> ) | Condition $Q_u \leq Q$ |
| 30                                             | 0,048      | 0,20      | 0,20      | 0,57      | 0,57    | 2,28                    | $0,048 \leq 0,599$     |
| Système $B_c$ (roue arrière)                   |            |           |           |           |         |                         |                        |
| $P$ (kN)                                       | $Q_u$ (kN) | $a_0$ (m) | $b_0$ (m) | $a$ (m)   | $b$ (m) | $U_c$ (m <sup>2</sup> ) | Condition $Q_u \leq Q$ |
| 60                                             | 0,096      | 0,25      | 0,25      | 0,62      | 0,62    | 2,48                    | $0,096 \leq 0,651$     |
| Système $B_r$                                  |            |           |           |           |         |                         |                        |
| $P$ (kN)                                       | $Q_u$ (kN) | $a_0$ (m) | $b_0$ (m) | $a$ (m)   | $b$ (m) | $U_c$ (m <sup>2</sup> ) | Condition $Q_u \leq Q$ |
| 100                                            | 0,160      | 0,6       | 0,3       | 0,97      | 0,67    | 3,28                    | $0,160 \leq 0,861$     |
| Système $B_t$                                  |            |           |           |           |         |                         |                        |
| $P$ (kN)                                       | $Q_u$ (kN) | $a_0$ (m) | $b_0$ (m) | $a$ (m)   | $b$ (m) | $U_c$ (m <sup>2</sup> ) | Condition $Q_u \leq Q$ |
| 80                                             | 0,128      | 0,6       | 0,25      | 0,97      | 0,62    | 3,18                    | $0,128 \leq 0,835$     |

Les résultats de tableau montrent que le ferrailage additionnel de poinçonnement n'est pas nécessaire.

### VII.3. Etude de l'entretoise

Les entretoises sont conçues et dimensionnées pour transmettre les charges aux appuis au lieu des poutres principales dans le cas du vérinage du tablier.

Dans ce cas, quatre points de vérinage sont prévus.

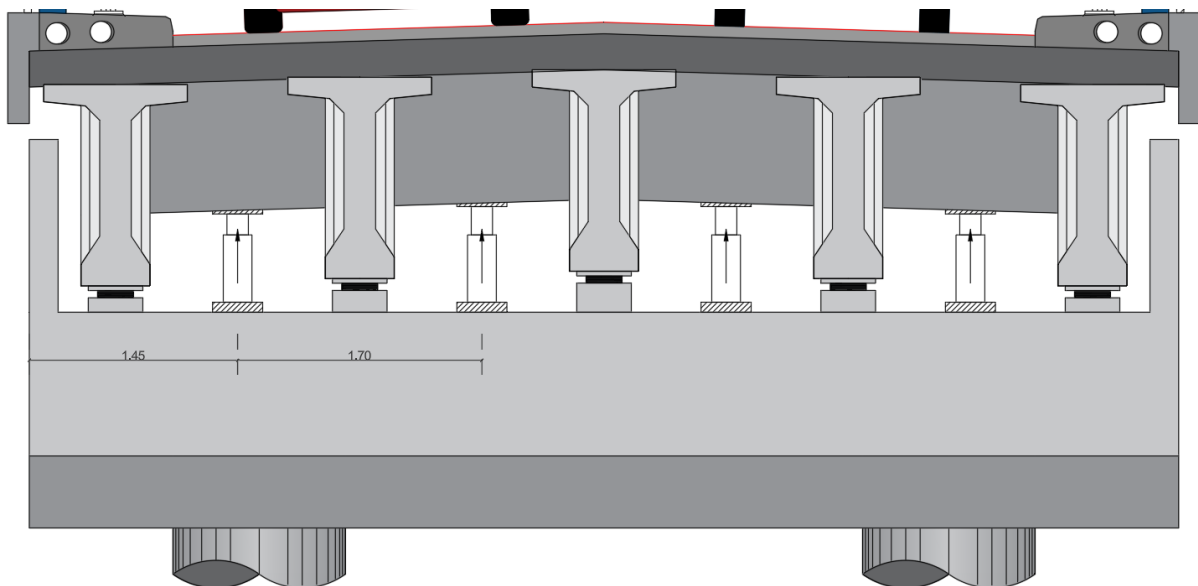


Figure VII.8 - Vérinage du tablier

### VII.3.1. Sollicitations

#### VII.3.1.1. Modélisation de l'entretoise

L'entretoise est modélisée par une poutre continue, en tenant compte de la position des vérins afin de les représenter par des appuis.

Dans une travée, chaque entretoise d'about reprend la moitié des charges du tablier en addition à son poids propre.

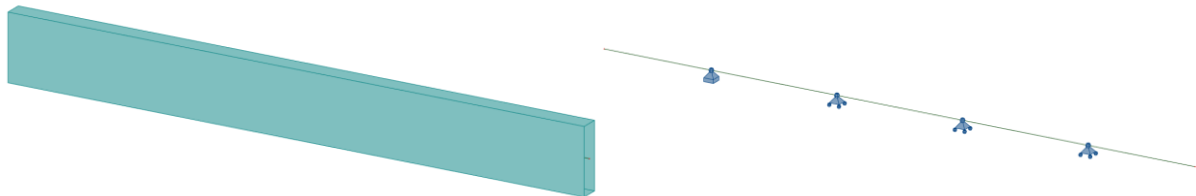


Figure VII.9 - Modélisation de l'entretoise

#### VII.3.1.2. Résultats

Le moment est déterminé à l'aide de logiciel du calcul.

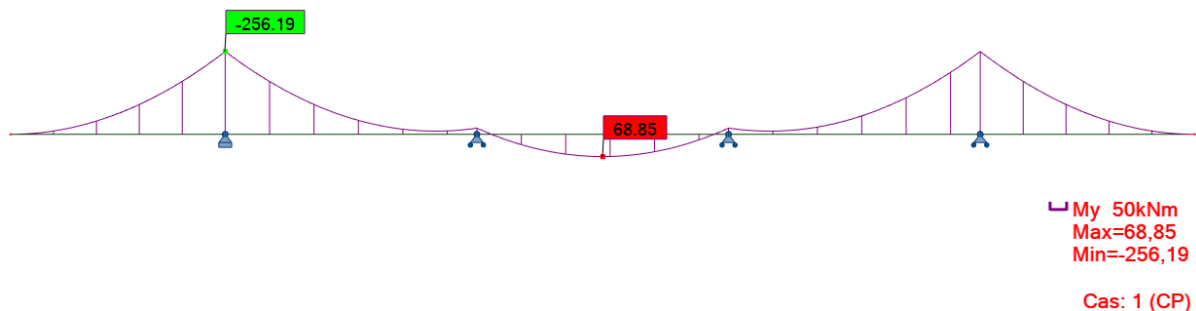


Figure VII.10 - Diagramme du moment de l'entretoise

### VII.3.2. Ferrailage

Les sections d'armatures sont calculées à partir des moments déterminés par le logiciel de calcul.

Le ferrailage est calculé en flexion simple pour une section  $0,25 \text{ m} \times 0,9 \text{ m}$ . Le tableau ci-dessous présente le ferrailage de l'entretoise :

Tableau VII.6 - Ferrailage des entretoises

| Nappe      | $M_y \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ | $A_s \text{ (cm}^2\text{)}$ | Choix des barres |
|------------|-----------------------------------|-----------------------------|------------------|
| Supérieure | 256,19                            | 13,7                        | 5HA16            |
| Inférieure | 68,85                             | 3,5                         | 5HA12            |

Dans le sens transversal, des cadres HA12 sont disposés sur toute la longueur de l'entretoise, avec un espacement de  $15 \text{ cm}$ .

Des armatures latérales de peau HA12 sont disposées sur chaque bord (droite et gauche), avec un espacement de  $25 \text{ cm}$ .

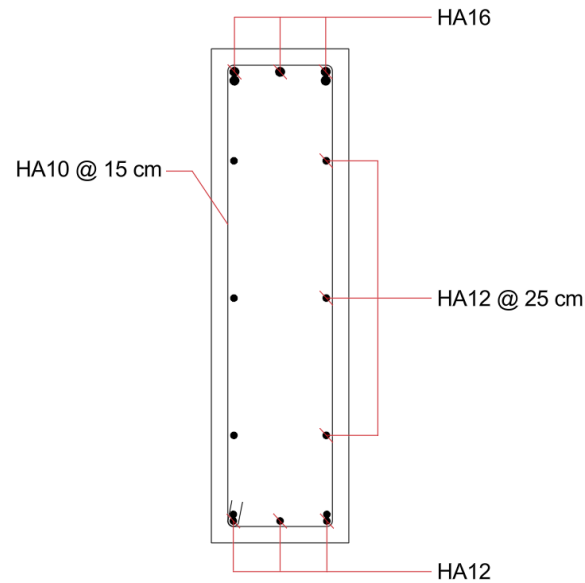


Figure VII.11 - Ferrailage de l'entretoise d'about

#### VII.4. Conclusion

L'étude du tablier a permis de déterminer les sollicitations agissant sur l'hourdis et les entretoises sous l'effet des différentes charges appliquées. Les résultats obtenus ont servi au dimensionnement du ferrailage de ces éléments. Les armatures calculées assurent une reprise satisfaisante des efforts développés et garantissent le bon fonctionnement du tablier.

---

# **Chapitre VIII. Etude sismique**

---



### VIII.1. Introduction

L'ouvrage étudié étant situé dans la wilaya de Tlemcen, la prise en compte de l'action sismique est indispensable lors du dimensionnement de la structure. L'étude du comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques permet d'évaluer sa réponse dynamique.

Dans ce chapitre, le calcul sismique de l'ouvrage est effectué conformément aux « Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art – RPOA 2008 ». L'analyse est menée suivant une approche monomodale spectrale afin de déterminer les efforts sismiques nécessaires au dimensionnement des appuis (culées et pile).

### VIII.2. Caractéristiques du site

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques sismologiques du site :

Tableau VIII.1 – Caractéristiques sismologiques du site

|                   |                    |
|-------------------|--------------------|
| Zone sismique     | I                  |
| Groupe du pont    | 2 (pont important) |
| Catégorie du site | S2 (site ferme)    |

### VIII.3. Analyse monomodale spectrale

#### VIII.3.1. Critères d'application de la méthode

Cette méthode s'applique aux ponts remplissant les critères suivants :

##### VIII.3.1.1. Masse modale

La masse modale correspond à la masse totale mise en mouvement par le mode fondamental. Elle doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevetre). Il convient de vérifier la condition suivante :

$$m_{pile} < 0,43 m_t$$

Où :

- $m_{pile}$  : masse de la pile  $m_{pile} = m_{chevetre} + m_{fûts}$
- $m_{chevetre}$  : masse du chevetre
- $m_{fûts}$  : masse totale des fûts
- $m_t$  : masse totale du tablier (Ensemble des travées)  $m_t = m_{tab} * n_{travées}$

##### Application numérique

$$m_{pile} = 64,24 + 27,10 < 0,43 \times 397,48 \times 2$$

$$m_{pile} = 91,34 \text{ t} < 341,83 \text{ t}$$

##### VIII.3.1.2. Angle du biais

Le biais doit être supérieur à 70 grades. Les raideurs globales longitudinale et transversale des appuis ne varient pas de plus de 10 % par rapport aux valeurs obtenues en l'absence de biais.

L'ouvrage étudié étant considéré comme droit, cette condition ne nécessite pas de vérification.

### VIII.3.1.3. Courbure

La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades, les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne doivent pas varier de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

L'ouvrage étudié ne présentant aucune courbure en plan, cette vérification n'est pas nécessaire.

### VIII.3.1.4. Symétrie transversale

Nœud la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique  $e_0$ ) ne doit pas excéder 5 % de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

Cette excentricité est vérifiée du fait de la symétrie de l'ouvrage, tant sur le plan géométrique que mécanique.

## VIII.3.2. Séisme longitudinal

### VIII.3.2.1. Raideur

Note : les appareils d'appui ont été dimensionnés au préalable. Leur dimensionnement sera présenté dans un chapitre ultérieur, une fois l'étude sismique établie, afin de vérifier leur comportement vis-à-vis des efforts sismiques.

#### VIII.3.2.1.1. Raideur de la culée

La raideur de la culée est donnée par la formule suivante :

$$k_{culée} = \frac{1}{\frac{1}{k_{str}} + \frac{1}{k_{app}}}$$

Où :

- $k_{str}$  : raideur propre de la structure
- $k_{app}$  : raideur de l'ensemble des appareils d'appui sur la culée  $k_{app} = n_{app} \frac{G_{dyn} \cdot A}{T_e}$
- $n_{app}$  : nombre des appareils d'appui sur la culée  $n_{app} = 5$
- $G_{dyn}$  : module de cisaillement sous l'effet du séisme  $G_{dyn} = 1,2 \text{ MPa}$
- $A$  : aire de l'appareil d'appui  $A = (a \times b) = 0,0875 \text{ m}^2$
- $T_e$  : épaisseur totale nominale d'élastomère  $T_e = 0,045 \text{ m}$

En considérant la structure infiniment rigide, la raideur de la culée devient :

$$k_{culée} = k_{app}$$

#### Application numérique

La raideur d'un appareil d'appui a pour valeur :

$$k_{1-app} = \frac{1,2 \times 0,0875}{0,045} = 2,33 \text{ MN/m}$$

La raideur de la culée a pour valeur :

$$k_{culée} = 5 \times 2,33 = 11,67 \text{ MN/m}$$

#### VIII.3.2.1.2. Raideur de la pile

La raideur de la pile est donnée par la même formule :

$$k_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{k_{str}} + \frac{1}{k_{app}}}$$

Dans le cas de la pile, le nombre d'appareils d'appui sur pile est le double de celui prévu sur culée, d'où  $k_{app} = 2 k_{culée}$ . D'autre part, la structure n'est pas considérée comme infiniment rigide, sa raideur est déterminée à partir de la formule suivante :

$$k_{str} = n_{fûts} \frac{3 E \cdot I}{h^3}$$

Où :

- $n_{fûts}$  : nombre de fûts dans la pile  $n_{fûts} = 2$
- $E$  : module de déformation instantanée  $E = 33000 \text{ MPa}$
- $I$  : moment d'inertie de la section transversale de la pile par rapport à l'axe de flexion, pour une section circulaire,  $I = \frac{\pi D^4}{64}$
- $h$  : hauteur de fût  $h = 4,70 \text{ m}$

#### Application numérique

La raideur de la structure (fûts) :

$$k_{str} = 2 \times \frac{3 \times 33000 \times \left( \frac{\pi \times 1,2^4}{64} \right)}{4,7^3} = 194,12 \text{ MN/m}$$

D'où :

$$k_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{194,12} + \frac{1}{2 \times 11,67}} = 20,83 \text{ MN/m}$$

#### VIII.3.2.1.3. Raideur du système

Les raideurs propres aux culées et à la pile étant déterminées, la raideur du système peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$k = \sum k_i = 2 k_{culée} + k_{pile}$$

Application numérique

$$k = 2 \times 11,67 + 20,83 = 44,16 \text{ MN/m}$$

**VIII.3.2.2. Période fondamentale**

La période fondamentale, notée  $T$ , est donnée par la relation suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Où :

- $m$  : masse totale du système
- $k$  : raideur du système

Application numérique

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{794952}{44162917}} = 0,84 \text{ s}$$

**VIII.3.2.3. Spectre de réponse élastique**

Le spectre de réponse élastique, noté  $S_{ae}$ , est défini en fonction de la période  $T$  et du taux d'amortissement  $\xi$  de l'ouvrage, exprimé en  $(m/s^2)$ , il est donné par :

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} A \cdot g \cdot S \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right), & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta \cdot A \cdot g \cdot S & , \quad T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left( \frac{T_2}{T} \right) & , \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left( \frac{3 T_2}{T^2} \right) & , \quad T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Où :

- $g$  : accélération de la pesanteur ( $9,81 \text{ m/s}^2$ )
- $T_1$  et  $T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (voir le Tableau VIII.2)
- $S$  : coefficient de site (voir le Tableau VIII.2)
- $A$  : coefficient d'accélération de zone  $A = 0,12$
- $\eta$  : facteur de correction de l'amortissement  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$
- $\xi$  : taux d'amortissement  $\xi = 5 \%$  (béton armé)

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de  $T_1$ ,  $T_2$  et  $S$  selon la catégorie du site :

Tableau VIII.2 – Valeurs de  $T_1$ ,  $T_2$  et  $S$  selon la catégorie du site

| Site  | S1   | S2   | S3   | S4   |
|-------|------|------|------|------|
| $T_1$ | 0,15 | 0,15 | 0,20 | 0,20 |

|       |      |      |      |      |
|-------|------|------|------|------|
| $T_2$ | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70 |
| $S$   | 1    | 1,1  | 1,2  | 1,3  |

Le site étant classé comme un site de catégorie S2, les valeurs correspondantes sont les suivantes :

$$T_1 = 0,15 \text{ s} ; T_2 = 0,40 \text{ s} ; S = 1,1$$

À partir des valeurs déterminées précédemment, le spectre de réponse élastique est donné par :

$$T_1 = 0,40 \text{ s} \leq T = 0,84 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s} \rightarrow S_{ae}(T, \xi) = 2,5 \eta \cdot A \cdot g \cdot S \left( \frac{T_2}{T} \right)$$

#### Application numérique

$$S_{ae}(0,84 \text{ s} ; 5 \%) = 2,5 \times 1 \times 0,12 \times 9,81 \times 1,1 \left( \frac{0,40}{0,84} \right) = 1,54 \text{ m/s}^2$$

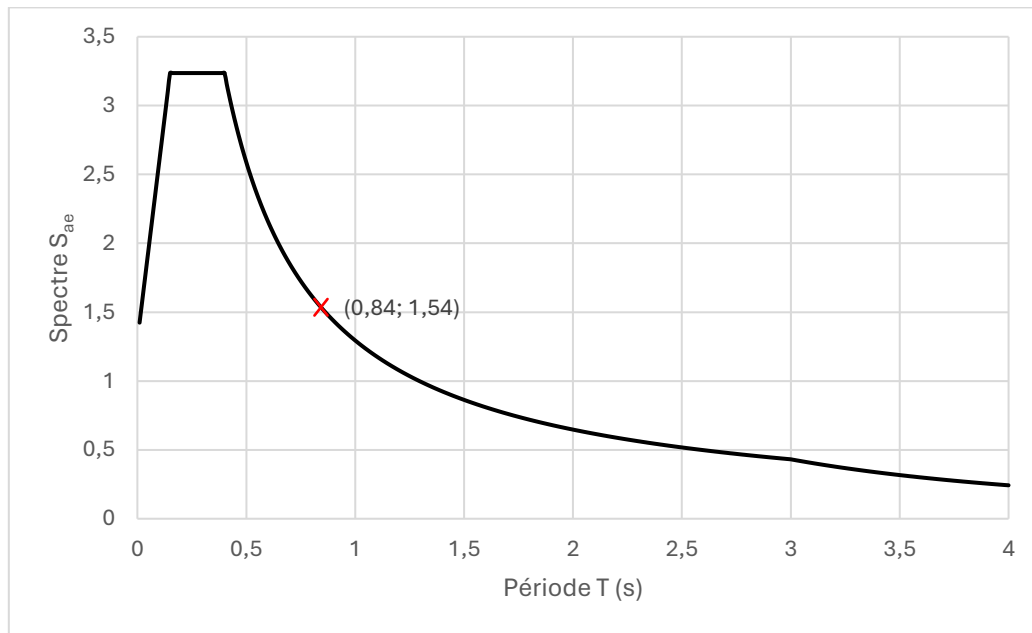


Figure VIII.1 – Spectre de réponse élastique

### VIII.3.2.4. Force horizontale

#### VIII.3.2.4.1. Force horizontale statique équivalente

Pour un calcul élastique, la force appliquée au tablier est donnée par l'expression suivante :

$$F = m \cdot S_{ae}(T, \xi)$$

#### Application numérique

$$F = 794,95 \times 1,54 = 1221,13 \text{ kN}$$

#### VIII.3.2.4.2. Force horizontale sur chaque appui

La force horizontale se répartit sur chaque appui ( $i$ ) au prorata des raideurs :

$$F_i = \frac{k_i}{k} F$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul de la force horizontale appliquée sur chaque appui (*i*) :

Tableau VIII.3 – Récapitulatif du calcul de la force horizontale appliquée sur chaque appui

| Appui   | $k_i$ (MN/m) | $F_i$ (kN) |
|---------|--------------|------------|
| Culée 1 | 11,67        | 322,59     |
| Pile    | 20,83        | 575,95     |
| Culée 2 | 11,67        | 322,59     |

### VIII.3.2.5. Déplacement du tablier

Le déplacement du tablier par rapport au sol est donné par la relation suivante :

$$d = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 S_{ae}(T, \xi)$$

#### Application numérique

$$d = \left( \frac{0,84}{2\pi} \right)^2 1,54 = 0,028 \text{ m} = 27,65 \text{ mm}$$

Ce déplacement est identique à celui de la tête de la pile, donné par  $\frac{F_{pile}}{k_{pile}}$

### VIII.3.2.6. Récapitulatif

Le tableau ci-dessous résume les calculs effectués dans le cas d'un séisme longitudinal :

Tableau VIII.4 – Récapitulatif des calculs effectués pour séisme longitudinal

| Raideur et force horizontale (chaque appui)                          |                  |                  |              |            |                              |          |          |
|----------------------------------------------------------------------|------------------|------------------|--------------|------------|------------------------------|----------|----------|
| Appui                                                                | $k_{str}$ (MN/m) | $k_{app}$ (MN/m) | $k_i$ (MN/m) | $k$ (MN/m) | $F_i$ (kN)                   |          |          |
| Culée 1                                                              | $\infty$         | 11,67            | 11,67        | 44,16      | 322,59                       |          |          |
| Pile                                                                 | 194,12           | 23,34            | 20,83        |            | 575,95                       |          |          |
| Culée 2                                                              | $\infty$         | 11,67            | 11,67        |            | 322,59                       |          |          |
| Paramètres $\eta$ , $T$ , $T_1$ , $T_2$ , $S$ , $S_{ae}$ , $F$ , $d$ |                  |                  |              |            |                              |          |          |
| $\eta$                                                               | $T$ (s)          | $T_1$ (s)        | $T_2$ (s)    | $S$        | $S_{ae}$ (m/s <sup>2</sup> ) | $F$ (kN) | $d$ (mm) |
| 1                                                                    | 0,84             | 0,15             | 0,40         | 1,1        | 1,54                         | 1221,13  | 27,65    |

### VIII.3.3. Séisme transversal

Selon les caractéristiques de l'ouvrage, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle trois approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide ;
- Le modèle à tablier flexible ;
- Le modèle de la pile indépendante.

Il est possible d'utiliser la première approche lorsque  $L/B \leq 5$ , où  $L$  et  $B$  représentent respectivement la longueur totale du tablier continu et la largeur du tablier. Ce n'est pas le cas pour l'ouvrage étudié ; la troisième approche est donc utilisée (modèle de la pile indépendante).

### VIII.3.3.1. Modèle de la pile indépendante

Dans plusieurs cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes.

Dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = m_i \cdot S_{ae}(T_i)$$

Où :

- $m_i$  : masse effective attribuée à la pile  $i$
- $T_i$  : période fondamentale de la même pile  $T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_i}}$

Cette simplification peut être appliquée comme une première approximation des analyses préliminaires, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes  $i$  et  $i + 1$  :

$$0,95 \leq \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1,05$$

Dans le cas de l'ouvrage étudié, le tablier comporte une seule pile, la condition relative au rapport des périodes des piles adjacentes n'est donc pas applicable. L'approche du modèle de la pile indépendante peut ainsi être retenue.

### VIII.3.3.2. Déplacement

Le déplacement est supposé être bloqué au niveau des culées, la masse du tablier (une travée) est donc divisée en deux tronçons, dont l'un est associé à la culée et l'autre à la pile.

### VIII.3.3.3. Masses

La masse effective attribuée à la pile est égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure de la pile.

$$m_{pile} = m_{tab} + m_{chevêtre} + \frac{1}{2} m_{fûts}$$

La masse calculée au niveau de chaque culée correspond à la moitié de la masse du tablier.

$$m_{culée} = \frac{m_{tab}}{2}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des masses :

Tableau VIII.5 – Récapitulatif du calcul des masses

| $m_{tab} (kg)$ | $m_{chevêtre} (kg)$ | $m_{fûts} (kg)$ | $m_{culée} (kg)$ | $m_{pile} (kg)$ |
|----------------|---------------------|-----------------|------------------|-----------------|
|----------------|---------------------|-----------------|------------------|-----------------|

|           |          |          |           |           |
|-----------|----------|----------|-----------|-----------|
| 397613,10 | 64242,36 | 27101,99 | 198806,55 | 475406,45 |
|-----------|----------|----------|-----------|-----------|

### VIII.3.3.4. Raideur

#### VIII.3.3.4.1. Raideur de la culée

La raideur de la culée dans le sens transversal est identique à celle calculée dans le sens longitudinal (mêmes nombre d'appareils d'appui).

$$k_{culée} = 11,67 \text{ MN/m}$$

#### VIII.3.3.4.2. Raideur de la pile

Pour la pile, les raideurs diffèrent selon la direction : la raideur longitudinale est plus faible que la raideur transversale. Cette différence ne résulte pas d'une variation de la rigidité de l'ensemble des appareils d'appui, qui demeure constante, mais plutôt d'une variation de la raideur des fûts.

Dans le sens transversal, l'inertie est donnée par :

$$I = n_{fûts} \frac{\pi D^4}{64} + 2 \frac{\pi D^2}{4} \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2$$

Où :

- $D$  : diamètre d'un fût  $D = 1,2 \text{ m}$
- $d$  : entraxe des fûts  $d = 4,8 \text{ m}$

D'où, la raideur transversale des fûts s'écrit :

$$k_{str} = \frac{3 E \cdot I}{h^3}$$

Remarque : dans le sens longitudinal, la raideur globale des fûts est obtenue par la somme des raideurs de chaque fût. Dans le sens transversal, l'effet du nombre de fûts est pris en compte à travers le calcul de l'inertie globale de la section.

#### Application numérique

$$k_{str} = \frac{3 \times 33000 \times \left( 2 \frac{\pi \times 1,2^4}{64} + 2 \frac{\pi \times 1,2^2}{4} \cdot \left(\frac{4,8}{2}\right)^2 \right)}{4,7^3} = 12617,69 \text{ MN/m}$$

D'où :

$$k_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{12617,69} + \frac{1}{23,33}} = 23,29 \text{ MN/m} \approx K_{app}$$

La raideur de la pile tend vers la raideur de l'ensemble des appareils d'appui lorsque la raideur des fûts tend vers l'infini.



### VIII.3.3.5. Force statique équivalente

La force statique équivalente est donnée par la relation suivante :

$$F_i = m_i \cdot S_{ae}(T_i)$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul de la force statique équivalente appliquée sur chaque appui (la même formule d'accélération spectrale est utilisée dans le calcul) :

Tableau VIII.6 – Récapitulatif du calcul de la force statique équivalente

| Appui   | $k_i$ (MN/m) | $m_i$ (kg) | $T_i$ (s) | $S_{ae}$ (m/s <sup>2</sup> ) | $F_i$ (kN) |
|---------|--------------|------------|-----------|------------------------------|------------|
| Culée 1 | 11,67        | 198 806,55 | 0,82      | 1,58                         | 313,87     |
| Pile    | 23,29        | 475 406,45 | 0,90      | 1,44                         | 685,78     |
| Culée 2 | 11,67        | 198 806,55 | 0,82      | 1,58                         | 313,87     |

### VIII.3.4. Séisme vertical

Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent généralement être négligés dans les zones de faible sismicité, ce qui est le cas de la zone d'étude considérée (Zone I).

## VIII.4. Analyse dynamique linéaire – Méthode du spectre de réponse

### VIII.4.1. Modélisation

L'ouvrage est complètement modélisé à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis :

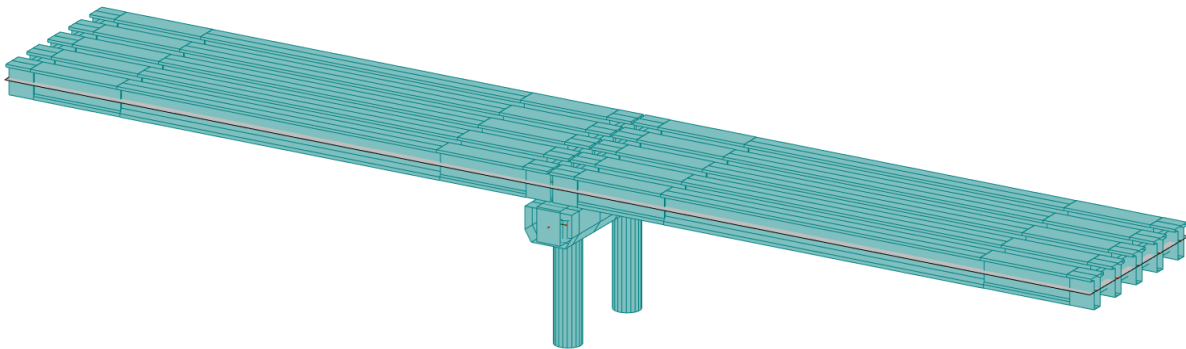


Figure VIII.2 – Modèle complet du pont

Les appareils d'appui au niveau des culées sont modélisés par des appuis élastiques de raideur  $k_x = k_y = k_{1-app}$ . Les déplacements selon l'axe Z sont bloqués, tandis que les rotations restent libres.

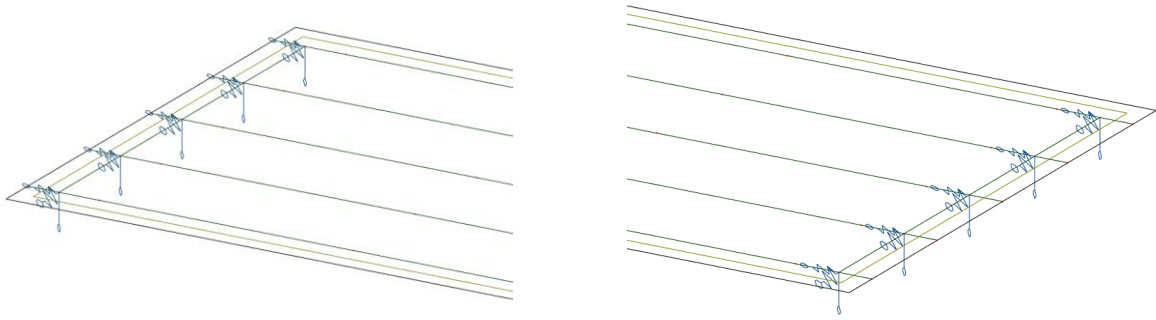


Figure VIII.3 – Appuis élastiques au niveau des culées

Les fûts de la pile sont encastrés en bas, simulant la liaison avec la semelle.

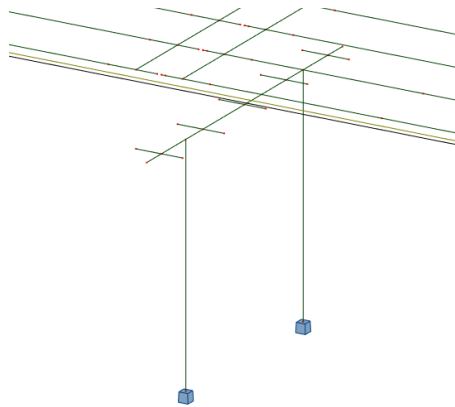


Figure VIII.4 – Fûts encastrés à la base

Les appareils d'appui au niveau de la pile sont modélisés par une liaison de type « nœud compatible ». Cette liaison présente les mêmes caractéristiques que celles adoptées au niveau des culées, à savoir un comportement élastique selon les axes  $X$  et  $Y$ . Dans le logiciel de calcul, elle est définie par la notation suivante :

$$n_1, n_2 - c_1 c_2 c_3 c_4 c_5 c_6$$

Où :

- $n_1$  : numéro du nœud maître
- $n_2$  : numéro du nœud esclave
- $c_i$  : caractère représentant la condition du degré de liberté  $i$  (dans l'ordre immuable :  $UX, UY, UZ, RX, RY, RZ$ )

Dans ce cas, toutes les liaisons sont représentées par la notation suivante :

$$n_1, n_2 - eeblll$$

déplacement libre

déplacement libre

déplacement libre

déplacement bloqué

déplacement élastique

déplacement élastique

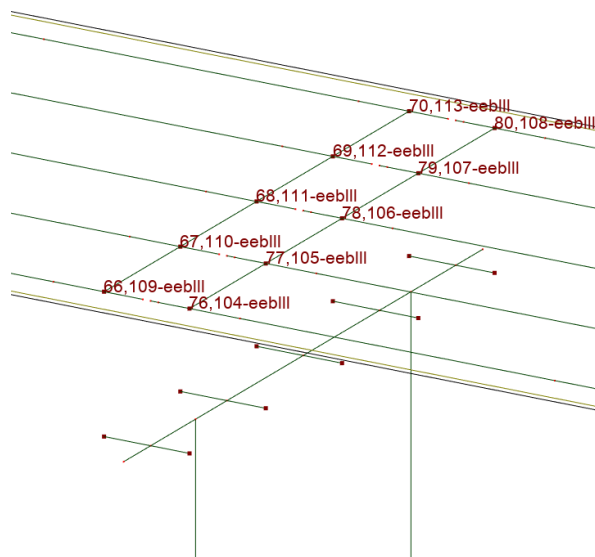


Figure VIII.5 – Liaison « Nœud compatible » au niveau de la pile

#### VIII.4.2. Modes propres

Les résultats des modes propres sont représentées en détail dans l'annexe 02.

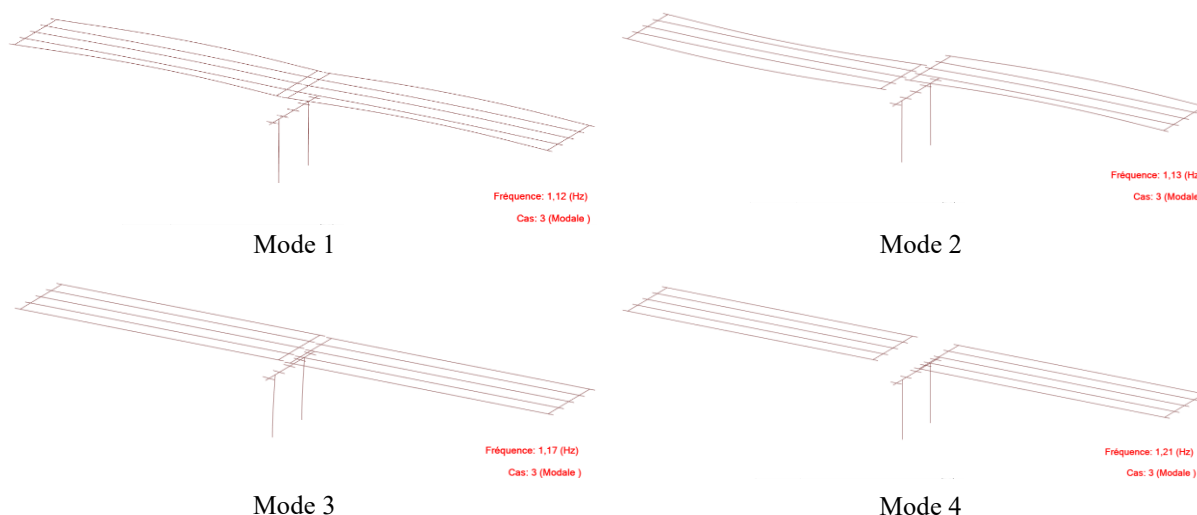


Figure VIII.6 – Modes propres 1 à 4

#### VIII.4.3. Modes significatifs

Les modes significatifs sont les modes propres retenus de manière à ce que la somme des masses modales effectives cumulées atteigne au moins 90 % de la masse totale du pont dans chaque direction d'analyse.

Le tableau ci-dessous présente les modes significatifs dans chaque sens :

Tableau VIII.7 – Modes significatifs

| Mode | Fréquence (Hz) | Période (s) | Masse modale<br>UX (%) | Masse modale<br>UY (%) |
|------|----------------|-------------|------------------------|------------------------|
| 1    | 1,12           | 0,89        | 0,00                   | 90,48                  |
| 3    | 1,17           | 0,86        | 93,49                  | 0,00                   |

#### VIII.4.4. Combinaison des réponses modales

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis a utilisé la méthode de la combinaison quadratique complète (CQC) :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n E_i \cdot r_{ij} \cdot E_j}$$

Où :

- $n$  : nombre de modes significatifs considérés.
- $r_{ij}$  : facteur de corrélation

Le facteur de corrélation est donné par :

$$r_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1 + \rho) \rho^{3/2}}{10^4 (1 - \rho^2)^2 + 4 \xi^2 \cdot \rho (1 + \rho)^2}$$

#### VIII.5. Combinaison des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales permet de prendre en compte l'incertitude directionnelle du séisme. Les effets des composantes sismiques suivant les axes X, Y et Z sont combinés à partir des effets maximaux obtenus indépendamment dans chaque direction :

$$\begin{aligned} E_1 &= E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z \\ E_2 &= E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z \\ E_3 &= E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y \end{aligned}$$

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

Le tableau ci-dessous résume le calcul des combinaisons des composantes de l'action sismique :

Tableau VIII.8 – Combinaisons des composantes de l'action sismique

| Appui   | $E_x$ (MN) | $E_y$ (MN) | $E_z$ (MN) | $E_1$ (MN) | $E_2$ (MN) | $E_3$ (MN) |
|---------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Culée 1 | 322,59     | 313,87     | 0          | 416,75     | 410,65     | 190,94     |
| Pile    | 575,95     | 685,78     | 0          | 781,68     | 858,56     | 378,52     |
| Culée 2 | 322,59     | 313,87     | 0          | 416,75     | 410,65     | 190,94     |

#### VIII.6. Conclusion

L'étude sismique permet d'estimer les efforts engendrés par le séisme sur les appuis et les équipements du pont. Les résultats obtenus sont utilisés pour le dimensionnement et la vérification des appareils d'appui et des joints de chaussée, présentés dans le chapitre suivant.

---

# **Chapitre IX. Equipements**

---

### IX.1. Introduction

Les équipements constituent des éléments essentiels assurant le bon fonctionnement, la sécurité, la durabilité et le confort des usagers. Ils permettent de transmettre correctement les efforts, d'absorber les déformations dues aux variations thermiques et aux charges d'exploitation, ainsi que de protéger l'ouvrage contre les agressions extérieures.

Le présent chapitre est consacré à l'étude et au dimensionnement des principaux équipements de l'ouvrage, tels que les appareils d'appui, les dés d'appui, les joints de chaussée, le système d'évacuation des eaux, les corniches ainsi que les dispositifs parasismiques. Le dimensionnement de certains de ces équipements nécessite au préalable l'évaluation des déplacements et déformations de l'ouvrage, qui seront présentés dans ce chapitre.

### IX.2. Appareils d'appui

Le tablier repose généralement sur des appareils d'appui. Ces derniers apportent une plus grande souplesse à l'ouvrage et assurent la transmission des efforts, essentiellement verticaux, pouvant être accompagnés d'efforts horizontaux.

#### IX.2.1. Choix des appareils d'appui

Selon la norme NF EN 1337-3, les appareils d'appui en élastomère sont classés en plusieurs types selon leur constitution et leur mode de fonctionnement. Les différents types d'appareils d'appui en élastomère sont présentées dans l'annexe 04.

Le choix s'est porté sur des appareils d'appui en élastomère fretté de type B. Ce type d'appareil permet de reprendre des charges importantes pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Il présente également l'avantage d'une conception simple.

##### IX.2.1.1. Définition géométrique de l'appareil d'appui de type B

L'appareil d'appui de type B (section rectangulaire) est défini par les paramètres géométriques présentés dans la figure ci-dessous :

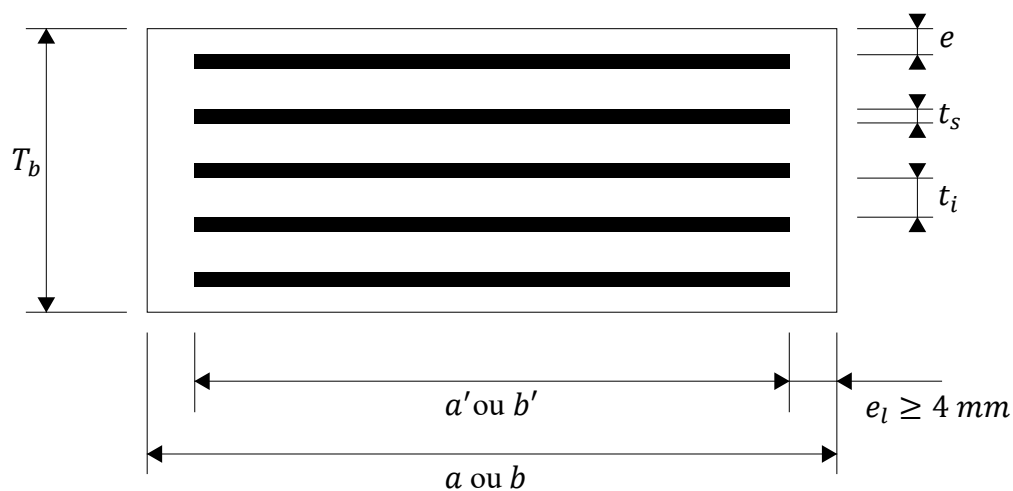


Figure IX.1 - Dimensions d'appareil d'appui de type B

Où :

- $a$  et  $b$  : dimensions en plan de l'appareil d'appui
- $a'$  et  $b'$  : dimensions des frettes en acier
- $n$  : nombre de feuillets intermédiaires
- $t_s$  : épaisseur des frettes en acier
- $t_i$  : épaisseur du feuillet intermédiaire d'élastomère
- $e$  : enrobage extérieure d'élastomère
- $e_l$  : enrobage latéral d'élastomère
- $T_b$  : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui  $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$
- $T_e$  : épaisseur nominale totale de l'élastomère  $T_e = n \cdot t_i + 2e$
- $T_q$  : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement

$$T_q = \begin{cases} n \cdot t_i, & e > 2,5 \text{ mm} \\ n \cdot t_i + 2e, & e \leq 2,5 \text{ mm} \end{cases}$$

### IX.2.2. Déplacement horizontaux

#### IX.2.2.1. Déplacement dû au déformations différées

Le déplacement dû au retrait et au fluage est donné par la formule suivante :

$$\Delta L_{r+f} = (\varepsilon_r + \varepsilon_f) \frac{L}{2}$$

Où  $L$  représente la portée  $L = 24,4 \text{ m}$ .

Avec  $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$  et  $\varepsilon_f = 3,5 \times 10^{-4}$ .

#### Application numérique

$$\Delta L_{r+f} = (2 + 3,5)10^{-4} \frac{24,4}{2} = 6,71 \text{ mm}$$

#### IX.2.2.2. Déplacement dû à la température

Le déplacement dû a la température est donné par la formule suivante :

$$\Delta L_T = \alpha \cdot \frac{L}{2} \cdot \Delta T$$

Où :

- $\alpha$  : coefficient de dilatation thermique ( $\alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  pour le béton armé)
- $\Delta T$  : variation uniforme de la température

##### IX.2.2.2.1. Déplacement à court terme

À court terme, la variation uniforme de la température est prise égale à  $+10 \text{ } ^\circ\text{C}$  (selon le RCPR) :

$$\Delta L_T = 10^{-5} \times \frac{24,4}{2} \times 10 = 4,27 \text{ mm}$$

**IX.2.2.2.2. Déplacement à long terme**

À long terme, la variation uniforme de la température est prise égale à 35 °C (selon le RCPR) :

$$\Delta L_T = 10^{-5} \times \frac{24,4}{2} \times 35 = 1,22 \text{ mm}$$

**IX.2.3. Réactions d'appuis**

Les réactions d'appuis peuvent être déterminées par deux approches, une approche automatique en utilisant le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis, et une approche manuelle. Les réactions d'appuis sont calculées manuellement en détails dans l'annexe 04.

Tableau IX.1 - Réactions d'appuis

| Charge        | Culée   | Pile    |
|---------------|---------|---------|
| $R_G$         | 1949,62 | 3899,24 |
| $R_{A(l)}$    | 817,86  | 1101,74 |
| $R_{B_c}$     | 947,90  | 1076,29 |
| $R_{Mc\ 120}$ | 1090,99 | 1169,63 |
| $R_{D240}$    | 1534,43 | 1996,72 |
| $R_{S_t}$     | 38,10   | 76,20   |

**IX.2.4. Dimensionnement****IX.2.4.1. Aire de l'appareil d'appui**

L'aire doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{A'} < 20 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{R_{min}}{A'} \geq 3 \text{ MPa}$$

Où :

- $R_{max}$  : réaction verticale maximale  $R_{max} = 0,937 \text{ MN}$
- $R_{min}$  : réaction verticale due au poids propre  $R_{min} = 0,369 \text{ MN}$
- $A'$  : Aire des frettes  $A' = a' \cdot b'$

Application numérique

$$\frac{0,937}{20} \times 10^4 = 468,5 \text{ cm}^2 < a' \cdot b' \leq \frac{0,369}{3} \times 10^4 = 1230 \text{ cm}^2$$

**IX.2.4.2. Hauteur nette d'élastomère**

Il y a lieu de vérifier que :

$$\tau_{H_1} = G \cdot \frac{u_1}{T} \leq 0,5 \text{ G} \rightarrow T \geq 2 u_1$$

Où :

- $T$  : hauteur nette d'élastomère



- $u_1$  : déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait + fluage  $u_1 = 10,98 \text{ mm}$
- $G$  : module de cisaillement conventionnel  $G = 0,9 \text{ MPa}$

#### Application numérique

$$T \geq 2 \times 10,98 = 21,96 \text{ mm}$$

Les calculs suivants sont établis sur la base de 4 feuillets de  $10 \text{ mm}$  ( $T = 40 \text{ mm}$ ).

#### **IX.2.4.3. Dimensions en plan**

Il est possible de choisir un appareil d'appui parmi la gamme des produits disponibles. La dimension  $a$  doit respecter la condition de non-flambement suivante :

$$a/10 \leq T \leq a/5 \quad \text{avec} \quad a < b$$

#### Application numérique

$$5 \times 40 = 200 \text{ mm} \leq a \leq 10 \times 40 = 400 \text{ mm}$$

Pour un appareil d'appui de dimensions  $a \cdot b = 250 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$  :

$$A = a \cdot b = 250 \times 350 = 87500 \text{ mm}^2 = 875 \text{ cm}^2$$

$$A' = a' \cdot b' = 242 \times 342 = 82764 \text{ mm}^2 = 827,64 \text{ cm}^2$$

$$468,5 \text{ cm}^2 < a' \cdot b' = 827,64 \text{ cm}^2 \leq 1230 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Note : la surface  $A'$  est calculée en prenant en compte un enrobage total de  $2 \times 4 = 8 \text{ mm}$ .

Le côté  $a$  (le plus petit côté) est disposé parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage afin de permettre d'admettre une rotation maximale.

#### **IX.2.4.4. Dimensionnement des frettes**

Il y a lieu de vérifier que :

$$t_s \geq \frac{a}{S} \frac{\sigma_{m,max}}{\sigma_e}$$

Où :

- $\sigma_{m,max}$  : contrainte moyenne de compression  $\sigma_{m,max} = \frac{R_{max}}{A}$
- $S$  : coefficient de forme  $S = \frac{a \cdot b}{2 t_i (a+b)}$
- $\sigma_e$  : limite d'élasticité en traction de l'acier constitutif des frettes  $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$

#### Application numérique

$$\sigma_{m,max} = \frac{0,937}{875 \times 10^{-4}} = 10,71 \text{ MPa} \quad ; \quad S = \frac{87500}{2 \times 10 \times (250 + 350)} = 7,29$$

$$t_s \geq \frac{250}{7,29} \times \frac{10,71}{235} = 1,56 \text{ mm}$$

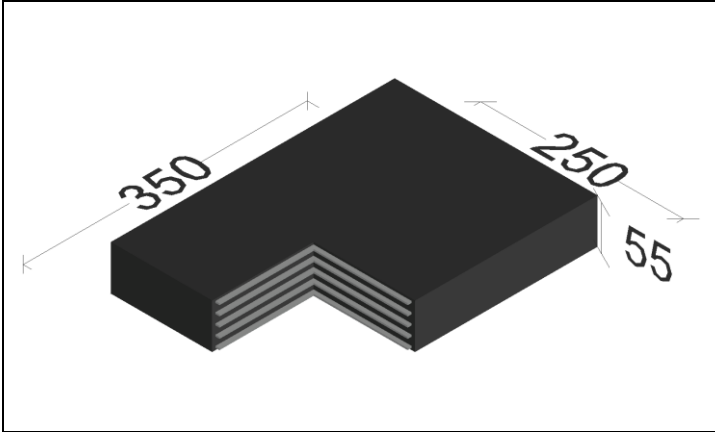
Des frettes métalliques d'épaisseur  $t_s = 2 \text{ mm}$  sont adoptées.

#### IX.2.4.5. Récapitulatif du dimensionnement

L'appareil d'appui retenu porte la dénomination  $250 \times 350 ; 2(10 + 2) ; 2 \times 2,5$ . Le tableau ci-dessous résume les dimensions des appareils d'appui :

Tableau IX.2 – Dimensions de l'appareil d'appui

| Dimension | Valeur (mm) |
|-----------|-------------|
| $a$       | 250         |
| $b$       | 350         |
| $n$       | 4           |
| $e$       | 2,5         |
| $e_l$     | 4           |
| $t_i$     | 10          |
| $t_s$     | 2           |
| $T_b$     | 55          |
| $T_e$     | 45          |
| $T_q$     | 40          |



#### IX.2.5. Forces dues à la variation linéaire

##### IX.2.5.1. Force due aux variations thermiques

C'est la force générée par les mouvements de dilatation et de contraction du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_t = \frac{n \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta L_T}{T_q}$$

##### IX.2.5.2. Force due aux déformations différées

C'est la force induite par l'ensemble des déformations différées (retrait + fluage). Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{r+f} = \frac{n \cdot G \cdot a \cdot b \cdot \Delta L_{r+f}}{T_q}$$

#### IX.2.6. Vérifications de l'appareil d'appui

Toutes les vérifications de l'appareil d'appui sont effectuées conformément aux prescriptions du RPOA (y compris les combinaisons).

##### IX.2.6.1. Sécurité au flambement

Il y a lieu de vérifier que :

$$\gamma_s \cdot P_u < P_c$$

Où :

- $\gamma_s$  : coefficient partiel de sécurité  $\gamma_s = 3$

- $P_u$  : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime  
 $P_u = 0,937 \text{ MN}$
- $P_c$  : charge critique de l'appareil d'appui  $P_c = 4 G \cdot A \cdot S^2 \cdot d / T_b$
- $d$  : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère  $d = t_s + t_i$

#### Application numérique

$$\gamma_s \cdot P_u = 3 \times 0,937 < P_c = 4 \times 0,9 \times 0,0875 \times 7,29^2 \times (0,01 + 0,002) / 0,055$$

$$\gamma_s \cdot P_u = 2,81 < P_c = 3,65 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### **IX.2.6.2. Limitation de la distorsion**

La distorsion  $\delta = \tan(\gamma)$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\delta \leq \begin{cases} 0,7 + 4(\delta_o - 0,7)(0,25 - p), & p = P_u/P_c < 0,25 \\ 1,4(1 - 2p), & p = P_u/P_c \geq 0,25 \end{cases}$$

Avec  $\delta_o = c/h_c$ ,  $\delta_o \in ]0,7 ; 2[$

Où :

- $c$  : diamètre pour un appui circulaire, petit côté pour un appui rectangulaire
- $h_c$  : épaisseur totale d'élastomère

#### Application numérique

$$p = \frac{P_u}{P_c} = \frac{0,937}{3,654} = 0,256 \geq 0,25 \rightarrow \delta \leq 1,4(1 - 2 \times 0,256) = 0,68$$

La distorsion est calculée en tenant compte des combinaisons de RPOA :

$$\delta = \Delta L_E + 0,4 * \Delta L_T + \Delta L_{r+f}$$

Note : dans le cas où la distorsion maximale dépasse cette valeur, il est nécessaire de prévoir des dispositifs de non-distorsion.

#### **IX.2.6.3. Condition de non-glissement**

La vérification de non-glissement est assurée si la condition suivante est satisfaite :

$$H \leq f \cdot N$$

Où  $f$  représente le coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure, donné par  $f = 0,10 + \frac{0,60}{\sigma_m}$ .

La charge verticale  $N$  et la charge horizontale  $H$  sont données par :

$$N = \frac{G + E_3 + 0,2 R_{Q,max}}{n_{app}} \quad ; \quad H = \frac{H_{r+f} + E_1 + 0,4 H_T + 0,2 H_{fr,max}}{n_{app}}$$

Avec  $R_{Q,max} = \max \{R_{A(l)} ; R_{B_c}\}$

**IX.2.6.3.1. Sur pile**

Le tableau ci-dessous résume le calcul et la vérification de la condition de non-glissement sur pile ( $n = 10$ ) :

Tableau IX.3 – Récapitulatif du calcul et de la vérification de la condition de non-glissement sur pile

| Ensemble des forces (kN)     |          |                  |           |                                         |       |              |
|------------------------------|----------|------------------|-----------|-----------------------------------------|-------|--------------|
| $G$                          | $E_3$    | $R_{Q,max}$      | $H_{r+f}$ | $E_1$                                   | $H_T$ | $H_{fr,max}$ |
| 3899,24                      | 378,52   | 1996,72          | 66,05     | 781,68                                  | 42,03 | 300          |
| Vérification de la condition |          |                  |           |                                         |       |              |
| $H$ (kN)                     | $N$ (kN) | $\sigma_m$ (MPa) | $f$       | Condition $H \leq f \cdot N$            |       |              |
| 92,45                        | 467,71   | 5,35             | 0,21      | $92,45 \leq 99,27 \rightarrow$ vérifiée |       |              |

**IX.2.6.3.2. Sur culée**

Le tableau ci-dessous résume le calcul et la vérification de la condition de non-glissement sur culée ( $n = 5$ ) :

Tableau IX.4 – Récapitulatif du calcul et de la vérification de la condition de non-glissement sur culée

| Ensemble des forces (kN)     |          |                  |           |                                               |       |              |
|------------------------------|----------|------------------|-----------|-----------------------------------------------|-------|--------------|
| $G$                          | $E_3$    | $R_{Q,max}$      | $H_{r+f}$ | $E_1$                                         | $H_T$ | $H_{fr,max}$ |
| 1949,62                      | 190,94   | 1534,43          | 66,05     | 416,75                                        | 42,03 | 300          |
| Vérification de la condition |          |                  |           |                                               |       |              |
| $H$ (kN)                     | $N$ (kN) | $\sigma_m$ (MPa) | $f$       | Condition $H \leq f \cdot N$                  |       |              |
| 111,92                       | 489,49   | 5,59             | 0,21      | $111,92 \geq 101,45 \rightarrow$ non vérifiée |       |              |

la condition n'est pas vérifiée sur culée, donc le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement.

**IX.3. Dés d'appui**

Le dé d'appui est réalisé en béton armé, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que de rattraper le dévers du tablier.

**IX.3.1. Choix des dimensions**

Les dimensions ( $h, a_1, b_1$ ) seront choisies de façon à ce qu'ils soient un peu plus grands que les appareils d'appui, les dimensions suivantes sont prises en compte :

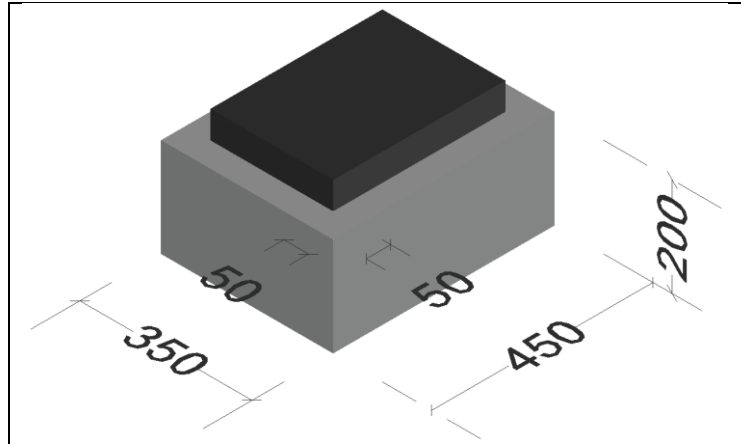
$$h \geq \frac{a \cdot b}{a + b} \quad ; \quad a_1 = a + 2d \quad ; \quad b_1 = b + 2d$$

Où  $d$  est le débord ( $d \geq 50 \text{ mm}$  , il est généralement compris entre  $50 \text{ mm}$  et  $100 \text{ mm}$ ) pris égal à  $50 \text{ mm}$ .

Le tableau ci-dessous résume le calcul des dimensions du dé d'appui :

Tableau IX.5 – Dimensions du dé d'appui

| Dimension | Valeur (mm) |
|-----------|-------------|
| $a$       | 250         |
| $b$       | 350         |
| $h$       | 200         |
| $a_1$     | 350         |
| $b_1$     | 450         |
| $d$       | 50          |



### IX.3.2. Ferrailage

#### IX.3.2.1. Armature de chaînage

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0,25 R_{max}}{\sigma_s}$$

Application numérique

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_c = \frac{0,25 \times 0,937}{434,78} \times 10^4 = 5,39 \text{ cm}^2 \rightarrow 5HA12$$

#### IX.3.2.2. Armatures horizontales

Afin de limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales disposées sous le chaînage devra reprendre un effort égal à 12,5 % de la descente de charges correspondante. Les armatures horizontales sont calculées par la formule suivante :

$$A_h = \frac{0,125 R_{max}}{\sigma_s}$$

Application numérique

$$A_h = \frac{0,125 \times 0,937}{434,78} \times 10^4 = 2,69 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA10$$

### IX.3.2.3. Armatures de surface et d'éclatement

#### IX.3.2.3.1. Frette supérieure (de surface)

Il s'agit d'armatures croisées placées à la face supérieure de l'appui, calculées par la formule suivante :

$$A_s = \frac{0,04 R_{max}}{\sigma_s}$$

#### Application numérique

$$A_s = \frac{0,04 \times 0,937}{434,78} \times 10^4 = 0,86 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8$$

#### IX.3.2.3.2. Frette inférieure (d'éclatement)

Une frette inférieure est disposée à une profondeur entre  $h/3$  et  $h$  à partir de la face supérieure de l'appui, calculée par la formule suivante :

$$A_i = \frac{0,1 R_{max}}{\sigma_s}$$

#### Application numérique

$$A_i = \frac{0,1 \times 0,937}{434,78} \times 10^4 = 2,16 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA10$$

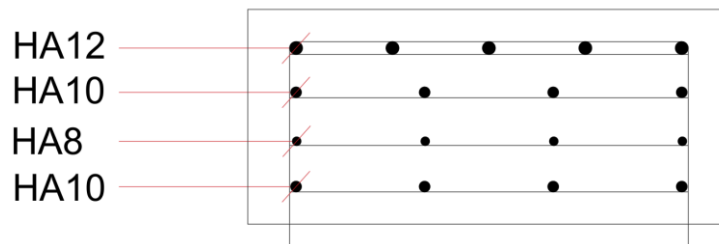


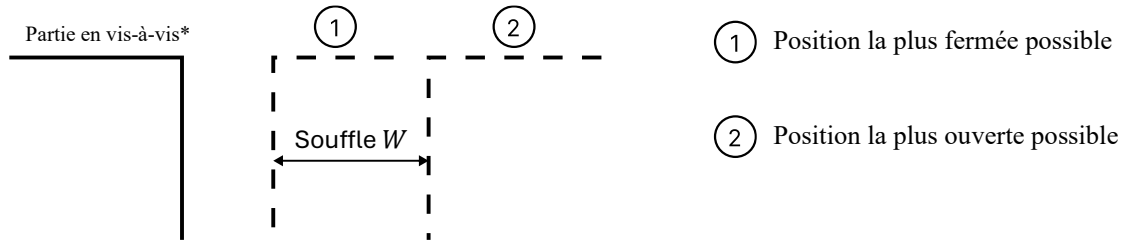
Figure IX.2 - Ferrailage du dé d'appui

### IX.4. Joints de chaussée

Le joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant la variation dimensionnelle longitudinale subite, qui sont dues à la variation de température, des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau. Il doit avoir certaines propriétés comme assurer la liberté de mouvement du pont, ne pas être une source de bruit et de vibration.

### IX.4.1. Dimensionnement

Le souffle d'un joint est déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.



\*fixe : culée par exemple, ou mobile : travée adjacente

Figure IX.3 – Souffle d'un joint

Les joints sont dimensionnés en déterminant le souffle total, notée  $W$ , par la formule suivante :

$$W = W_d + 0,4 W_t + \frac{W_s}{3}$$

Où :

- $W$  : souffle total du joint
- $W_d$  : souffle des déformations différées (retrait + fluage)  $W_d = 6,71 \text{ mm}$
- $W_t$  : souffle thermique  $W_t = 4,27 \text{ mm}$
- $W_s$  : souffle sismique  $W_s = 27,65 \text{ mm}$

#### Application numérique

$$W = 6,71 + 0,4 \times 4,27 + \frac{27,65}{3} = 17,63 \text{ mm}$$

### IX.4.2. Choix du type de joint de chaussée

Le choix s'est portée sur des joints de chaussées de type Algaflex T50. Ce type de joint fait partie de la famille des joints à bande. Il est constitué d'éléments en caoutchouc, assemblés par un système rainure-langouette et fixés à la structure à l'aide de boulons d'ancrage. Des profils métalliques en acier sont intégrés et vulcanisés dans le caoutchouc afin d'assurer une meilleure résistance à la corrosion et une plus grande durabilité. Le matériau utilisé présente également une bonne résistance aux huiles, sels, hydrocarbures, sable et aux effets du vieillissement dus aux conditions climatiques.

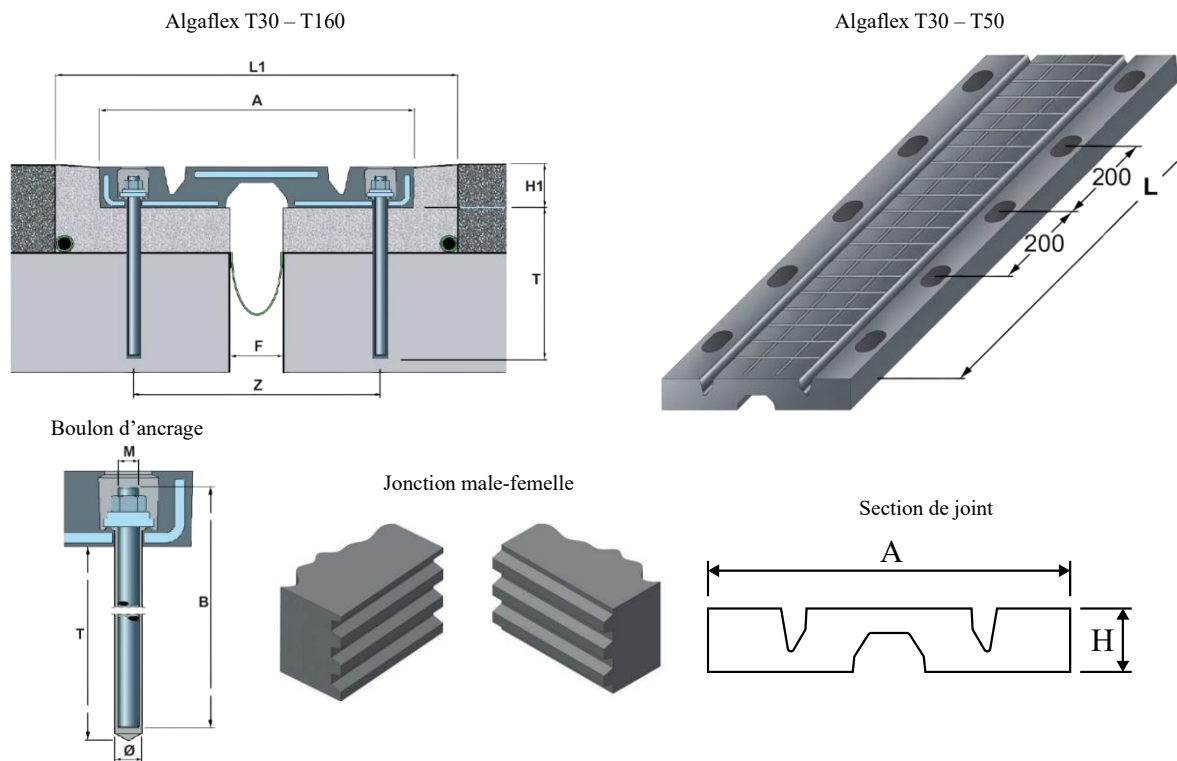
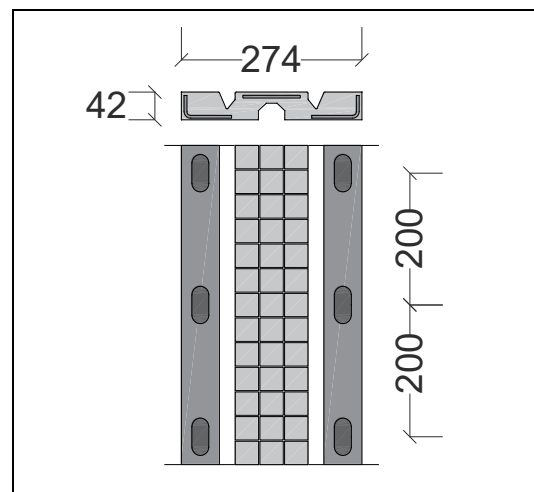


Figure IX.4 – Dimensions des joints de dilatation Algaflex T

Le tableau ci-dessous résume les dimensions du joint de dilatation Algaflex T50 (dimensions en mm) :

Tableau IX.6 – Dimensions du joint de dilatation Algaflex T50

|                  |                                    |                               |
|------------------|------------------------------------|-------------------------------|
| Joint            | Nom                                | T50                           |
|                  | Déplacement ( $\pm$ mm)            | $\pm 25$                      |
|                  | Dimensions A $\times$ H $\times$ L | 274 $\times$ 42 $\times$ 2000 |
|                  | Poids (kg)                         | 40                            |
| Assise           | Hauteur H1                         | 45                            |
|                  | Largeur L1                         | 460                           |
|                  | Fente F                            | 40                            |
| Boulon d'ancrage | Ancrage M $\times$ B               | M12 $\times$ 190              |
|                  | Trou Ø                             | Ø14                           |
|                  | Profondeur T                       | 170                           |
|                  | Entraxe Z                          | 220                           |



### IX.5. Conclusion

En conclusion de ce chapitre, il convient de souligner l'importance d'une bonne conception et d'une exécution soignée des différents équipements du tablier, afin d'assurer la sécurité et le confort des usagers ainsi que le bon fonctionnement et la durabilité de l'ouvrage. Cette étape marque l'achèvement de l'étude de la superstructure ; le chapitre suivant sera consacré à l'étude de l'infrastructure.



---

# **Chapitre X. Etude de la culée**

---

### X.1. Introduction

Située aux extrémités de l'ouvrage, la culée joue à la fois le rôle d'appui du tablier et celui de mur de soutènement des remblais d'accès. Elle transmet ainsi aux fondations les charges provenant du tablier, des surcharges d'exploitation ainsi que les poussées des terres.

Ce chapitre est consacré à l'étude de la culée, comprenant le calcul des charges, les vérifications de stabilité et le dimensionnement du ferrailage des différents éléments.

### X.2. Sollicitations à la base de la semelle sous actions statiques

Les éléments de la culée, y compris les terres du remblai, sont considérés séparément afin de déterminer les sollicitations associées à chacun d'eux et d'identifier leur contribution à la stabilité de l'ouvrage, en distinguant les moments stabilisants des moments renversants.

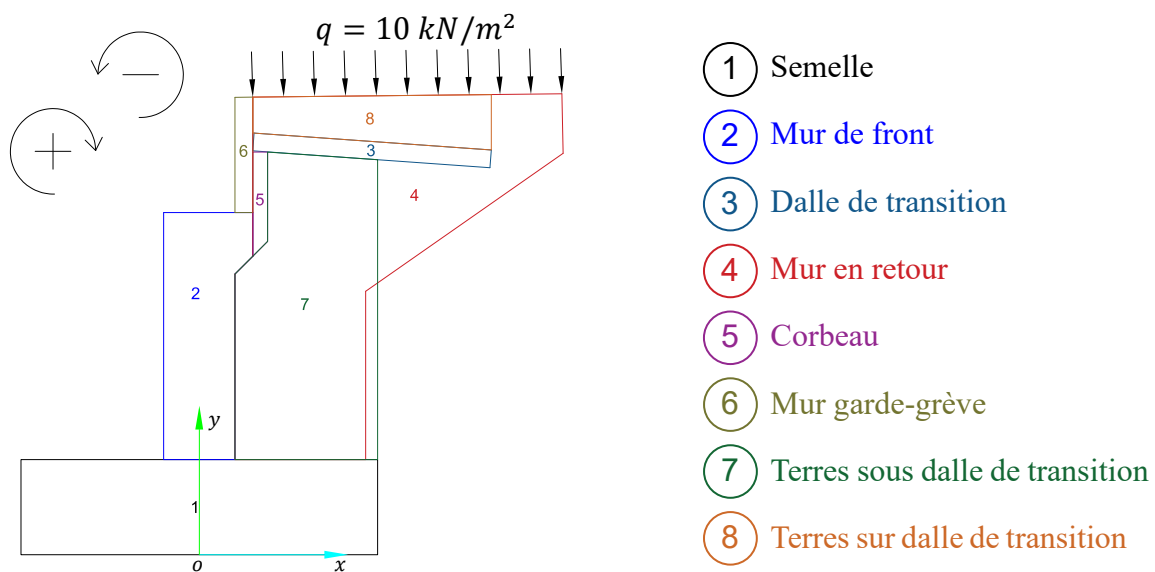


Figure X.1 – Eléments de la culée

La force de poussée statique des terres est donnée par l'expression suivante :

$$F_{as} \text{ (kN/ml)} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot K_{as}$$

Où :

- $\gamma$  : poids volumique du remblai  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- $h$  : hauteur des terres exerçant une poussée
- $K_{as}$  : coefficient de poussée (cas statique)  $K_{as} = 0,33$

La force de poussée due à une surcharge surfacique  $q$  est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$F_q \text{ (kN/ml)} = q \cdot h \cdot K_{as}$$

Le tableau ci-dessous présente les sollicitations induites par chaque élément de la culée, les actions dues au remblai, ainsi que les surcharges appliquées sur le remblai :

Tableau X.1 – Sollicitations à la base de la semelle – culée

| Efforts dus à la culée et aux remblais          |                |          |          |                    |                    |                      |                      |
|-------------------------------------------------|----------------|----------|----------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| Désignation                                     | Sens du moment | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $I_{F_v(x/o)}$ (m) | $I_{F_h(y/o)}$ (m) | $M_{F_v/o}$ (kN · m) | $M_{F_h/o}$ (kN · m) |
| Semelle                                         | (+)            | 2208,00  | -        | 0,00               | 0,80               | 0,00                 | -                    |
| Mur de front                                    | (+)            | 1049,60  | -        | 0,04               | 3,76               | 39,36                | -                    |
| Dalle de transition                             | (+)            | 100,50   | -        | 1,03               | 6,77               | 103,01               | -                    |
| Mur en retour                                   | (+)            | 590,38   | -        | 2,63               | 5,27               | 1552,87              | -                    |
| Corbeau                                         | (+)            | 69,05    | -        | 1,02               | 5,95               | 70,56                | -                    |
| Mur garde-grève                                 | (+)            | 116,23   | -        | 0,75               | 6,72               | 87,17                | -                    |
| Poids des terres sous DDT                       | (+)            | 1384,18  | -        | 1,88               | 4,01               | 2595,35              | -                    |
| Poids des terres sur DDT                        | (+)            | 188,06   | -        | 1,03               | 6,77               | 192,76               | -                    |
| Poussée des terres                              | (-)            | -        | 1194,13  | -                  | 2,56               | -                    | -3060,70             |
| Surcharge sur remblai (10 kN / m <sup>2</sup> ) | (+)            | 163,20   | -        | 1,80               | -                  | 293,76               | -                    |
| Poussée de la surcharge sur remblai             | (-)            | -        | 172,55   | -                  | 3,84               | -                    | -663,40              |
| Efforts dus au tablier                          |                |          |          |                    |                    |                      |                      |
| Désignation                                     | Sens du moment | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $I_{F_v(x/o)}$ (m) | $I_{F_h(y/o)}$ (m) | $M_{F_v/o}$ (kN · m) | $M_{F_h/o}$ (kN · m) |
| $R_G$                                           | (Ø)            | 1949,62  | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{A(l)}$                                      | (Ø)            | 817,86   | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{B_c}$                                       | (Ø)            | 947,90   | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{Mc\ 120}$                                   | (Ø)            | 1090,99  | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{D240}$                                      | (Ø)            | 1534,43  | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{S_t}$                                       | (Ø)            | 38,10    | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $H_{r+f}$                                       | (-)            | -        | 29,36    | -                  | 5,75               | -                    | -168,87              |
| $H_T$                                           | (-)            | -        | 18,68    | -                  | 5,75               | -                    | -107,46              |
| $H_{A(l)}$                                      | (-)            | -        | 79,66    | -                  | 5,75               | -                    | -458,24              |
| $H_{B_c}$                                       | (-)            | -        | 150,00   | -                  | 5,75               | -                    | -862,85              |

Avec : (+) moment stabilisant, (-) moment renversant, (Ø) moment nul.

### X.3. Combinaisons des actions statiques à la base de la semelle

Les combinaisons d'actions statiques sont évaluées à partir des sollicitations déterminées précédemment.

#### X.3.1. Combinaisons à l'ELS

Les combinaisons d'actions retenues à l'ELS sont :

$$\begin{aligned}
 C1 &: G + 0,6 \Delta T \\
 C2 &: G + 0,6 \Delta T + 1,2 Q \\
 C3 &: G + 0,6 \Delta T + 1,2 A(l) + S_t \\
 C4 &: G + 0,6 \Delta T + 1,2 B_c + S_t \\
 C5 &: G + 0,6 \Delta T + M_c\ 120 \\
 C6 &: G + 0,6 \Delta T + D240
 \end{aligned}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS :

Tableau X.2 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS (base de la semelle – culée)

| Combinaison | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M_h$ (kN · m) | $M_v$ (kN · m) | $M_{tot}$ (kN · m) |
|-------------|----------|----------|----------------|----------------|--------------------|
| C1          | 7655,62  | 1239,76  | -3323,21       | 4641,08        | 1317,87            |
| C2          | 7851,46  | 1446,82  | -4119,30       | 4993,60        | 874,30             |
| C3          | 8675,16  | 1335,36  | -3873,10       | 4641,08        | 767,98             |
| C4          | 8831,21  | 1419,762 | -4358,63       | 4641,08        | 282,46             |
| C5          | 8746,61  | 1239,76  | -3323,21       | 4641,08        | 1317,87            |
| C6          | 9190,05  | 1239,76  | -3323,21       | 4641,08        | 1317,87            |

### X.3.2. Combinaisons à l'ELU

À l'ELU, les combinaisons prises en compte sont les suivantes :

$$\begin{aligned}
 C1 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T \\
 C2 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 Q \\
 C3 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (A(l) + S_t) \\
 C4 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (B_c + S_t) \\
 C5 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 M_c 120 \\
 C6 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 D240
 \end{aligned}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU :

Tableau X.3 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU (base de la semelle – culée)

| Combinaison | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M_h$ (kN · m) | $M_v$ (kN · m) | $M_{tot}$ (kN · m) |
|-------------|----------|----------|----------------|----------------|--------------------|
| C1          | 10335,09 | 1675,57  | -4497,22       | 6265,46        | 1768,24            |
| C2          | 10596,21 | 1951,65  | -5558,67       | 6735,48        | 1176,81            |
| C3          | 11704,63 | 1803,03  | -5230,40       | 6265,46        | 1035,06            |
| C4          | 11912,69 | 1915,57  | -5877,77       | 6265,46        | 387,69             |
| C5          | 11807,93 | 1675,57  | -4497,22       | 6265,46        | 1768,24            |
| C6          | 12406,57 | 1675,57  | -4497,22       | 6265,46        | 1768,24            |

### X.4. Combinaisons des actions sismiques à la base de la semelle

#### X.4.1. Coefficient de poussée dynamique

L'accélération horizontale maximale sous l'effet sismique est caractérisée par des coefficients sismiques  $k_h$  et  $k_v$ , données par les expressions suivantes :

$$k_h = A ; \quad k_v = 0,3 k_h$$

Le coefficient de poussée dynamique, noté  $K_{ad}$ , est défini par la formule suivante :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta) \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\beta)}} \right)^2}$$

Où :

- $\theta$  : angle d'inclinaison sismique  $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$
- $\varphi$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion  $\varphi = 30^\circ$
- $\delta$  : angle de frottement sur le mur  $\delta = 0^\circ$
- $\beta$  : angle de la surface du remblai sur l'horizontal  $\beta = 0^\circ$

Le calcul se fait selon trois cas distincts :

- 1<sup>er</sup> cas : composante horizontale + composante descendante du séisme  $\rightarrow (1 + k_v)$
- 2<sup>e</sup> cas : composante horizontale + composante ascendante du séisme  $\rightarrow (1 - k_v)$
- 3<sup>e</sup> cas : composante verticale

Le tableau ci-dessous résume le calcul des coefficients sismiques ainsi que le coefficient de poussée :

Tableau X.4 – Récapitulatif du calcul des coefficients sismiques et coefficient de poussée

| Cas | $k_h$ | $k_v$ | $\theta$ (°) | $K_{ad}$ |
|-----|-------|-------|--------------|----------|
| 1   | 0,12  | 0,04  | 6,61         | 0,408    |
| 2   | 0,12  | 0,04  | 7,10         | 0,414    |
| 3   | 0     | 0,04  | 0            | 0,333    |

#### X.4.2. Actions inertielles

La culée est sollicitée, en plus des charges statiques, par des actions sismiques calculées à partir des charges verticales permanentes, en introduisant les coefficients sismiques horizontaux  $k_h$  et verticaux  $k_v$ . Les charges sismiques sont calculées par les expressions suivante :

$$N_{sism} = N_{stat} \cdot k_v \quad ; \quad H_{sism} = N_{stat} \cdot k_h$$

Où  $N_{stat}$  représente la charge statique agissant dans le sens vertical.

Le tableau ci-dessous résume le calcul des charges sismiques (le moment résultant des charges horizontales est dans le sens du moment renversant) :

Tableau X.5 – Sollicitations des éléments de la culée dues à l'action sismique

| Désignation               | $N$<br>(kN) | $H$<br>(kN) | $I_{F_v(x/o)}$<br>(m) | $I_{F_h(y/o)}$<br>(m) | $M_{F_v/o}$<br>(kN · m) | $M_{F_h/o}$<br>(kN · m) |
|---------------------------|-------------|-------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| Semelle                   | 79,49       | 264,96      | 0,00                  | 0,80                  | 0,00                    | -211,97                 |
| Mur de front              | 37,79       | 125,95      | 0,04                  | 3,76                  | 1,42                    | -473,39                 |
| Dalle de transition       | 3,62        | 12,06       | 1,03                  | 6,77                  | 3,71                    | -81,62                  |
| Mur en retour             | 21,25       | 70,85       | 2,63                  | 5,27                  | 55,90                   | -373,15                 |
| Corbeau                   | 2,49        | 8,29        | 1,02                  | 5,95                  | 2,54                    | -49,34                  |
| Mur garde-grève           | 4,18        | 13,95       | 0,75                  | 6,72                  | 3,14                    | -93,75                  |
| Poids des terres sous DDT | 49,83       | 166,10      | 1,88                  | 4,01                  | 93,43                   | -666,34                 |
| Poids des terres sur DDT  | 6,77        | 22,57       | 1,03                  | 6,77                  | 6,94                    | -152,74                 |
| Somme                     | 205,42      | 684,72      | -                     | -                     | 167,08                  | -2102,29                |

Note : Tous les moments horizontaux sont renversants et tous les moment verticaux sont stabilisants.

### X.4.3. Poussée dynamique

La poussée dynamique globale, notée  $F_{ad}$ , comporte à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) h^2 \cdot K_{ad}$$

Où :

- $\gamma$  : poids volumique des terres
- $h$  : hauteur d'application
- $K_{ad}$  : coefficient de poussée

Le tableau ci-dessous résume le calcul de la poussée dynamique ainsi que le moment résultant correspondant (le moment résultant est dans le sens du moment renversant) :

Tableau X.6 – Récapitulatif du calcul de la poussée dynamique

| Cas       | $K_{ad}$ | $F_{ad} \text{ (kN/m)}$ | $F_{ad} \text{ (kN)}$ | $I_{F_h(y/o)}$ | $M_{F_h/o}$ |
|-----------|----------|-------------------------|-----------------------|----------------|-------------|
| $1 + k_v$ | 0,408    | 224,76                  | 1528,35               | 2,56           | 3700,83     |
| $1 - k_v$ | 0,414    | 212,33                  | 1443,87               | 2,56           | 3917,37     |

### X.4.4. Actions sismiques provenant du tablier

À partir des résultats obtenus dans le chapitre de l'étude sismique, il est possible d'évaluer le moment résultant des actions sismiques transmises par le tablier à la base de la semelle.

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations sismiques dues au tablier :

Tableau X.7 – Sollicitations dues à l'action sismique appliquée au tablier

| $N$<br>(kN) | $H$<br>(kN) | $I_{F_v(x/o)}$<br>(m) | $I_{F_h(y/o)}$<br>(m) | $M_{F_v/o}$<br>(kN · m) | $M_{F_h/o}$<br>(kN · m) |
|-------------|-------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| 190,94      | 416,75      | 0,00                  | 5,75                  | 0,00                    | -2397,28                |

### X.4.5. Ensemble des sollicitations pour chaque cas de séisme

Afin de calculer les sollicitations totales, il est nécessaire de prendre en considération la différence d'accélération entre le tablier et les éléments de la culée (y compris la poussée dynamique des terres). Leurs effets ne pouvant pas être sommés directement, la formule suivante est utilisée :

$$F_{tot} = \sqrt{(F_{in} + F_{ad})^2 + E^2}$$

Où :

- $F_{in}$  : actions inertielles
- $F_{ad}$  : poussée dynamique
- $E$  : action sismique

Le tableau ci-dessous présente l'ensemble des sollicitations pour chaque cas de séisme considéré :

Tableau X.8 – Sollicitations dues aux cas sismiques considérés

| Cas | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M$ (kN · m) |
|-----|----------|----------|--------------|
| 1   | 0,00     | 2251,97  | 6479,45      |
| 2   | 0,00     | 2169,00  | 6278,79      |
| 3   | 280,45   | 0,00     | 167,08       |

#### X.4.6. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'action à considérer sont les suivants :

$$C1 : P_{max} - F_h + 0,3 F_v$$

$$C2 : P_{min} - F_h - 0,3 F_v$$

$$C3 : P_{max} + F_v - 0,3 F_h$$

$$C4 : P_{min} - F_v - 0,3 F_h$$

Où :

- $P_{min}$  et  $P_{max}$  : sollicitations extrêmes résultant des combinaisons ( $G + 0,2 Q + 0,4 \Delta T$ )
- $F_h$  : sollicitations sous composante sismique horizontale
- $F_v$  : sollicitations sous composante sismique verticale

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons citées précédemment :

Tableau X.9 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELA (base de la semelle – culée)

| Sollicitations $R_{\min}$ et $R_{\max}$ |          |          |              |          |          |              |
|-----------------------------------------|----------|----------|--------------|----------|----------|--------------|
| Combinaison                             |          |          |              | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M$ (kN · m) |
| $G + 0,2(A(l) + S_t) + 0,4 \Delta T$    |          |          |              | 5877,20  | 57,36    | 4311,11      |
| $G + 0,2(B_c + S_t) + 0,4 \Delta T$     |          |          |              | 5903,21  | 71,43    | 4230,18      |
| $G + 0,2 M_c 120 + 0,4 \Delta T$        |          |          |              | 5924,20  | 41,43    | 4402,75      |
| $G + 0,2 D240 + 0,4 \Delta T$           |          |          |              | 6012,89  | 41,43    | 4402,75      |
| $R_{\min}$                              |          |          |              | 6012,89  | 71,43    | 4402,75      |
| $R_{\max}$                              |          |          |              | 5877,20  | 41,43    | 4230,18      |
| Sollicitations sous actions sismiques   |          |          |              |          |          |              |
| $F_h$                                   |          |          |              | $F_v$    |          |              |
| Cas                                     | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M$ (kN · m) | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M$ (kN)     |
| 1                                       | 0        | 2251,97  | 6479,45      | 280,45   | 0,00     | 167,08       |
| 2                                       | 0        | 2169,00  | 6278,79      |          |          |              |
| Combinaisons d'actions                  |          |          |              |          |          |              |
| Combinaison                             |          |          |              | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M$ (kN · m) |
| $P_{\max} - F_h + 0,3 F_v$              |          |          |              | 6097,03  | 2323,40  | -2026,57     |
| $P_{\min} - F_h - 0,3 F_v$              |          |          |              | 5793,06  | 2210,44  | -2098,73     |
| $P_{\max} + F_v - 0,3 F_h$              |          |          |              | 6293,34  | 747,02   | 2626,00      |
| $P_{\min} - F_v - 0,3 F_h$              |          |          |              | 5596,75  | 692,13   | 2179,47      |

Note : ces combinaisons seront utilisées pour la vérification de la stabilité.

## X.5. Vérification des pieux

### X.5.1. Réactions des pieux

Les réactions des pieux sont calculées pour chaque fil de pieux par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{M \cdot x_i}{\sum_{i=1}^3 x_i^2}$$

Où :

- $n$  : nombre de pieux
- $x_i$  : distance entre l'axe du pieu n°  $i$  et l'axe central de la semelle dans le sens longitudinal

#### X.5.1.1. Combinaisons à l'ELS

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions des pieux à l'ELS :

Tableau X.10 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELS (culée)

| Combinaison                         | $R_1$ (kN) | $R_2$ (kN) |
|-------------------------------------|------------|------------|
| $G + 0,6 \Delta T$                  | 1397,96    | 1153,91    |
| $G + 0,6 \Delta T + 1,2 Q$          | 1389,53    | 1227,62    |
| $G + 0,6 \Delta T + 1,2 A(l) + S_t$ | 1516,97    | 1374,75    |
| $G + 0,6 \Delta T + 1,2 B_c + S_t$  | 1498,02    | 1445,71    |
| $G + 0,6 \Delta T + M_c 120$        | 1579,79    | 1335,74    |
| $G + 0,6 \Delta T + D240$           | 1653,70    | 1409,65    |

#### X.5.1.2. Combinaisons à l'ELU

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions des pieux à l'ELU :

Tableau X.11 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELU (culée)

| Combinaison                                | $R_1$ (kN) | $R_2$ (kN) |
|--------------------------------------------|------------|------------|
| $1,35 G + 0,9 \Delta T$                    | 1886,24    | 1558,79    |
| $1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 Q$            | 1875,00    | 1657,07    |
| $1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (A(l) + S_t)$ | 2046,61    | 1854,93    |
| $1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (B_c + S_t)$  | 2021,35    | 1949,55    |
| $1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 M_c 120$     | 2131,71    | 1804,26    |
| $1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 D240$        | 2231,49    | 1904,04    |

#### X.5.1.3. Combinaisons à l'ELA

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions des pieux à l'ELA :

Tableau X.12 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELA (culée)

| Combinaison               | $R_1$ (kN) | $R_2$ (kN) |
|---------------------------|------------|------------|
| $P_{max} - F_h + 0,3 F_v$ | 828,53     | 1203,82    |
| $P_{min} - F_h - 0,3 F_v$ | 771,18     | 1159,84    |
| $P_{max} + F_v - 0,3 F_h$ | 1292,04    | 805,74     |
| $P_{min} - F_v - 0,3 F_h$ | 1134,59    | 730,99     |



### X.5.2. Non-poinçonnement

Pour la vérification du non-poinçonnement des pieux la condition suivante doit être vérifiée :

$$R_{max} < Q_P$$

Où  $Q_P$  représente la capacité des pieux à 10 m.

Le tableau ci-dessous résume la vérification du non-poinçonnement :

Tableau X.13 – Vérification de la condition de non-poinçonnement (culée)

| Etat limite | $R_{max}$ (kN) | $Q_P$ (kN) (culée 1) | $Q_P$ (kN) (culée 2) | Condition |
|-------------|----------------|----------------------|----------------------|-----------|
| ELS         | 1653,70        | 3029.27              | 3854.8               | Vérifiée  |
| ELU         | 2231,49        | 4333.95              | 5592.54              | Vérifiée  |
| ELA         | 1292,04        | 4767.99              | 6152.5               | Vérifiée  |

### X.6. Sollicitations à la base du mur de front sous actions statiques

Le but du calcul des sollicitations par rapport à ce niveau est de déterminer les sollicitations plus défavorables sur le mur de front.

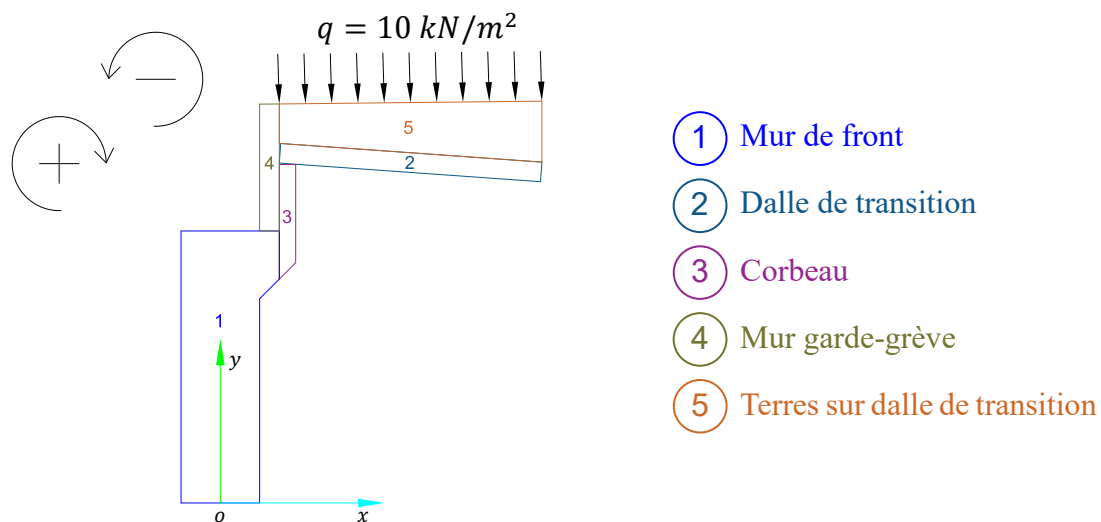


Figure X.2 – Éléments contribuant aux sollicitations à la base du mur de front

Le tableau ci-dessous présente les sollicitations à la base du mur de front :

Tableau X.14 – Sollicitations à la base du mur de front

| Efforts dus à la culée et aux remblais         |                |          |          |                    |                    |                      |                      |
|------------------------------------------------|----------------|----------|----------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| Désignation                                    | Sens du moment | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $I_{F_v}(x/o)$ (m) | $I_{F_h}(y/o)$ (m) | $M_{F_v/o}$ (kN · m) | $M_{F_h/o}$ (kN · m) |
| Mur de front                                   | (+)            | 1049,60  | -        | 0,04               | 2,16               | 39,36                | -                    |
| Dalle de transition                            | (+)            | 100,50   | -        | 1,03               | 5,17               | 103,01               | -                    |
| Corbeau                                        | (+)            | 69,05    | -        | 1,02               | 4,35               | 70,56                | -                    |
| Mur garde-grève                                | (+)            | 116,23   | -        | 0,75               | 5,12               | 87,17                | -                    |
| Poids des terres sur DDT                       | (+)            | 188,06   | -        | 1,025              | 5,17               | 192,76               | -                    |
| Poussée des terres                             | (-)            | -        | 748,88   | -                  | 2,03               | -                    | -1520,08             |
| Poussée de la surcharge sur remblai (10 kN/m²) | (-)            | -        | 136,65   | -                  | 3,04               | -                    | -416,05              |

| Efforts dus au tablier |                 |          |          |                    |                    |                      |                      |
|------------------------|-----------------|----------|----------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| Désignation            | Sens du moment  | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $I_{F_v}(x/o)$ (m) | $I_{F_h}(y/o)$ (m) | $M_{F_v/o}$ (kN · m) | $M_{F_h/o}$ (kN · m) |
| $R_G$                  | ( $\emptyset$ ) | 1949,62  | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{A(l)}$             | ( $\emptyset$ ) | 817,86   | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{B_c}$              | ( $\emptyset$ ) | 947,90   | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{M_c 120}$          | ( $\emptyset$ ) | 1090,99  | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{D240}$             | ( $\emptyset$ ) | 1534,43  | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{S_t}$              | ( $\emptyset$ ) | 38,10    | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $H_{r+f}$              | (-)             | -        | 33,03    | -                  | 4,15               | -                    | -137,13              |
| $H_T$                  | (-)             | -        | 21,02    | -                  | 4,15               | -                    | -87,27               |
| $H_{A(l)}$             | (-)             | -        | 79,66    | -                  | 4,15               | -                    | -330,78              |
| $H_{B_c}$              | (-)             | -        | 150,00   | -                  | 4,15               | -                    | -622,85              |

Avec : (+) moment stabilisant, (-) moment renversant, ( $\emptyset$ ) moment nul.

## X.7. Combinaisons d'actions à la base du mur de front

### X.7.1. Combinaisons à l'ELS

Les combinaisons d'actions retenues à l'ELS sont les suivantes :

$$\begin{aligned}
 C1 &: G + 0,6 \Delta T \\
 C2 &: G + 0,6 \Delta T + 1,2 Q \\
 C3 &: G + 0,6 \Delta T + 1,2 A(l) + S_t \\
 C4 &: G + 0,6 \Delta T + 1,2 B_c + S_t \\
 C5 &: G + 0,6 \Delta T + M_c 120 \\
 C6 &: G + 0,6 \Delta T + D240
 \end{aligned}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS :

Tableau X.15 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS (base du mur de front)

| Combinaison | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M_h$ (kN · m) | $M_v$ (kN · m) | $M_{tot}$ (kN · m) |
|-------------|----------|----------|----------------|----------------|--------------------|
| C1          | 3473,06  | 794,52   | -1709,58       | 492,86         | -1216,71           |
| C2          | 3473,06  | 958,49   | -2208,83       | 492,86         | -1715,97           |
| C3          | 4492,60  | 890,11   | -2106,51       | 492,86         | -1613,65           |
| C4          | 4648,64  | 974,519  | -2456,99       | 492,86         | -1964,13           |
| C5          | 4564,05  | 794,52   | -1709,58       | 492,86         | -1216,71           |
| C6          | 5007,49  | 794,52   | -1709,58       | 492,86         | -1216,71           |

### X.7.2. Combinaisons à l'ELU

À l'ELU, les combinaisons prises en compte sont les suivantes :

$$\begin{aligned}
 C1 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T \\
 C2 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 Q \\
 C3 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (A(l) + S_t) \\
 C4 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (B_c + S_t) \\
 C5 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 M_c 120 \\
 C6 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 D240
 \end{aligned}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU :

Tableau X.16 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU (base du mur de front)

| Combinaison | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M_h$ (kN · m) | $M_v$ (kN · m) | $M_{tot}$ (kN · m) |
|-------------|----------|----------|----------------|----------------|--------------------|
| C1          | 4688,63  | 1074,49  | -2315,78       | 665,37         | -1650,42           |
| C2          | 4688,63  | 1293,13  | -2981,46       | 665,37         | -2316,09           |
| C3          | 6058,17  | 1201,95  | -2845,03       | 665,37         | -2179,66           |
| C4          | 6266,23  | 1314,49  | -3312,33       | 665,37         | -2646,97           |
| C5          | 6161,46  | 1074,49  | -2315,78       | 665,37         | -1650,42           |
| C6          | 6760,11  | 1074,49  | -2315,78       | 665,37         | -1650,42           |

## X.8. Ferrailage des éléments de la culée

Note : Les sections d'armatures retenues sont les maximums entre les sections calculées par Expert BA et les sections minimales prescrites par le RPOA. Les notes de calcul du ferrailage sont présentées dans l'annexe 06.

### X.8.1. Mur de front

Le mur de front, étant considéré encasté à la semelle, est sollicité en flexion composée sous l'effet d'un effort normal de compression dû aux charges transmises par le tablier et d'un moment fléchissant à sa base résultant de la poussée des terres.

#### X.8.1.1. Combinaisons

##### X.8.1.1.1. Combinaisons à l'ELS

Le tableau ci-dessous présente les combinaisons à l'ELS :

Tableau X.17 – Moments et efforts tranchants maximaux à la base du mur de front à l'ELS

| Moment et effort normal correspondant           |                       |                   |
|-------------------------------------------------|-----------------------|-------------------|
| Combinaison                                     | $M_{max}$ (kN · m/ml) | $N_{cor}$ (kN/ml) |
| C4                                              | 245,52                | 581,08            |
| Effort tranchant et effort normal correspondant |                       |                   |
| Combinaison                                     | $V_{max}$ (kN/ml)     | $N_{cor}$ (kN/ml) |
| C4                                              | 121,81                | 581,08            |

##### X.8.1.1.2. Combinaisons à l'ELU

Le tableau ci-dessous présente les combinaisons à l'ELU :

Tableau X.18 – Moments et efforts tranchants maximaux à la base du mur de front à l'ELU

| Moment et effort normal correspondant           |                       |                   |
|-------------------------------------------------|-----------------------|-------------------|
| Combinaison                                     | $M_{max}$ (kN · m/ml) | $N_{cor}$ (kN/ml) |
| C4                                              | 330,87                | 783,28            |
| Effort tranchant et effort normal correspondant |                       |                   |
| Combinaison                                     | $V_{max}$ (kN/ml)     | $N_{cor}$ (kN/ml) |
| C4                                              | 164,31                | 783,28            |

### X.8.1.2. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait par le logiciel Expert BA en flexion composée en tenant compte d'une section  $1\text{ m} \times 1,20\text{ m}$ .

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage du mur de front :

Tableau X.19 – Ferrailage du mur de front

| Désignation                     | Section d'armatures ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | Choix des barres | $S_t$ (cm) |
|---------------------------------|-------------------------------------------------|------------------|------------|
| Principales (Transversales)     | 12                                              | HA16             | 15         |
| De construction (Transversales) | 4                                               | HA12             | 15         |
| Longitudinales                  | 3                                               | HA12             | 15         |

### X.8.2. Mur garde grève

Le mur garde-grève fonctionne comme une console verticale parfaitement encastree dans le chevet de la culée. Travaillant essentiellement en flexion simple du fait d'un effort normal vertical insignifiant, il subit un moment d'encastrement maximal à sa base provoqué par la poussée des terres reposant sur la dalle de transition (composantes statique et sismique) et par les actions horizontales de trafic (freinage et surcharges).

#### X.8.2.1. Sollicitations

##### X.8.2.1.1. Moment dû à la poussée des terres reposant sur la dalle de transition

La poussée des terres est calculée en situation statique en tenant compte uniquement des terres reposant sur la dalle de transition.

Le tableau ci-dessous résume le calcul du moment dû à la poussée des terres :

Tableau X.20 – Récapitulatif du calcul du moment dû à la poussée des terres

| $h$ (m) | $F_{as}$ (kN/ml) | $M_{as}$ (kN · m/ml) |
|---------|------------------|----------------------|
| 1,94    | 11,14            | 7,20                 |

##### X.8.2.1.2. Moment dû à la force d'une roue du système $B_c$

La force prise en compte dans le calcul est celle d'une roue du système de charge  $B_c$ , présentant la plus grande force ( $P = 60\text{ kN}$ ).

Le moment dû à la force  $P$  est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2 \mu \cdot P \cdot h}{0,25 + 2 h}$$

Où  $\mu$  représente le coefficient de pondération (sera pris en compte dans les combinaisons).

Le tableau ci-dessous résume le calcul du moment dû à la force d'une roue du système  $B_c$  :

Tableau X.21 – Récapitulatif du calcul du moment dû à la force d'une roue  $B_c$

| $h$ (m) | $P$ (kN) | $M_f/\mu$ (kN · m/ml) |
|---------|----------|-----------------------|
| 1,94    | 60       | 56,36                 |

### X.8.2.1.3. Moment dû à la poussée d'une surcharge locale derrière le mur

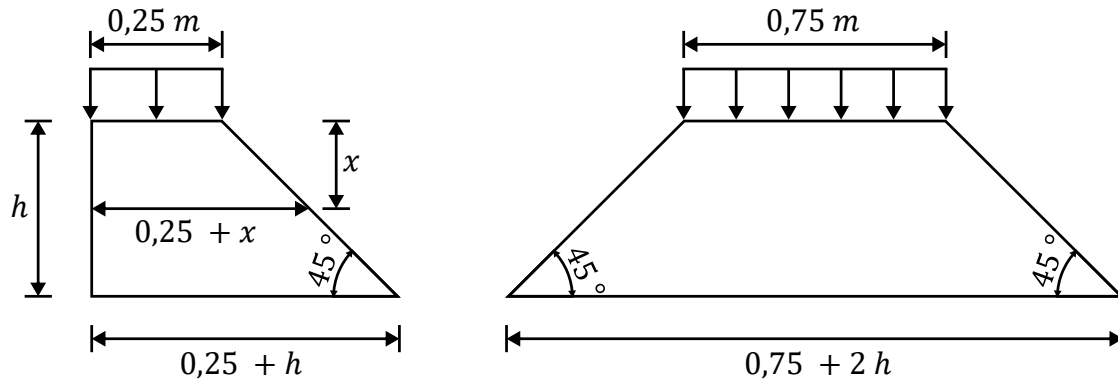


Figure X.3 - Poussée d'une surcharge locale derrière le mur

Le moment dû à la poussée d'une surcharge localisée à l'arrière du mur est donnée par l'expression suivante :

$$M_P = \frac{12 K}{0,75 + 2 h} \int_0^h \frac{h - x}{0,25 + x} dx$$

Où  $K$  est un coefficient multiplicatif donné par  $K = K_{as} \cdot b_c \cdot \delta_{bc} \cdot \mu$  (le coefficient de pondération  $\mu$  sera pris en compte dans les combinaisons).

En simplifiant la formule :

$$\begin{aligned} M_P/K &= \frac{12}{0,75 + 2 h} \int_0^h \frac{(h + 0,25) - (0,25 + x)}{0,25 + x} dx \\ \rightarrow M_P/K &= \frac{12}{0,75 + 2 h} \int_0^h \left( \frac{h + 0,25}{0,25 + x} - 1 \right) dx \\ \rightarrow M_P/K &= \frac{12}{0,75 + 2 h} \cdot [(h + 0,25) \cdot \ln(0,25 + x) - x]_0^h \end{aligned}$$

En appliquant les bornes de 0 à  $h$  :

$$M_P/K = \frac{12}{0,75 + 2 h} \cdot \left( (h + 0,25) \cdot \ln\left(\frac{0,25 + h}{0,25}\right) - h \right)$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul du moment dû à la surcharge localisée :

Tableau X.22 – Récapitulatif du calcul du moment dû à la surcharge localisée

| $K_{as}$ | $b_c$ | $\delta$ | $K$  | $M_P/K$ (kN · m/ml) | $M_P$ (kN · m/ml) |
|----------|-------|----------|------|---------------------|-------------------|
| 0,33     | 1,00  | 1,09     | 0,36 | 71,42               | 25,70             |

### X.8.2.2. Combinaisons

#### X.8.2.2.1. Combinaisons à l'ELS

La combinaison prise en considération à l'ELS est la suivante :

$$M_{ser} = M_G + 1,20 M_Q$$

Application numérique

$$M_{ser} = 7,20 + 1,20 (56,36 + 25,70) = 105,67 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

**X.8.2.2.2. Combinaisons à l'ELU**

La combinaison prise en considération à l'ELU est la suivante :

$$M_{ult} = 1,35 M_G + 1,60 M_Q$$

Application numérique

$$M_{ult} = 1,35 \times 7,20 + 1,60 (56,36 + 25,70) = 141,01 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

**X.8.2.3. Ferrailage**

Les valeurs des moments au états limites sont introduites dans le logiciel Expert BA, en mode de flexion simple, sur une section de  $1 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}$ .

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage du mur garde-grève :

Tableau X.23 – Ferrailage du mur garde-grève

| Désignation                        | Section d'armatures<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | Choix des<br>barres | $S_t$ (cm) |
|------------------------------------|----------------------------------------------------|---------------------|------------|
| Principales (Transversales)        | 19,50                                              | HA20                | 15         |
| De construction<br>(Transversales) | 6,50                                               | HA12                | 15         |
| Longitudinales                     | 4,88                                               | HA12                | 15         |

**X.8.3. Mur en retour****X.8.3.1. Sollicitations**

Le mur est chargé latéralement par les charges surfaciques de poussée, principalement la poussée des terres et la poussée induite par les surcharges. Verticalement, il est soumis à son poids propre, au complément des charges permanentes appliquées sur une bande de  $0,60 \text{ m}$  de largeur, ainsi qu'aux surcharges de trottoir agissant sur cette même bande.

**X.8.3.2. Combinaisons**

Le calcul du ferrailage est effectué à l'ELS, les combinaisons retenues sont :

$$C1 : G + 1,2 Q$$

$$C2 : G + S_t$$

**X.8.3.3. Modélisation**

Le mur en retour est modélisé dans le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis par un panneau encastré à sa base afin de simuler sa liaison avec la semelle. Il est également encastré sur une hauteur égale à celle du mur de front pour représenter la continuité entre les deux éléments, et doublement appuyé sur une hauteur correspondant à celle du mur garde-grève afin de reproduire la liaison avec ce dernier.

Les chargements et les combinaisons sont introduites dans le logiciel afin de repérer les moment  $M_{xx}$  et  $M_{yy}$  dans les zones critiques du mur.

Les résultats de l'analyse sont présentées dans la figure ci-après.

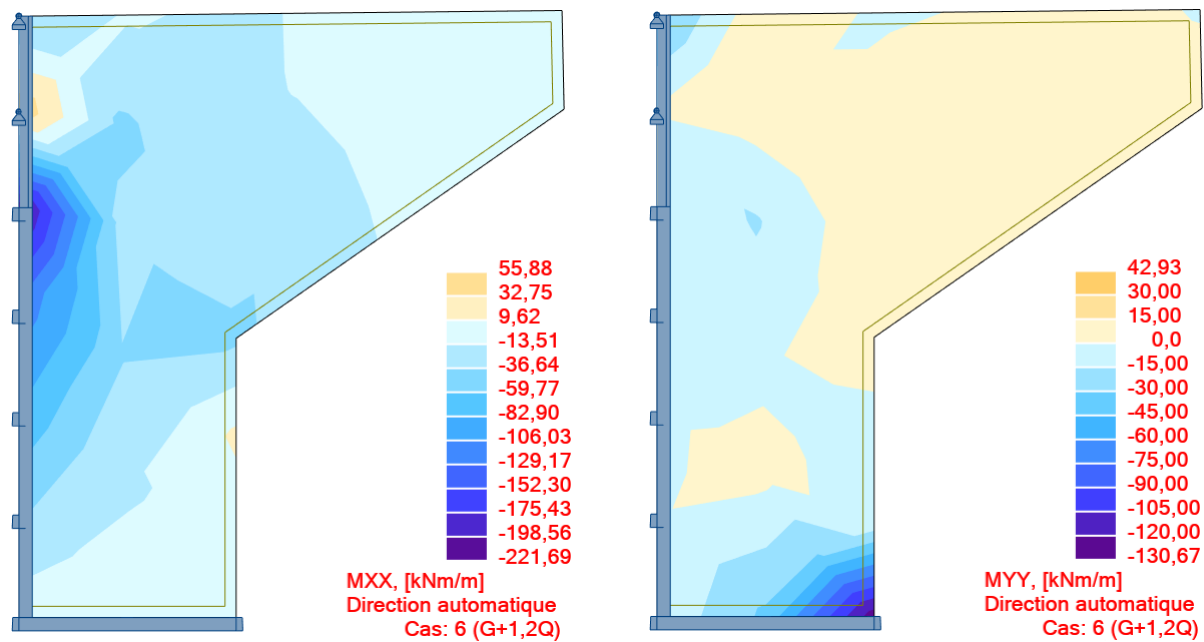


Figure X.4 – Cartographies des moments dans le mur en retour sous la combinaison (G + 1,2 Q)

Les résultats de la modélisation permettent d'identifier les moments nécessaires pour le calcul du ferrailage (combinaison G + 1,2 Q) :

$$M_{xx} = 221,69 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{yy} = 130,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### X.8.3.4. Ferrailage

Le calcul des sections d'armatures est effectué dans les deux zones critiques en flexion simple, en considérant une section du béton de  $1,00 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}$ .

Le pourcentage géométrique global d'armatures  $\rho_g$  est compris entre 0,5 % et 3 % (en considérant le mur comme pièce fléchie). Les armatures dans la zone tendue doivent présenter un rapport (pourcentage)  $0,15 \% \leq \rho_g \leq 1,5 \%$ .

$$A_s + A'_s \geq 30 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_s \geq 9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dans la direction perpendiculaire à celle du moment principal (armatures horizontales pour le moment  $M_{yy}$  et armatures verticales pour le moment  $M_{xx}$ ), des sections d'armatures minimales de construction sont adoptées.

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage du mur en retour :

Tableau X.24 – Ferrailage du mur en retour

| Moment   | Sens                   | Notation   | Section d'armatures ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | Choix des barres | $S_t$ (cm) |
|----------|------------------------|------------|-------------------------------------------------|------------------|------------|
| $M_{xx}$ | Horizontal (Intérieur) | $A_{s1}$   | 17,70                                           | HA20             | 15         |
|          | Vertical (Extérieur)   | $A_{s1}^*$ | 3,40                                            | HA12             | 15         |

| Moment   | Sens                      | Notation   | Section d'armatures<br>( $cm^2/ml$ ) | Choix des<br>barres | $S_t$ (cm) |
|----------|---------------------------|------------|--------------------------------------|---------------------|------------|
| $M_{yy}$ | Vertical<br>(Intérieur)   | $A_{s2}$   | 10,20                                | HA14                | 15         |
|          | Horizontal<br>(Extérieur) | $A_{s2}^*$ | 5,90                                 | HA12                | 15         |

#### X.8.4. Dalle de transition

En réalité, la dalle de transition repose sur un support élastique constitué par le sol sur l'ensemble de sa sous-face. Toutefois, pour simplifier l'analyse et se placer dans un cas sécuritaire, son comportement est assimilé à celui d'une dalle rectangulaire simplement appuyée travaillant en flexion simple.

##### X.8.4.1. Sollicitations

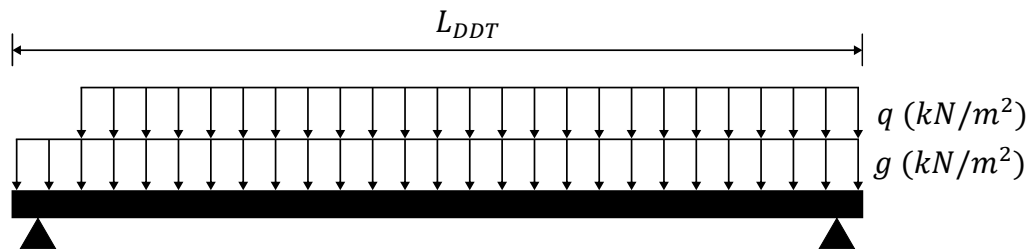


Figure X.5 – Forces agissant sur la dalle de transition

$$g = \sum_{i=1}^3 g_i ; \quad g_i = \gamma_i \cdot e_i ; \quad q = 10 \text{ kN/m}^2$$

Les moments  $M_i$  ( $kN \cdot m/ml$ ) et les efforts tranchant ( $kN/ml$ ) sont donnés par :

$$M_i = \frac{g_i \cdot L_{DDT}^2}{8} ; \quad V_i = \frac{g_i \cdot L_{DDT}}{2}$$

##### X.8.4.1.1. Poids propre

$$g_1 = 25 \times 0,30 = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

$$M_1 = \frac{7,50 \times 4^2}{8} = 15,00 \text{ kN} \cdot m/ml ; \quad V_1 = \frac{7,50 \times 4}{2} = 15,00 \text{ kN/ml}$$

##### X.8.4.1.2. Remblai

$$g_2 = 18 \times 0,77 = 13,80 \text{ kN/m}^2$$

$$M_2 = \frac{13,80 \times 4^2}{8} = 27,61 \text{ kN} \cdot m/ml ; \quad V_2 = \frac{13,80 \times 4}{2} = 27,61 \text{ kN/ml}$$

##### X.8.4.1.3. Revêtement

$$g_3 = 24 \times 0,08 = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

$$M_3 = \frac{1,92 \times 4^2}{8} = 3,84 \text{ kN} \cdot m/ml ; \quad V_3 = \frac{1,92 \times 4}{2} = 3,84 \text{ kN/ml}$$



**X.8.4.1.4. Surcharge**

$$q = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

$$M_q = \frac{10,00 \times 4^2}{8} = 20,00 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

$$V_q = \frac{10,00 \times 4}{2} = 20,00 \text{ kN/ml}$$

**X.8.4.1.5. Récapitulatif**

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations :

Tableau X.25 – Sollicitations dues aux charges agissant sur la dalle de transition

| Charges permanentes    |                               |                                      |                       |
|------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|-----------------------|
| Type de charge         | $g_i \text{ (kN/m}^2\text{)}$ | $M_i \text{ (kN} \cdot \text{m/ml)}$ | $V_i \text{ (kN/ml)}$ |
| Poids propre           | 7,50                          | 15,00                                | 15,00                 |
| Remblai                | 13,80                         | 27,61                                | 27,61                 |
| Revêtement             | 1,92                          | 3,84                                 | 3,84                  |
| Somme                  | 23,22                         | 46,45                                | 46,45                 |
| Charges d'exploitation |                               |                                      |                       |
| Type de charge         | $q \text{ (kN/m}^2\text{)}$   | $M_q \text{ (kN} \cdot \text{m/ml)}$ | $V_q \text{ (kN/ml)}$ |
| Surcharge              | 10,00                         | 20,00                                | 20,00                 |

**X.8.4.2. Combinaisons****X.8.4.2.1. Combinaisons à l'ELS**

Les combinaisons suivantes sont retenues :

$$M_{ser} = M_G + 1,2 M_Q \quad ; \quad V_{ser} = V_G + 1,2 V_Q$$

Application numérique

$$M_{ser} = (15 + 27,61 + 3,84) + 1,2 \times 20 = 70,45 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

$$V_{ser} = (15 + 27,61 + 3,84) + 1,2 \times 20 = 70,45 \text{ kN/ml}$$

**X.8.4.2.2. Combinaisons à l'ELU**

Les combinaisons suivantes sont retenues :

$$M_{ult} = 1,35 M_G + 1,6 M_Q \quad ; \quad V_{ult} = 1,35 V_G + 1,6 V_Q$$

Application numérique

$$M_{ult} = 1,35(15 + 27,61 + 3,84) + 1,6 \times 20 = 94,71 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

$$V_{ult} = 1,35(15 + 27,61 + 3,84) + 1,6 \times 20 = 94,71 \text{ kN/ml}$$

**X.8.4.3. Ferrailage**

Le calcul de la section d'armatures se fait à l'aide de logiciel Expert BA en flexion simple, en tenant compte une section du béton de  $1 \text{ m} \times 0,3 \text{ m}$ .

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage de la dalle de transition :

Tableau X.26 – Ferrailage de la dalle de transition

| Désignation                     | Section d'armatures<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | Choix des<br>barres | $S_t$ (cm) |
|---------------------------------|----------------------------------------------------|---------------------|------------|
| Principales (Transversales)     | 12,60                                              | HA16                | 15         |
| De construction (Transversales) | 4,20                                               | HA12                | 15         |
| Longitudinales                  | 3,15                                               | HA12                | 15         |

### X.8.5. Corbeau

Le corbeau sert d'appui d'extrémité à la dalle de transition et reprend les efforts qu'elle lui transmet. Le corbeau est supposée travailler principalement en compression simple.

#### X.8.5.1. Sollicitations

##### X.8.5.1.1. Réaction due aux charges permanentes

La réaction due aux charges permanentes est donnée par l'expression suivante :

$$R_G = \frac{g \cdot L_{DDT}}{2}$$

Application numérique

$$R_G = \frac{23,22 \times 4}{2} = 46,45 \text{ kN/ml}$$

##### X.8.5.1.2. Réaction due aux surcharges sur remblai

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par l'expression suivante :

$$R_Q = \frac{q \cdot L_{DDT}}{2}$$

Application numérique

$$R_Q = \frac{10,00 \times 4}{2} = 20,00 \text{ kN/ml}$$

### X.8.5.2. Combinaisons

#### X.8.5.2.1. Combinaisons à l'ELS

La combinaison suivante est retenue :

$$R_{ser} = R_G + 1,2 R_Q$$

Application numérique

$$R_{ser} = 46,45 + 1,2 \times 20 = 70,45 \text{ kN/ml}$$

#### X.8.5.2.2. Combinaisons à l'ELU

La combinaison suivante est retenue :

$$R_{ult} = 1,35 R_G + 1,6 R_Q$$

Application numérique

$$R_{ult} = 1,35 \times 46,45 + 1,6 \times 20 = 94,71 \text{ kN/ml}$$

**X.8.5.3. Ferrailage**

La section du béton prise dans le calcul est  $1 \text{ m} \times 0,25 \text{ m}$ . Le ferrailage transversal retenu est identique à celui du mur garde-grève afin d'assurer la continuité des armatures entre les deux éléments.

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage du corbeau :

Tableau X.27 – Ferrailage du corbeau

| Désignation                 | Section d'armatures<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | Choix des<br>barres | $S_t$ (cm) |
|-----------------------------|----------------------------------------------------|---------------------|------------|
| Principales (Transversales) | 10                                                 | HA14                | 15         |
| Longitudinales              | 3,33                                               | HA12                | 15         |

**X.8.6. Semelle****X.8.6.1. Sollicitations**

La méthode utilisée pour le calcul des efforts sollicitant la semelle est la méthode de console.

La semelle est assimilée à une console encastrée à une distance égale à  $b/4$  du parement du mur de front. Les réactions transmises par les pieux engendrent des moments à l'encastrement de cette console. En raison de la position centrale du mur de front, la géométrie et les sollicitations présentent une symétrie parfaite de part et d'autre de celui-ci ; l'étude peut donc être menée sur un seul côté.

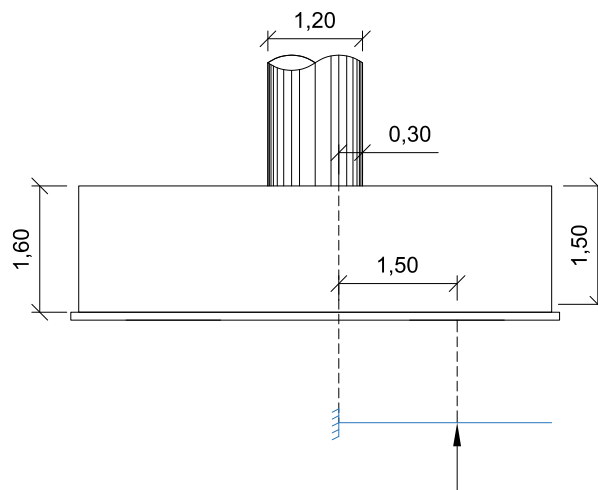


Figure X.6 – Méthode de console

Le tableau ci-dessous résume le calcul du moment de flexion au niveau de l'encastrement :

Tableau X.28 – Récapitulatif du calcul du moment de flexion au niveau de l'encastrement

| Etat limite | $R_i$ (kN) | $x_i$ (m) | $M$ (kN · m/ml) |
|-------------|------------|-----------|-----------------|
| ELS         | 4961,10    | 1,50      | 808,88          |
| ELA         | 3611,45    | 1,50      | 588,82          |

### X.8.6.2. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait par le logiciel Expert BA en utilisant une section du béton de  $1\text{ m} \times 1,6\text{ m}$ .

La semelle étant sollicitée en flexion simple, son ferrailage est dimensionné en conséquence. Les sections d'armatures retenues doivent toutefois respecter les exigences du RPOA relatives au pourcentage géométrique d'armatures.

$$A_s \geq 24\text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A'_s \geq 16\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage de la semelle :

Tableau X.29 – Ferrailage de la semelle

| Désignation                     | Section d'armatures<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | Choix des<br>barres | $S_t$ (cm) |
|---------------------------------|----------------------------------------------------|---------------------|------------|
| Principales (Transversales)     | 24                                                 | HA25                | 15         |
| De construction (Transversales) | 16                                                 | HA20                | 15         |
| Longitudinales inférieures      | 24                                                 | HA25                | 15         |
| Longitudinales supérieures      | 16                                                 | HA20                | 15         |

### X.8.7. Pieux

Lorsqu'un pieu est soumis à un effort horizontal en tête, le sol exerce une réaction latérale. Le pieu est assimilé à une poutre semi-infinie reposant sur un sol élastique.

#### X.8.7.1. Sollicitations

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de l'effort tranchant en tête du pieu :

Tableau X.30 – Effort tranchant en tête du pieu

| Etat limite | $\bar{H}$ (kN) |
|-------------|----------------|
| ELS         | 241,14         |
| ELU         | 325,28         |
| ELA         | 387,23         |

La méthode de Warner permet de déterminer le moment fléchissant à n'importe quelle profondeur  $z$  :

$$M(z) = \chi_{\theta M} \cdot \bar{M} + \frac{\chi_{\theta P}}{\lambda} \cdot \bar{H}$$

Où :

- $\bar{M}$  : moment en tête du pieu
- $\lambda$  : coefficient d'amortissement  $\lambda = \frac{1}{\alpha}$  avec  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4 E \cdot I}{C_u \cdot b}}$
- $C_u$  : module de réaction du sol  $C_u = 30\text{ MN}/\text{m}^3$
- $b$  : diamètre du pieu  $b = 1,2\text{ m}$
- $\chi_{\theta M}$  et  $\chi_{\theta P}$  : coefficients lus sur les abaques de Warner

En tête du pieu, le moment  $M(z) = 0$ , d'où :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \cdot \frac{\bar{H}}{\lambda}$$

Les coefficients  $\chi_{\theta P}$  et  $\chi_{\theta M}$  peuvent être déterminés par interpolation, en utilisant les valeurs du tableau suivant :

Tableau X.31 – Coefficients  $\chi_{\theta P}$  et  $\chi_{\theta M}$  en fonction de  $\lambda \cdot l$

| $\lambda \cdot l$ | 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 |

Le tableau ci-dessous résume le calcul du moment en tête du pieu :

Tableau X.32 – Récapitulatif du calcul du moment en tête du pieu

| Paramètres                                                |                        |                   |                   |                   |
|-----------------------------------------------------------|------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| $\lambda$                                                 | $L_{\text{pieu}}(m)$   | $\lambda \cdot l$ | $\chi_{\theta P}$ | $\chi_{\theta M}$ |
| 0,228                                                     | 10                     | 2,28              | 1,30              | 1,58              |
| Moment $\bar{M}$ et effort normal correspondant $N_{cor}$ |                        |                   |                   |                   |
| Etat limite                                               | $\bar{M} (kN \cdot m)$ |                   | $N_{cor} (kN)$    |                   |
| ELS                                                       | -869,71                |                   | 1227,62           |                   |
| ELU                                                       | -1173,17               |                   | 1657,07           |                   |
| ELA                                                       | -1397,40               |                   | 828,53            |                   |

#### X.8.7.2. Ferrailage

Le ferrailage est calculé par le logiciel Expert BA en flexion déviée composée (il n'y a pas option de flexion composée pour section circulaire) en utilisant une section circulaire de diamètre  $\phi = 1,2 m$  et en appliquant la disposition sismique.

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage du pieu :

Tableau X.33 - Ferrailage des pieux - culée

| Désignation                   | Section d'armatures<br>( $cm^2/ml$ ) | Choix des<br>barres | $S_t (cm)$ |
|-------------------------------|--------------------------------------|---------------------|------------|
| Longitudinales                | 113,10                               | 24HA25              | -          |
| Transversales (Zone courante) | -                                    | HA16                | 20         |
| Transversales (zone critique) | -                                    | HA16                | 10         |

#### X.9. Conclusion

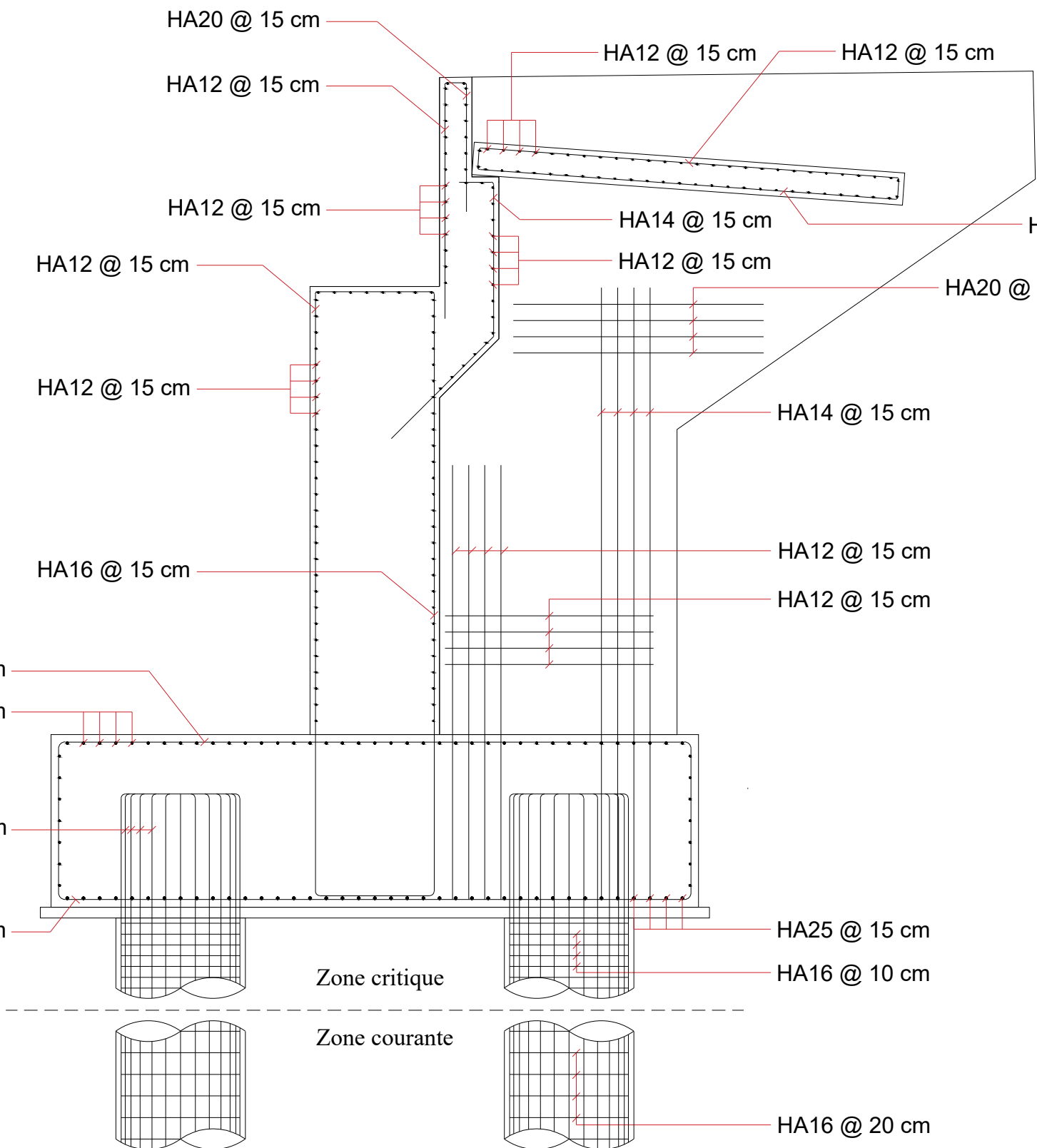
L'étude de la culée a permis de vérifier sa stabilité au glissement et au renversement, ainsi que de vérifier la stabilité des pieux au soulèvement et au renversement. Le dimensionnement de l'ensemble des éléments constitutifs a été effectué conformément aux prescriptions réglementaires.

Outre les deux culées, l'ouvrage comporte également deux piles, dont l'étude sera présentée dans le chapitre suivant.

# Ferrailage des éléments de la culée

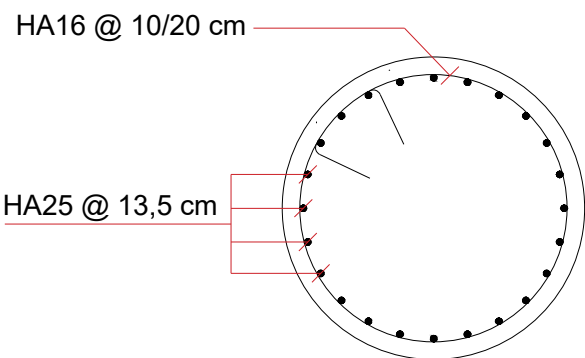
ECH : 1/50

ECH : 1/50



COUPE TRANSVERSALE DES PIEUX  
ECH : 1/30

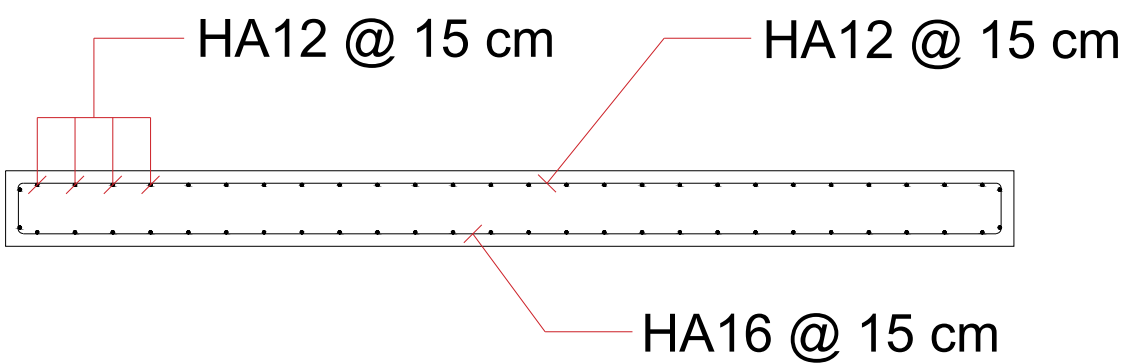
ECH : 1/3



COUPE TRANSVERSALE DE LA DDT

ECH : 1/30

ECH : 1/30



---

# **Chapitre XI. Etude de la pile**

---



### XI.1. Introduction

La pile joue un rôle principal dans l'ouvrage. Elle sert de support au tablier et transmet les charges et surcharges qu'il reçoit vers les fondations. Compte tenu du franchissement d'une autoroute, le choix du type de pile doit répondre aux exigences structurales, fonctionnelles et constructives. Pour le présent projet, les piles sont constituées de deux voiles à section ellipsoïdale reliés par un chevêtre.

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des efforts repris par les piles ainsi qu'au dimensionnement de leurs différents éléments, en vue de vérifier leur résistance.

### XI.2. Sollicitations en pied de pile sous actions statiques

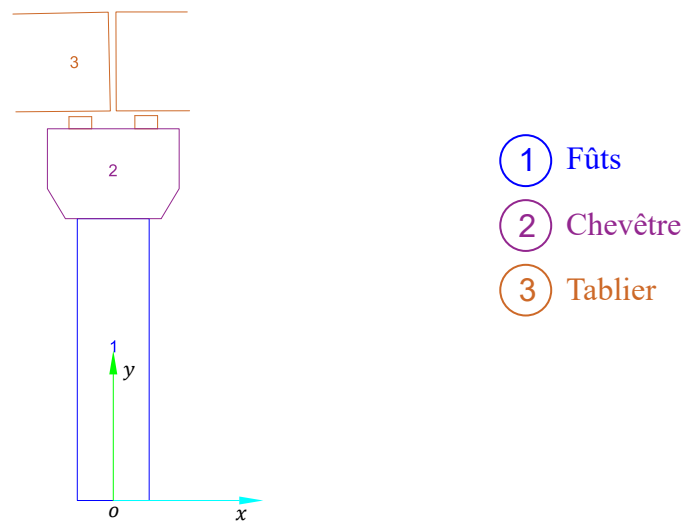


Figure XI.1 – Éléments contribuant aux sollicitations en pied de pile

Le tableau ci-dessous présente les sollicitations en pied de pile :

Tableau XI.1 – Sollicitations en pied de pile

| Efforts dus à la culée et aux remblais |          |          |                    |                    |                      |                      |
|----------------------------------------|----------|----------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| Désignation                            | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $I_{F_v(x/o)}$ (m) | $I_{F_h(y/o)}$ (m) | $M_{F_v/o}$ (kN · m) | $M_{F_h/o}$ (kN · m) |
| Fûts                                   | 265,78   | -        | 0,00               | 2,35               | 0,00                 | -                    |
| Chevêtre                               | 630,00   | -        | 0,00               | 5,48               | 0,00                 | -                    |
| Efforts dus au tablier                 |          |          |                    |                    |                      |                      |
| Désignation                            | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $I_{F_v(x/o)}$ (m) | $I_{F_h(y/o)}$ (m) | $M_{F_v/o}$ (kN · m) | $M_{F_h/o}$ (kN · m) |
| $R_G$                                  | 3899,24  | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{A(l)}$                             | 1101,74  | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{B_c}$                              | 1076,29  | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{Mc\ 120}$                          | 1169,63  | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{D240}$                             | 1996,72  | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $R_{S_f}$                              | 76,20    | -        | 0,00               | -                  | 0,00                 | -                    |
| $H_{r+f}$                              | -        | 66,05    | -                  | 7,80               | -                    | 515,20               |
| $H_T$                                  | -        | 42,03    | -                  | 7,80               | -                    | 327,86               |
| $H_{A(l)}$                             | -        | 79,66    | -                  | 7,80               | -                    | 407,92               |
| $H_{B_c}$                              | -        | 150,00   | -                  | 7,80               | -                    | 1170,00              |

### XI.3. Combinaisons des actions statiques en pied de pile

#### XI.3.1. Combinaisons à l'ELS

Les combinaisons d'actions retenues sont les suivantes :

$$C1 : G + 0,6 \Delta T$$

$$C2 : G + 0,6 \Delta T + 1,2 A(l) + S_t$$

$$C3 : G + 0,6 \Delta T + 1,2 B_c + S_t$$

$$C4 : G + 0,6 \Delta T + M_c 120$$

$$C5 : G + 0,6 \Delta T + D240$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS :

Tableau XI.2 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS (pied de pile)

| Combinaison | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M_h$ (kN · m) | $M_v$ (kN · m) | $M_{tot}$ (kN · m) |
|-------------|----------|----------|----------------|----------------|--------------------|
| C1          | 4795,02  | 91,27    | 565,88         | 0,00           | 565,88             |
| C2          | 6193,30  | 154,03   | 954,97         | 0,00           | 954,97             |
| C3          | 6162,77  | 271,27   | 1681,88        | 0,00           | 1681,88            |
| C4          | 5964,65  | 91,27    | 565,88         | 0,00           | 565,88             |
| C5          | 6791,74  | 91,27    | 565,88         | 0,00           | 565,88             |

#### XI.3.2. Combinaisons à l'ELU

Les combinaisons à l'ELU sont :

$$C1 : 1,35 G + 0,9 \Delta T$$

$$C3 : 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (A(l) + S_t)$$

$$C4 : 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (B_c + S_t)$$

$$C5 : 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 M_c 120$$

$$C6 : 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 D240$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU :

Tableau XI.3 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU (pied de pile)

| Combinaison | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M_h$ (kN · m) | $M_v$ (kN · m) | $M_{tot}$ (kN · m) |
|-------------|----------|----------|----------------|----------------|--------------------|
| C1          | 6473,27  | 127,00   | 787,39         | 0,00           | 787,39             |
| C2          | 8357,97  | 210,67   | 1306,18        | 0,00           | 1306,18            |
| C3          | 8317,26  | 367,00   | 2275,39        | 0,00           | 2275,39            |
| C4          | 8052,27  | 127,00   | 787,39         | 0,00           | 787,39             |
| C5          | 9168,85  | 127,00   | 787,39         | 0,00           | 787,39             |

### XI.4. Combinaisons des actions sismiques en pied de pile

#### XI.4.1. Actions sismiques provenant du tablier

Les efforts sismiques au niveau de la liaison entre le tablier et la tête de la pile sont déterminés dans le chapitre consacré à l'étude sismique. Les efforts sismiques transmis par le tablier à la tête de la pile sont les suivants :

$$N_1 = E_3 = 378,52 \text{ kN}$$

$$H_{x,1} = E_1 = 781,68 \text{ kN}$$

$$H_{y,1} = E_2 = 858,56 \text{ kN}$$

Les moments  $M_{x,1}$  et  $M_{y,1}$ , calculés en pied de la pile, sont donnés par les relations suivantes :

$$M_{x,1} = H_{x,1} \cdot L \quad ; \quad M_{y,1} = H_{y,1} \cdot L$$

Où  $L$  est la hauteur de la pile (fûts + cheville).

#### Application numérique

$$M_{x,1} = 781,68 \times 6,2 = 4846,44 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{y,1} = 858,56 \times 6,2 = 5323,08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Les réactions d'appui sous charges permanentes sont déterminées par les combinaisons sismiques du RPOA. Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions d'appui sous charges permanentes :

Tableau XI.4 – Réactions d'appui sous charges permanentes en pied de la pile

| Effort                            | $R_{max} \text{ (kN)}$ | $R_{min} \text{ (kN)}$ |
|-----------------------------------|------------------------|------------------------|
| $N \text{ (kN)}$                  | 4298,58                | 4129,74                |
| $H \text{ (kN)}$                  | 112,86                 | 93,32                  |
| $M_x \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ | 699,76                 | 578,61                 |

#### **XI.4.2. Actions sismiques provenant de la mise en mouvement de l'appui**

Les trois composantes du séisme seront prises en considération (longitudinale, transversale et verticale).

La section équivalente, notée  $S$ , sera utilisée dans le calcul de la période propre de la pile. Elle est donnée par l'expression suivante :

$$S = \frac{G_{pile}}{\gamma_b \cdot L}$$

Où :

- $G_{pile}$  : poids total de la pile (fûts + cheville)  $G_{pile} = 895,78 \text{ kN}$
- $L$  : hauteur de la pile (fûts + cheville)  $L = 6,20 \text{ m}$

#### Application numérique

$$S = \frac{895,78}{25 \times 6,20} = 5,78 \text{ m}^2$$

##### **XI.4.2.1. Composante longitudinale**

La période propre de la pile est définie par la relation suivante :

$$T = 1,784 \sqrt{\frac{\rho_b \cdot S \cdot L^4}{E \cdot I}}$$

Où :

- $\rho_b$  : masse volumique  $\rho_b = 2500 \text{ kg/m}^3$
- $S$  : section équivalente de la pile
- $I$  : inertie longitudinale de la pile  $I = 0,2036 \text{ m}^4$

L'accélération spectrale correspondante peut être déterminée à partir du spectre de réponse élastique.

La charge statique équivalente est donnée par la formule suivante :

$$p = S_{ae} \cdot \rho_b \cdot S$$

Les sollicitations longitudinales sont calculées par :

$$H_{x,2} = p \cdot L \quad ; \quad M_{x,2} = \frac{p \cdot L^2}{2}$$

Application numérique

$$T = 1,784 \sqrt{\frac{2500 \times 5,78 \times 6,20^4}{33000 \times 10^6 \times 0,2036}} = 0,101 \text{ s}$$

$$S_{ae}(0,101) = 0,12 \times 9,81 \times 1,1 \left( 1 + \frac{0,101}{0,15} (2,5 - 1) \right) = 2,60 \text{ m/s}^2$$

$$p = 2,60 \times 2500 \times 5,78 \times 10^{-3} = 37,52 \text{ kN/ml}$$

$$H_{x,2} = 37,52 \times 6,20 = 232,65 \text{ kN} \quad ; \quad M_{x,2} = \frac{37,52 \times 6,20^2}{2} = 721,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### **XI.4.2.2. Composante transversale**

La période propre est déterminée à partir de la relation utilisée pour la composante longitudinale, en remplaçant la valeur de l'inertie par l'inertie transversale ( $I = 13,23 \text{ m}^4$ ).

La charge statique équivalente est donnée par la même formule mentionnée précédemment. Les sollicitations transversales sont calculées par :

$$H_{y,2} = p \cdot L \quad ; \quad M_{y,2} = \frac{p \cdot L^2}{2}$$

Application numérique

$$T = 1,784 \sqrt{\frac{2500 \times 5,78 \times 6,20^4}{33000 \times 10^6 \times 13,23}} = 0,012 \text{ s}$$

$$S_{ae}(0,012) = 0,12 \times 9,81 \times 1,1 \left( 1 + \frac{0,012}{0,15} (2,5 - 1) \right) = 1,46 \text{ m/s}^2$$

$$p = 1,46 \times 2500 \times 5,78 \times 10^{-3} = 21,04 \text{ kN/ml}$$

$$H_{y,2} = 21,04 \times 6,20 = 130,47 \text{ kN} \quad ; \quad M_{y,2} = \frac{21,04 \times 6,20^2}{2} = 404,44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### XI.4.2.3. Composante verticale

La pile étant très raide vis-à-vis des efforts normaux, la partie maximale du spectre est retenue :

$$S_{ae}^V(T) = 2,5 \alpha \cdot A \cdot g \cdot \eta$$

Avec  $\alpha$  égal à :

- 0,70 pour zones sismiques I, Iia et Iib
- 1,00 pour zones sismiques III

#### Application numérique

$$S_{ae}^V = 2,5 \times 0,7 \times 0,12 \times 9,81 = 2,06 \text{ s}$$

L'action verticale est déterminée par la relation suivante :

$$N_2 = m_{pile} \cdot S_{ae}^V$$

#### Application numérique

$$N_2 = 91344,35 \times 2,06 \times 10^{-3} = 188,18 \text{ kN}$$

### XI.4.3. Récapitulatif des actions sismiques

Le tableau ci-dessous présente les efforts sismiques en pied de pile :

Tableau XI.5 – Sollicitations dues aux actions sismiques en pied de pile

| Désignation | $N$<br>(kN) | $H_x$<br>(kN) | $H_y$<br>(kN) | $I_{F_v(x/o)}$<br>(m) | $I_{F_h(y/o)}$<br>(m) | $M_{F_v/o}$<br>(kN · m) | $M_{F_{hx}/o}$<br>(kN · m) | $M_{F_{hy}/o}$<br>(m) |
|-------------|-------------|---------------|---------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|----------------------------|-----------------------|
| Tablier     | 378,52      | 781,68        | 858,56        | 0,00                  | 6,20                  | 0,00                    | 4846,44                    | 5323,08               |
| Pile        | 188,18      | 232,65        | 130,47        | 0,00                  | 3,10                  | 0,00                    | 721,22                     | 404,44                |

### XI.4.4. Cumul des actions

Pour cumuler les efforts venant du tablier et ceux venant de la pile, les expressions suivantes sont utilisées :

$$N_{tot} = \sqrt{N_1 + N_2} \quad ; \quad H_{i,tot} = \sqrt{H_{i,1} + H_{i,2}} \quad ; \quad M_{i,tot} = \sqrt{M_{i,1} + M_{i,2}}$$

Où  $i$  est la direction ( $x$  ou  $y$ ).

Le tableau ci-dessous résume le calcul des actions cumulées :

Tableau XI.6 – Actions sismiques dues au tablier et à la mise en mouvement de l'appui

| $N_1$ (kN)     |                  |                  | $N_2$ (kN)       |                  |
|----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| 378,52         |                  |                  | 188,18           |                  |
| $H_{x,1}$ (kN) |                  | $H_{x,2}$ (kN)   | $M_{x,1}$ (kN)   | $M_{x,2}$ (kN)   |
| 781,68         |                  | 232,65           | 4846,44          | 721,22           |
| $H_{y,1}$ (kN) |                  | $H_{y,2}$ (kN)   | $M_{y,1}$ (kN)   | $M_{y,2}$ (kN)   |
| 858,56         |                  | 130,47           | 5323,08          | 404,44           |
| $N_{tot}$ (kN) | $H_{x,tot}$ (kN) | $H_{y,tot}$ (kN) | $M_{x,tot}$ (kN) | $M_{y,tot}$ (kN) |
| 422,71         | 815,57           | 868,42           | 4899,81          | 5338,43          |

### XI.4.5. Combinaisons des directions

Les trois combinaisons suivantes sont retenues :

$$C1 : E_1 = E_x + 0,3(E_y + E_z)$$

$$C2 : E_2 = E_y + 0,3(E_x + E_z)$$

$$C3 : E_3 = E_z + 0,3(E_x + E_y)$$

Où  $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  sont les efforts dans les directions  $X$ ,  $Y$  et  $Z$  respectivement.

Le tableau ci-dessous présente les sollicitations résultant des combinaisons des directions en pied de la pile :

Tableau XI.7 – Sollicitations résultant des combinaisons des directions en pied de pile

| Sollicitation  | $E_x$ (kN) | $E_y$ (kN) | $E_z$ (kN) | $E_1$ (kN) | $E_2$ (kN) | $E_3$ (kN) |
|----------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| $N$ (kN)       | 0,00       | 0,00       | 422,71     | 126,81     | 126,81     | 422,71     |
| $H_x$ (kN)     | 815,57     | 0,00       | 0,00       | 815,57     | 244,67     | 244,67     |
| $H_y$ (kN)     | 0,00       | 868,42     | 0,00       | 260,53     | 868,42     | 260,53     |
| $M_x$ (kN · m) | 4899,81    | 0,00       | 0,00       | 4899,81    | 1469,94    | 1469,94    |
| $M_y$ (kN · m) | 0,00       | 5338,43    | 0,00       | 1601,53    | 5338,43    | 1601,53    |

### XI.4.6. Combinaisons d'actions en pied de la pile

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximums attendus. Il y a 6 combinaisons :

$$C1 : E_1 + R_{max} + G_{pile}$$

$$C2 : E_2 + R_{max} + G_{pile}$$

$$C3 : E_3 + R_{max} + G_{pile}$$

$$C4 : -E_1 + R_{max} + G_{pile}$$

$$C5 : -E_2 + R_{max} + G_{pile}$$

$$C6 : -E_3 + R_{max} + G_{pile}$$

Note concernant les combinaisons C4, C5 et C6 : le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique.

Le tableau ci-dessous présente les efforts correspondants aux combinaisons d'actions en pied de la pile :

Tableau XI.8 – Sollicitations résultant des combinaisons en pied de la pile

| Combinaison | $N$ (kN) | $H_x$ (kN) | $H_y$ (kN) | $M_x$ (kN · m) | $M_y$ (kN · m) |
|-------------|----------|------------|------------|----------------|----------------|
| C1          | 5321,18  | 928,44     | 260,53     | 2301,29        | 1601,53        |
| C2          | 5321,18  | 357,54     | 868,42     | 6038,19        | 5338,43        |
| C3          | 5617,08  | 357,54     | 260,53     | 2301,29        | 1601,53        |
| C4          | 5067,55  | 722,25     | 260,53     | 1022,92        | 1601,53        |
| C5          | 5067,55  | 151,35     | 868,42     | 4759,82        | 5338,43        |
| C6          | 4771,65  | 151,35     | 260,53     | 1022,92        | 1601,53        |

Pour calculer les efforts de chaque fût, les formules suivantes sont utilisées :

$$N_{fût} = \frac{N_{max}}{n_{fûts}} ; \quad M_{fût} = \frac{M_{max}}{n_{fûts}}$$

#### Application numérique

$$N_{fût} = \frac{5617,08}{2} = 2808,54 \text{ kN} ; \quad M_{fût} = \frac{6038,19}{2} = 3019,09 \text{ kN}$$

### XI.5. Sollicitations à la base de la semelle sous actions statiques

Les éléments de la pile sont également considérés séparément afin de déterminer les sollicitations associées à chacun d'eux.

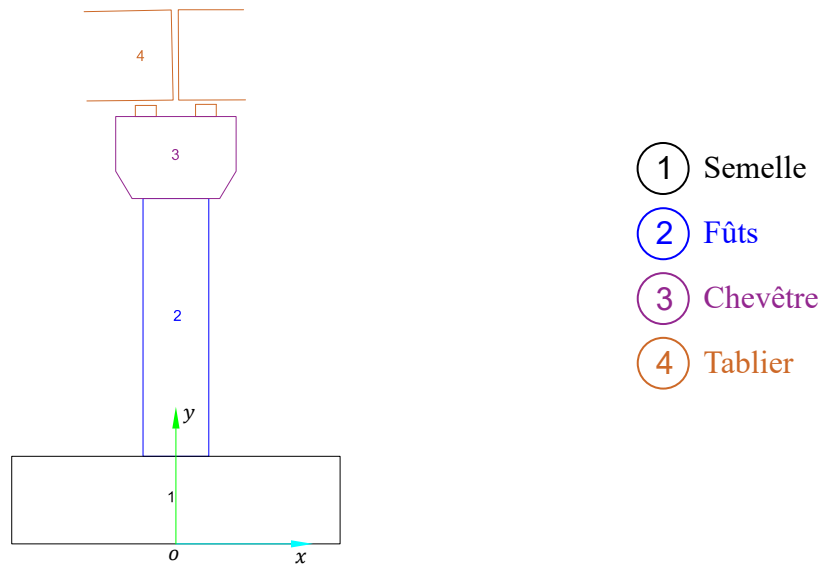


Figure XI.2 – Eléments de la pile

Le tableau ci-dessous présente les sollicitations induites par les éléments de la pile et les charges du tablier :

Tableau XI.9 – Sollicitations à la base de la semelle – pile

| Efforts dus à la culée et aux remblais |                  |                  |                            |                            |                                         |                                         |
|----------------------------------------|------------------|------------------|----------------------------|----------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|
| Désignation                            | $N \text{ (kN)}$ | $H \text{ (kN)}$ | $I_{F_v}(x/o) \text{ (m)}$ | $I_{F_h}(y/o) \text{ (m)}$ | $M_{F_v/o} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ | $M_{F_h/o} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ |
| Semelle                                | 2208,00          | -                | 0,00                       | 0,80                       | 0,00                                    | -                                       |
| Fûts                                   | 265,78           | -                | 0,00                       | 3,95                       | 0,00                                    | -                                       |
| Chevêtre                               | 630,00           | -                | 0,00                       | 7,08                       | 0,00                                    | -                                       |
| Efforts dus au tablier                 |                  |                  |                            |                            |                                         |                                         |
| Désignation                            | $N \text{ (kN)}$ | $H \text{ (kN)}$ | $I_{F_v}(x/o) \text{ (m)}$ | $I_{F_h}(y/o) \text{ (m)}$ | $M_{F_v/o} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ | $M_{F_h/o} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ |
| $R_G$                                  | 3899,24          | -                | 0,00                       | -                          | 0,00                                    | -                                       |
| $R_{A(l)}$                             | 1101,74          | -                | 0,00                       | -                          | 0,00                                    | -                                       |
| $R_{B_c}$                              | 1076,29          | -                | 0,00                       | -                          | 0,00                                    | -                                       |
| $R_{Mc 120}$                           | 1169,63          | -                | 0,00                       | -                          | 0,00                                    | -                                       |
| $R_{D240}$                             | 1996,72          | -                | 0,00                       | -                          | 0,00                                    | -                                       |
| $R_{S_f}$                              | 76,20            | -                | 0,00                       | -                          | 0,00                                    | -                                       |
| $H_{r+f}$                              | -                | 66,05            | -                          | 7,80                       | -                                       | 515,20                                  |

| Désignation | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $I_{F_v(x/o)}$ (m) | $I_{F_h(y/o)}$ (m) | $M_{F_v/o}$ (kN · m) | $M_{F_h/o}$ (kN · m) |
|-------------|----------|----------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| $H_T$       | -        | 42,03    | -                  | 7,80               | -                    | 327,86               |
| $H_{A(l)}$  | -        | 79,66    | -                  | 7,80               | -                    | 407,92               |
| $H_{B_c}$   | -        | 150,00   | -                  | 7,80               | -                    | 1170,00              |

## XI.6. Combinaisons des actions statiques à la base de la semelle

### XI.6.1. Combinaisons à l'ELS

Les combinaisons d'actions retenues à l'ELS sont :

$$\begin{aligned}
 C1 &: G + 0,6 \Delta T \\
 C2 &: G + 0,6 \Delta T + 1,2 A(l) + S_t \\
 C3 &: G + 0,6 \Delta T + 1,2 B_c + S_t \\
 C4 &: G + 0,6 \Delta T + M_c 120 \\
 C5 &: G + 0,6 \Delta T + D240
 \end{aligned}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS :

Tableau XI.10 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELS (base de la semelle – pile)

| Combinaison | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M_h$ (kN · m) | $M_v$ (kN · m) | $M_{tot}$ (kN · m) |
|-------------|----------|----------|----------------|----------------|--------------------|
| C1          | 7003,02  | 91,27    | 711,92         | 0,00           | 711,92             |
| C2          | 8401,30  | 154,03   | 1201,42        | 0,00           | 1201,42            |
| C3          | 8370,77  | 271,27   | 2115,92        | 0,00           | 2115,92            |
| C4          | 8172,65  | 91,27    | 711,92         | 0,00           | 711,92             |
| C5          | 8999,74  | 91,27    | 711,92         | 0,00           | 711,92             |

### XI.6.2. Combinaisons à l'ELU

À l'ELU, les combinaisons prises en compte sont :

$$\begin{aligned}
 C1 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T \\
 C2 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (A(l) + S_t) \\
 C3 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (B_c + S_t) \\
 C4 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 M_c 120 \\
 C5 &: 1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 D240
 \end{aligned}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU :

Tableau XI.11 – Sollicitations résultant des combinaisons à l'ELU (base de la semelle – pile)

| Combinaison | $N$ (kN) | $H$ (kN) | $M_h$ (kN · m) | $M_v$ (kN · m) | $M_{tot}$ (kN · m) |
|-------------|----------|----------|----------------|----------------|--------------------|
| C1          | 9454,07  | 127,00   | 990,59         | 0,00           | 990,59             |
| C2          | 11338,77 | 210,67   | 1643,26        | 0,00           | 1643,26            |
| C3          | 11298,06 | 367,00   | 2862,59        | 0,00           | 2862,59            |
| C4          | 11033,07 | 127,00   | 990,59         | 0,00           | 990,59             |
| C5          | 12149,65 | 127,00   | 990,59         | 0,00           | 990,59             |



## XI.7. Combinaisons des actions sismiques à la base de la semelle

### XI.7.1. Actions sismiques provenant du tablier

Les efforts normal et tranchants transmis par le tablier sont identiques à ceux déterminés au paragraphe XI.4.1. En revanche, le moment à la base de la semelle est recalculé en tenant compte du bras de levier entre la tête de pile et la base de la semelle.

Les moments  $M_{x,1}$  et  $M_{y,1}$ , calculés à la base de la semelle, sont donnés par les relations suivante :

$$M_{x,1} = H_{x,1} \cdot L \quad ; \quad M_{y,1} = H_{y,1} \cdot L$$

Où  $L$  est la hauteur pile + semelle.

#### Application numérique

$$M_{x,1} = 781,68 \times 7,8 = 6097,13 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{y,1} = 858,56 \times 7,8 = 6696,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions d'appui sous charges permanentes :

Tableau XI.12 – Réactions d'appuis sous charges permanentes à la base de la semelle

| Effort                            | $R_{max} \text{ (kN)}$ | $R_{min} \text{ (kN)}$ |
|-----------------------------------|------------------------|------------------------|
| $N \text{ (kN)}$                  | 4298,58                | 4129,74                |
| $H \text{ (kN)}$                  | 112,86                 | 93,32                  |
| $M_x \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ | 880,35                 | 727,93                 |

### XI.7.2. Actions sismiques provenant de la mise en mouvement de l'appui

Les efforts normal et tranchants résultant de la mise en mouvement des appareils d'appui sont repris du paragraphe XI.4.2. Le moment à la base de la semelle est obtenu en appliquant ces efforts au bras de levier correspondant à la moitié de la hauteur pile + hauteur de la semelle (4,70 m).

Le tableau ci-dessous résume le calcul des moments à la base de la semelle :

Tableau XI.13 - Actions sismiques provenant de la mise en mouvement de l'appui

| $H_{x,2} \text{ (kN)}$ | $H_{y,2} \text{ (kN)}$ | $M_{x,2} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ | $M_{y,2} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ |
|------------------------|------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 232,65                 | 130,47                 | 1093,47                               | 613,19                                |

### XI.7.3. Récapitulatif des actions sismiques

Le tableau ci-dessous présente les efforts à la base de la semelle :

Tableau XI.14 – Sollicitations dues aux actions sismiques à la base de la semelle – pile

| Désignation | $N \text{ (kN)}$ | $H_x \text{ (kN)}$ | $H_y \text{ (kN)}$ | $I_{F_v(x/o)} \text{ (m)}$ | $I_{F_h(y/o)} \text{ (m)}$ | $M_{F_v/o} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ | $M_{F_{hx}/o} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ | $M_{F_{hy}/o} \text{ (m)}$ |
|-------------|------------------|--------------------|--------------------|----------------------------|----------------------------|-----------------------------------------|--------------------------------------------|----------------------------|
| Tablier     | 378,52           | 781,68             | 858,56             | 0,00                       | 7,80                       | 0,00                                    | 6097,13                                    | 6696,78                    |
| Pile        | 188,18           | 232,65             | 130,47             | 0,00                       | 4,70                       | 0,00                                    | 1093,5                                     | 613,19                     |

### XI.7.4. Combinaisons des directions

Le tableau ci-dessous présente les sollicitations résultant des combinaisons des directions à la base de la semelle:

Tableau XI.15 – Sollicitations résultant des combinaisons des directions à la base de la semelle – pile

| Sollicitation  | $E_x$ (kN) | $E_y$ (kN) | $E_z$ (kN) | $E_1$ (kN) | $E_2$ (kN) | $E_3$ (kN) |
|----------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| $N$ (kN)       | 0,00       | 0,00       | 430,12     | 129,04     | 129,04     | 430,12     |
| $H_x$ (kN)     | 857,53     | 0,00       | 0,00       | 857,53     | 257,26     | 257,26     |
| $H_y$ (kN)     | 0,00       | 907,94     | 0,00       | 272,38     | 907,94     | 272,38     |
| $M_x$ (kN · m) | 6198,03    | 0,00       | 0,00       | 6198,03    | 1859,41    | 1859,41    |
| $M_y$ (kN · m) | 0,00       | 6728,14    | 0,00       | 2018,44    | 6728,14    | 2018,44    |

### XI.8. Combinaison d'actions à la base de la semelle

Les combinaisons d'actions sont faites par rapport aux effets maximums attendus. Il y a 6 combinaisons :

$$C1 : E_1 + R_{max} + G_{pile+semelle}$$

$$C2 : E_2 + R_{max} + G_{pile+semelle}$$

$$C3 : E_3 + R_{max} + G_{pile+semelle}$$

$$C4 : -E_1 + R_{max} + G_{pile+semelle}$$

$$C5 : -E_2 + R_{max} + G_{pile+semelle}$$

$$C6 : -E_3 + R_{max} + G_{pile+semelle}$$

Note concernant les combinaisons C4, C5 et C6 : le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique.

Le tableau ci-dessous présente les efforts correspondants aux combinaisons d'actions à la base de la semelle :

Tableau XI.16 – Sollicitations résultant des combinaisons à la base de la semelle – pile

| Combinaison | $N$ (kN) | $H_x$ (kN) | $H_y$ (kN) | $M_x$ (kN · m) | $M_y$ (kN · m) |
|-------------|----------|------------|------------|----------------|----------------|
| C1          | 5402,89  | 970,40     | 272,38     | 2898,79        | 2018,44        |
| C2          | 5402,89  | 370,12     | 907,94     | 7608,48        | 6728,14        |
| C3          | 5703,97  | 370,12     | 272,38     | 2898,79        | 2018,44        |
| C4          | 5144,81  | 764,21     | 272,38     | 1138,10        | 2018,44        |
| C5          | 5144,81  | 163,94     | 907,94     | 5847,79        | 6728,14        |
| C6          | 4843,73  | 163,94     | 272,38     | 1138,10        | 2018,44        |

### XI.9. Vérification des pieux

#### XI.9.1.1. Réactions des pieux

Les réactions des pieux sont calculées pour chaque fil de pieux par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{M \cdot x_i}{\sum_{i=1}^3 x_i^2}$$

Où :

- $n$  : nombre de pieux
- $x_i$  : distance entre l'axe du pieu  $i$  et l'axe central de la semelle dans le sens longitudinal

#### **XI.9.1.1.1. Combinaisons à l'ELS**

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions des pieux à l'ELS :

Tableau XI.17 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELS (pile)

| Combinaison                         | $R_1$ (kN) | $R_2$ (kN) |
|-------------------------------------|------------|------------|
| $G + 0,6 \Delta T$                  | 1101,25    | 1233,09    |
| $G + 0,6 \Delta T + 1,2 A(l) + S_t$ | 1288,97    | 1511,46    |
| $G + 0,6 \Delta T + 1,2 B_c + S_t$  | 1199,21    | 1591,05    |
| $G + 0,6 \Delta T + M_c 120$        | 1296,19    | 1428,03    |
| $G + 0,6 \Delta T + D240$           | 1434,04    | 1565,87    |

#### **XI.9.1.1.2. Combinaisons à l'ELU**

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions des pieux à l'ELU :

Tableau XI.18 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELU (pile)

| Combinaison                                | $R_1$ (kN) | $R_2$ (kN) |
|--------------------------------------------|------------|------------|
| $1,35 G + 0,9 \Delta T$                    | 1483,96    | 1667,40    |
| $1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (A(l) + S_t)$ | 1737,64    | 2041,95    |
| $1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,6 (B_c + S_t)$  | 1617,95    | 2148,06    |
| $1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 M_c 120$     | 1747,12    | 1930,57    |
| $1,35 G + 0,9 \Delta T + 1,35 D240$        | 1933,22    | 2116,66    |

#### **XI.9.1.1.3. Combinaisons à l'ELA**

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions des pieux à l'ELA :

Tableau XI.19 – Récapitulatif du calcul des réactions des pieux à l'ELA (pile)

| Combinaison                         | $R_1$ (kN) | $R_2$ (kN) |
|-------------------------------------|------------|------------|
| $E_1 + R_{max} + G_{pile+semelle}$  | 95,26      | 1705,70    |
| $E_2 + R_{max} + G_{pile+semelle}$  | -1212,99   | 3013,95    |
| $E_3 + R_{max} + G_{pile+semelle}$  | 145,44     | 1755,88    |
| $-E_1 + R_{max} + G_{pile+semelle}$ | 541,33     | 1173,61    |
| $-E_2 + R_{max} + G_{pile+semelle}$ | -766,92    | 2481,86    |
| $-E_3 + R_{max} + G_{pile+semelle}$ | 491,15     | 1123,43    |

#### **XI.9.1.2. Non-poinçonnement**

La condition suivante doit être vérifiée :

$$R_{max} < Q_P$$

Où  $Q_P$  représente la capacité des pieux à 10 m.

Le tableau ci-dessous résume la vérification du non-poinçonnement :

Tableau XI.20 – Vérification de la condition de non-poinçonnement (culée)

| Etat limite | $R_{max}$ (kN) | $Q_p$ (kN) (pile) | Condition |
|-------------|----------------|-------------------|-----------|
| ELS         | 1591,05        | 4629.52           | Vérifiée  |
| ELU         | 2148,06        | 6584.58           | Vérifiée  |
| ELA         | 3013,95        | 7243.88           | Vérifiée  |

## XI.10. Ferrailage des éléments de la pile

### XI.10.1. Chevêtre

Le chevêtre est assimilé à une poutre reposant sur deux appuis (fûts). Il est soumis à son poids propre ainsi qu'aux charges dues au tablier (charges permanentes et charges d'exploitation). Par ailleurs, l'excentricité des réactions du tablier engendre des sollicitations de torsion qui doivent être prises en compte dans le dimensionnement.

#### XI.10.1.1. Modélisation

Le chevêtre est modélisé à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis afin de déterminer :

- Le moment fléchissant sur appui (au droit des fûts) et à mi-portée (ELS).
- L'effort tranchant sur appui (ELU).

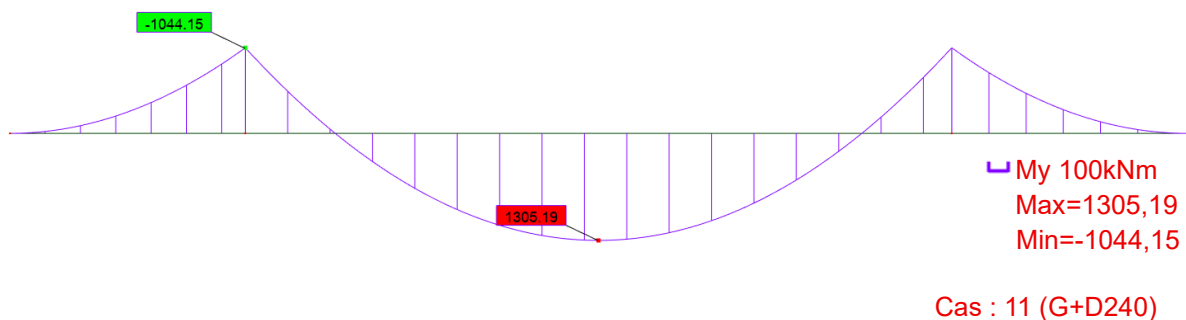


Figure XI.3 – Diagramme du moment du chevêtre à l'ELS sous combinaison (G + D240)

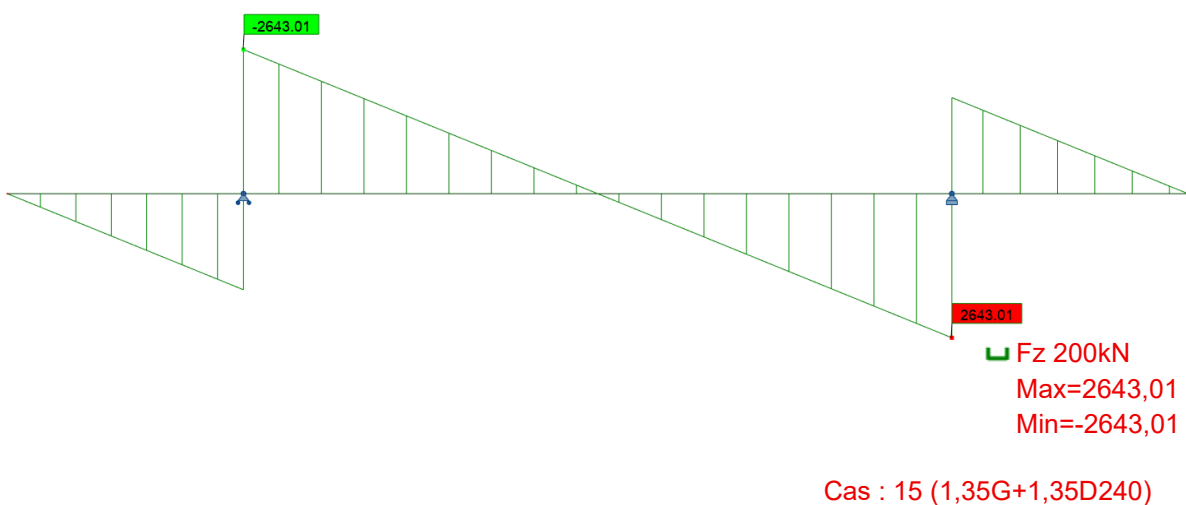


Figure XI.4 – Diagramme de l'effort tranchant du chevêtre à l'ELU sous combinaison (1,35 G + 1,35 D240)

### XI.10.1.2. Sollicitations

Le chevêtre est sollicité en flexion simple dans le sens longitudinal sous l'effet des charges transmises par le tablier et son poids propre. Le chevêtre est sollicité également en torsion, généralement lorsqu'une seule travée est chargée, ou dans le cas où les deux travées sont chargées différemment.

#### XI.10.1.2.1. Moment de flexion

Les valeurs du moment maximal à l'ELS au droit des fûts ( $M_{ser,1}$ ) et à mi-portée ( $M_{ser,2}$ ) sont :

$$M_{ser,1} = 1305,19 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{ser,2} = 1044,15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

#### XI.10.1.2.2. Effort tranchant

L'effort tranchant maximal à l'ELU :

$$H_{ult} = 2643,01 \text{ kN}$$

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec  $V_u = H_{ult}$ .

#### XI.10.1.2.3. Moment de torsion

Il s'agit d'un chevêtre sur deux colonnes. Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, une section en forme de rectangle ayant la hauteur du chevêtre sera considérée et dont la largeur  $l_t$  est limitée, dans le cas d'un chevêtre large, à la somme du diamètre des colonnes et de la hauteur du chevêtre (rectangle hachuré).

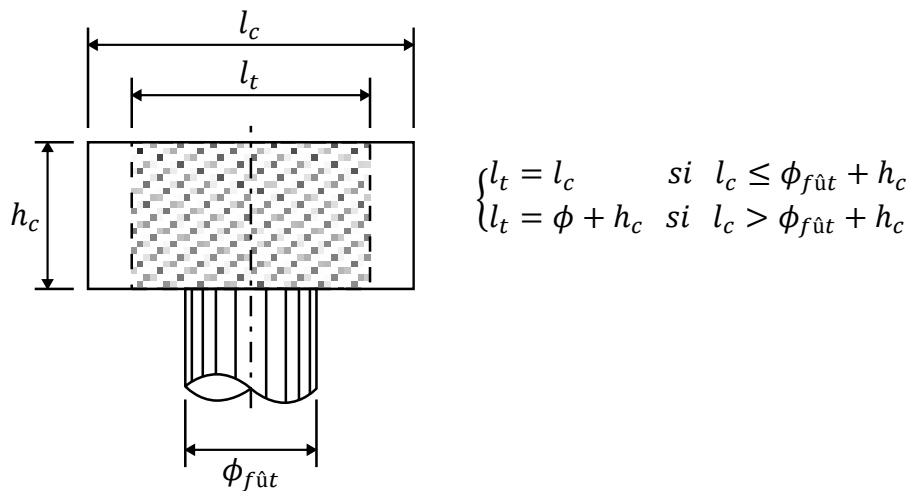


Figure XI.5 – Largeur  $l_t$  en fonction des dimensions du chevêtre et du diamètre des fûts

La section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale aux sixièmes du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur ( $b_n = h_c/6$ ).

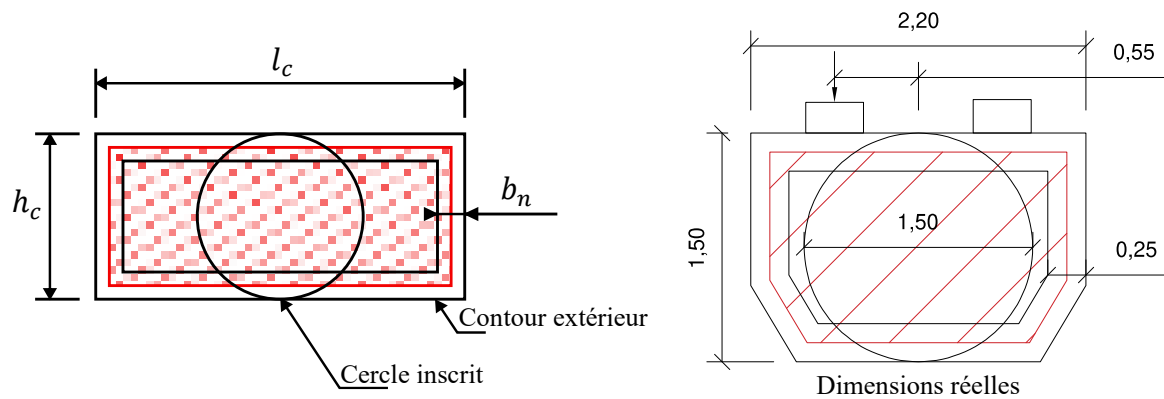


Figure XI.6 – Section creuse équivalente

La contrainte tangente de torsion se calcule par l'expression suivante :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \Omega \cdot b_n}$$

Où :

- $C$  : moment de torsion
- $\Omega$  : aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois (partie hachurée rouge)  $\Omega = 2,34 \text{ m}$

Le moment de torsion doit être déterminé dans la phase du service est défini par la formule suivante :

$$C = P_g \cdot e$$

Où :

- $P_g$  : réaction maximale sur pile en mètre linéaire (phase d'exécution et du service)
- $e$  : distance entre l'axe du chevêtre et l'axe des appareils d'appuis  $e = 0,55 \text{ m}$

Afin de déterminer le moment de torsion à en exécution et en service, les réactions maximales sont calculées :

$$P_{g,exe} = 109,60 \text{ kN/ml} \quad ; \quad P_{g,ser} = 191,80 \text{ kN/ml}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul du moment de torsion :

Tableau XI.21 – Récapitulatif du calcul du moment de torsion

| Largeur $l_t$            |                                    |                       |                                    |                                          |
|--------------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------------------|------------------------------------------|
| $\phi_{fût} \text{ (m)}$ | $h_c \text{ (m)}$                  | $l_c \text{ (m)}$     | $l_t \text{ (m)}$                  |                                          |
| 1,20                     | 1,50                               | 2,20                  | 2,20                               |                                          |
| Moment de torsion $C$    |                                    |                       |                                    |                                          |
| En phase d'exécution     |                                    | En phase de service   |                                    | $C_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m/ml)}$ |
| $P_g \text{ (kN/ml)}$    | $C \text{ (kN} \cdot \text{m/ml)}$ | $P_g \text{ (kN/ml)}$ | $C \text{ (kN} \cdot \text{m/ml)}$ | 105,49                                   |
| 109,60                   | 60.28                              | 191,80                | 105.49                             |                                          |

**XI.10.1.3. Vérification des contraintes*****XI.10.1.3.1. Contrainte de cisaillement***

Il y a lieu de vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Avec  $V_u = H_{ult}$ .

Application numérique

$$\tau_u = \frac{2643,01 \times 10^{-3}}{2,2 \times 0,9 \times 1,5} = 0,89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times 27}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,7 \text{ MPa}$$

La condition sur la contrainte de cisaillement est vérifiée.

***XI.10.1.3.2. Justification du béton***

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u^2 + \tau_b^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

Application numérique

$$\begin{aligned} \tau_u^2 + \tau_b^2 &= \left( \frac{2643,01 \times 10^{-3}}{2,2 \times 0,9 \times 1,5} \right)^2 + \left( \frac{105,49 \times 8 \times 10^{-3}}{2 \times 2,34 \times 0,25} \right)^2 = 1,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u^2 = 2,7^2 \\ &= 7,29 \text{ MPa} \end{aligned}$$

La condition est vérifiée.

**XI.10.1.4. Ferrailage*****XI.10.1.4.1. Armatures longitudinales de flexion***

Les armatures de flexion sont déterminées à l'aide du logiciel Expert BA, en tenant compte d'une section  $2,20 \text{ m} \times 1,50 \text{ m}$ .

Le tableau ci-dessous résume le calcul du ferrailage longitudinal de flexion :

Tableau XI.22 – Ferrailage longitudinal du chevêtre (flexion)

| Armatures  | $M_{ser} (kN \cdot m)$ | $A_s (cm^2)$ | Choix des barres | $S_t (cm)$ |
|------------|------------------------|--------------|------------------|------------|
| Inférieure | 1305,19                | 38,2         | 9HA25            | 18         |
| Supérieure | 1044,15                | 31,9         | 11HA20           | 18         |

***XI.10.1.4.2. Armatures transversales de cisaillement***

Des cadres droits sont disposées le long du chevêtre, avec un espacement inférieur ou égal à  $20 \text{ cm}$  :

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b_0} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3 k \cdot f_{t28})}{0,9 f_e}$$

Avec  $k = 1$  (pas de reprise de bétonnage).

Application numérique

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1,15 \times 2,2(0,89 - 0,3 \times 2,22)}{0,9 \times 500} \times 10^4 = 12,59 \text{ cm}^2$$

**XI.10.1.4.3. Armatures latérales de torsion**

La section d'aciers latéraux disposée sur chaque face est déterminée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_s} \cdot \frac{C \cdot P}{2 \Omega}$$

Où  $P$  est le périmètre de la section considérée (dans ce cas le périmètre du chevêtre).

Application numérique

$$A_s = \frac{1}{333,33} \times \frac{105,49 \times 10^{-3} \times 6,05}{2 \times 2,34} \times 10^4 = 4,09 \text{ cm}^2$$

Un ferrailage longitudinal de 5HA12 est disposé sur chaque face ( $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ).

**XI.10.1.4.4. Armatures transversales de torsion**

La section d'aciers transversaux disposée est déterminée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{1}{\bar{\sigma}_s} \cdot \frac{C}{2 \Omega}$$

Application numérique

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{1}{333,33} \times \frac{105,49 \times 10^{-3}}{2 \times 2,34} \times 10^4 = 5,41 \text{ cm}^2/m$$

**XI.10.1.4.5. Armatures transversales totales**

La section des armatures transversales par un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour reprendre les cisaillements d'effort tranchant avec celle nécessaire pour reprendre les cisaillements de torsion.

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{tot} = 12,59 + 5,41 = 18 \text{ cm}^2/m$$

La section d'armatures résultante est comparée avec la section minimale :

$$\frac{A_{t,min}}{S_t} = \frac{0,4 b_0}{f_e}$$

Application numérique

$$\frac{A_{t,min}}{S_t} = \frac{0,4 \times 2,2}{500} \times 10^4 = 17,6 \text{ cm}^2/m$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{tot} = 18 \text{ cm}^2/m \geq \frac{A_{t,min}}{S_t} = 17,6 \text{ cm}^2/m$$



La valeur retenue est celle d'armatures minimales :

$$\frac{A_t}{S_t} = 18 \text{ cm}^2/m$$

Pour  $S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t = 18 \times 0,15 = 2,7 \text{ cm}^2$ . Un cadre HA14 sera disposé tous les 15 cm.

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage transversal du chevêtre (la zone critique se trouve au niveau de la jonction chevêtre-fût) :

Tableau XI.23 – Ferrailage transversal du chevêtre

| Zone     | $S_t \text{ (cm)}$ | Choix des barres | $V_u \text{ (kN)}$ |
|----------|--------------------|------------------|--------------------|
| Courante | 15                 | 1 cadre HA14     | 2643,01            |
| Critique |                    |                  |                    |

## XI.10.2. Fûts

### XI.10.2.1. Sollicitations

Les fûts sont soumis à leurs propre poids, le poids du chevêtre, ainsi que les charges transmises par le tablier.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs maximales du moment et de l'effort tranchant par fût, avec les efforts normales correspondants (moitié des sollicitations à l'ELA en pied des fûts) :

Tableau XI.24 – Sollicitations maximales en pied de chaque fût

| Etat limite | $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ | $N_{cor,M} \text{ (kN)}$ | $H_{max} \text{ (kN)}$ | $N_{cor,H} \text{ (kN)}$ |
|-------------|---------------------------------------|--------------------------|------------------------|--------------------------|
| ELS         | 840,94                                | 3081,38                  | 135,64                 | 3081,38                  |
| ELU         | 1137,70                               | 4158,63                  | 183,50                 | 4158,63                  |
| ELA         | 3019,09                               | 2660,59                  | 464,22                 | 2660,59                  |

### XI.10.2.2. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée à l'aide du logiciel Expert BA, en tenant compte d'une section circulaire de diamètre  $\phi = 1,2 \text{ m}$  et en appliquant la disposition sismique.

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage des fûts :

Tableau XI.25 – Ferrailage des fûts

| Désignation                      | Notation   | Section d'armatures<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | Choix des barres | $S_t \text{ (cm)}$ |
|----------------------------------|------------|----------------------------------------------------|------------------|--------------------|
| Longitudinales                   | $A_s$      | 113,10                                             | 24HA25           | 13,5               |
| Transversales<br>(Zone courante) | $A_{st}$   | -                                                  | HA16             | 20                 |
| Transversales<br>(zone critique) | $A_{st,r}$ | -                                                  | HA16             | 10                 |

### XI.10.3. Semelle

La méthode des bielles constitue une méthode de dimensionnement des armatures inférieures des semelles. Son application est conditionnée par la vérification préalable de la condition suivante :

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow \alpha \geq 45^\circ$$

Où :

- $\alpha$  : angle d'inclinaison des bielles par rapport à l'horizontale.
- $h$  : hauteur utile de la semelle  $h = h_s - 0,1$

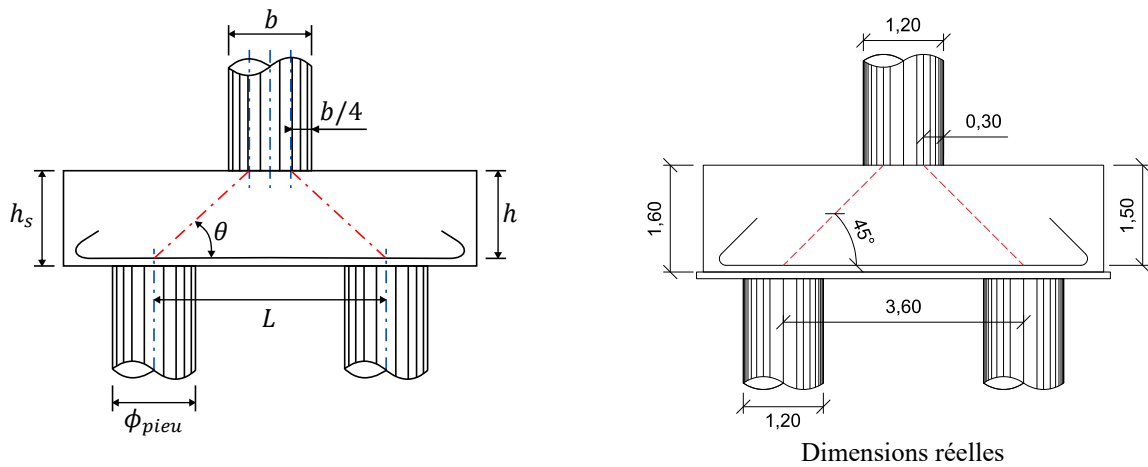


Figure XI.7 – Méthode des bielles

#### Application numérique

$$h = 1,5 \text{ m} \geq \frac{3,60}{2} - \frac{1,2}{4} = 1,5 \text{ m} \rightarrow \alpha = 45^\circ$$

La condition d'application de la méthode des bielles est vérifiée.

La section d'armatures est donnée par :

$$A_s = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} \cdot \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Où  $N_{ser}$  est la réaction maximale à l'ELS  $N_{ser} = 1591,05 \text{ kN}$ .

#### Application numérique

$$A_s = \frac{1591,05 \times 10^{-3}}{333,33} \cdot \frac{1,5}{1,5} \times 10^4 = 47,73 \text{ cm}^2$$

#### XI.10.3.1. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait par le logiciel Expert BA en utilisant une section du béton de  $1 \text{ m} \times 1,6 \text{ m}$ .

Les sections d'armatures retenues doivent respecter les exigences du RPOA relatives au pourcentage géométrique d'armatures.

$$A_s \geq 24 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A'_s \geq 16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage de la semelle :

Tableau XI.26 – Ferrailage de la semelle

| Désignation                     | Section d'armatures<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | Choix des<br>barres | $S_t$ (cm) |
|---------------------------------|----------------------------------------------------|---------------------|------------|
| Principales (Transversales)     | 47,73                                              | HA32                | 17,5       |
| De construction (Transversales) | 16                                                 | HA20                | 17,5       |
| Longitudinales inférieures      | 24                                                 | HA25                | 17,5       |
| Longitudinales supérieures      | 16                                                 | HA20                | 17,5       |

#### XI.10.4. Pieux

##### XI.10.4.1. Sollicitations

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de l'effort tranchant en tête du pieu :

Tableau XI.27 – Effort tranchant en tête du pieu

| Etat limite | $\bar{H}$ (kN) |
|-------------|----------------|
| ELS         | 45,21          |
| ELU         | 61,17          |
| ELA         | 161,73         |

La méthode de Warner est utilisée :

$$M(z) = \chi_{\theta M} \cdot \bar{M} + \frac{\chi_{\theta P}}{\lambda} \cdot \bar{H}$$

En tête du pieu, le moment  $M(z) = 0$ , d'où :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \cdot \frac{\bar{H}}{\lambda}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul du moment en tête du pieu :

Tableau XI.28 – Récapitulatif du calcul du moment en tête du pieu

| Paramètres                                                |                                             |                   |                   |                   |
|-----------------------------------------------------------|---------------------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| $\lambda$                                                 | $L_{\text{pieu}}(m)$                        | $\lambda \cdot l$ | $\chi_{\theta P}$ | $\chi_{\theta M}$ |
| 0,228                                                     | 10                                          | 2,28              | 1,30              | 1,58              |
| Moment $\bar{M}$ et effort normal correspondant $N_{cor}$ |                                             |                   |                   |                   |
| Etat limite                                               | $\bar{M}$<br>( $\text{kN} \cdot \text{m}$ ) |                   | $N_{cor}$<br>(kN) |                   |
| ELS                                                       | -163,07                                     |                   | 1199,21           |                   |
| ELU                                                       | -220,61                                     |                   | 1617,95           |                   |
| ELA                                                       | -583,32                                     |                   | 95,26             |                   |

**XI.10.4.2. Ferrailage**

Le ferrailage est calculé par le logiciel Expert BA en flexion déviée composée en utilisant une section circulaire de diamètre  $\phi = 1,2 \text{ m}$  et en appliquant la disposition sismique.

Le tableau ci-dessous présente le ferrailage du pieu :

*Tableau XI.29 - Ferrailage des pieux - pile*

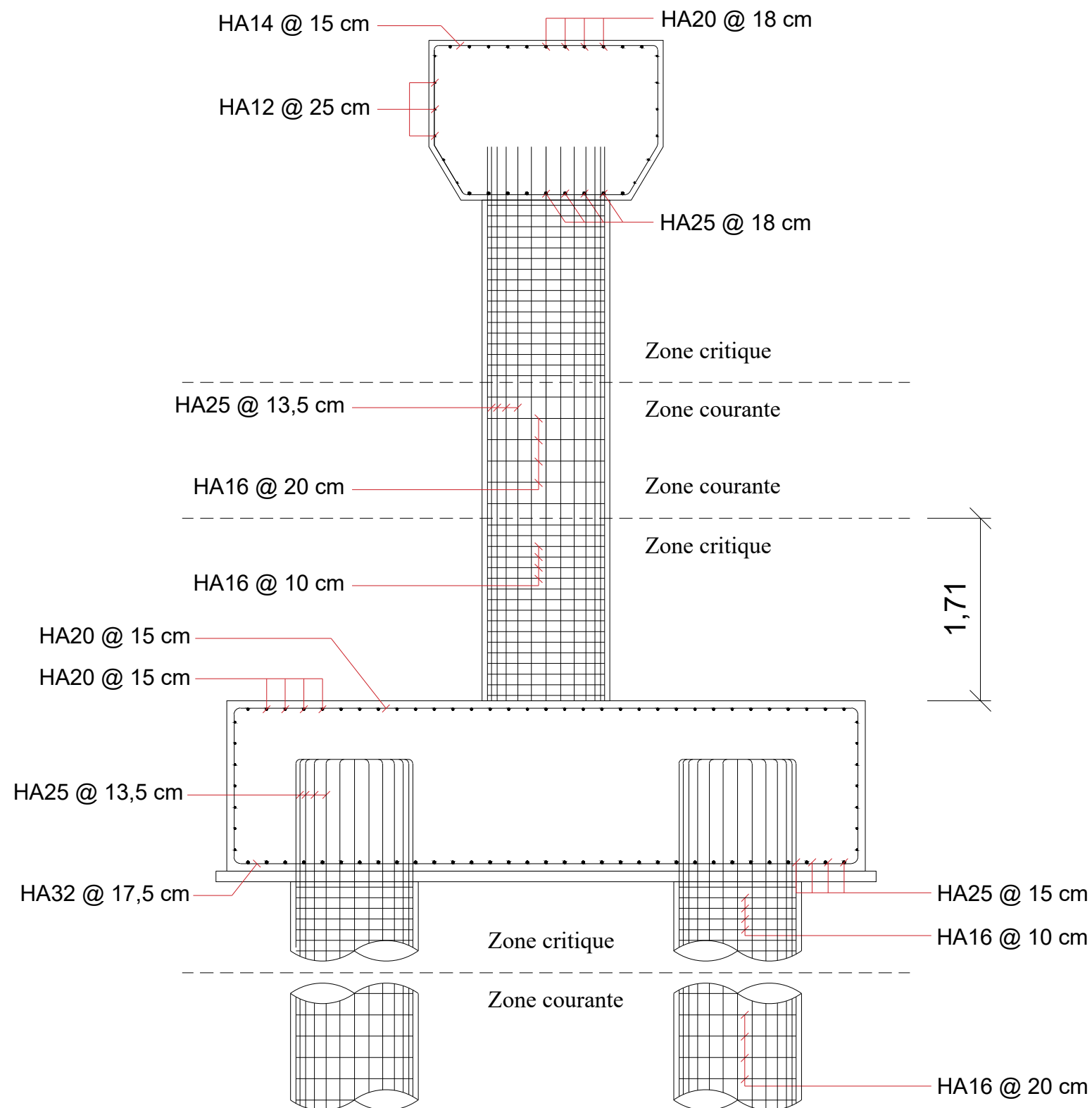
| Désignation                      | Notation   | Section d'armatures<br>( $\text{cm}^2/\text{ml}$ ) | Choix des<br>barres | $S_t$ (cm) |
|----------------------------------|------------|----------------------------------------------------|---------------------|------------|
| Longitudinales                   | $A_s$      | 113,10                                             | 24HA25              | -          |
| Transversales<br>(Zone courante) | $A_{st}$   | -                                                  | HA16                | 20         |
| Transversales<br>(zone critique) | $A_{st,r}$ | -                                                  | HA16                | 10         |

**XI.11. Conclusion**

Les différentes vérifications de stabilité, de résistance et de dimensionnement effectuées sur la pile se sont révélées satisfaisantes. Le ferrailage retenu permet d'assurer la reprise et la transmission des efforts de la superstructure vers les fondations dans des conditions de sécurité.

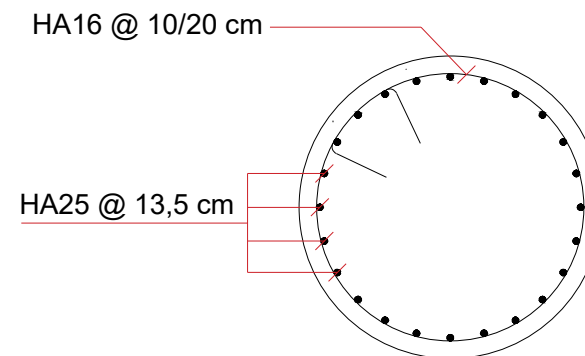
# Ferrailage des éléments de la pile

ECH : 1/50



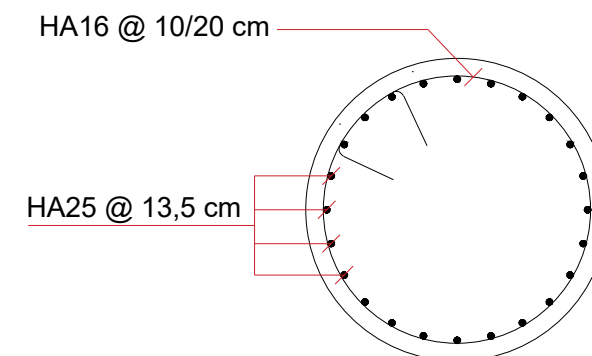
## COUPE TRANSVERSALE DES PIEUX

ECH : 1/30



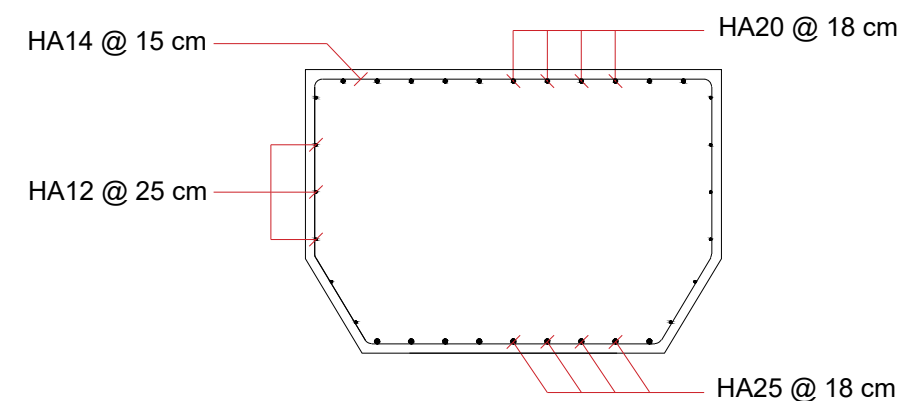
## COUPE TRANSVERSALE DES FÔTS

ECH : 1/30



## COUPE TRANSVERSALE DU CHEVETRE

ECH : 1/40



---

# **Conclusion générale**

---

### **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'étude, portant sur la conception et l'étude d'un pont ferroviaire, constitue l'aboutissement d'un parcours de formation d'ingénieur et la mise en application des connaissances théoriques acquises en résistance des matériaux, géotechnique, calcul d'ouvrages et conception des ponts.

L'étude menée a permis de vérifier la stabilité des appuis ainsi qu'un dimensionnement satisfaisant des éléments structuraux, en conformité avec les règlements en vigueur. L'utilisation d'outils de modélisation tels que Autodesk Robot Structural Analysis et Midas civil a constitué un apport essentiel à l'analyse et à la validation de la variante retenue.

Ce travail a également été l'occasion d'appréhender les réalités du métier d'ingénieur, à travers le contact avec les professionnels du domaine, et de mesurer l'importance de la rigueur, de l'adaptabilité et de l'esprit d'analyse face aux contraintes imposées par le site.

En définitive, ce projet représente une synthèse enrichissante de la formation reçue et constitue une transition vers le monde professionnel, tout en offrant un support documentaire utile pour les promotions futures.

---

# **Bibliographie**

---



---

**Bibliographie**

- [1] A.BERNARD-GÉLY & J.A. CALGARO, *Conception des ponts*, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, 1994.
- [2] BAEL 91 révisées 99, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, 2000.
- [3] BPEL 91 révisé 99, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, 1999.
- [4] SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté : Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires*, Guide technique, 2007.
- [5] SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté*, Bulletin technique n° 4, Division des Ouvrages d'Art, 1974.
- [6] SETRA, *Ponts-dalles : Guide de conception*, Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art, 1989.
- [7] SETRA, *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP : Guide de conception*, Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art.
- [8] SETRA, *Ponts mixtes acier-béton : Guide de conception durable*, Guide technique, 2010.
- [9] SETRA, *Ponts mixtes acier-béton bipoutres : Guide de conception*, Département Ouvrages d'Art, 1985.
- [10] SETRA, *Ponts courants en zone sismique : Guide de conception*, Centre des techniques d'ouvrage d'art, 2000.
- [11] SETRA, *Joints de chaussée des ponts routes : Eléments de choix, Méthodes de pose, Entretien et réparation*, Département des Ouvrages d'Art, 1986.
- [12] SETRA, *Piles et Palées (P.P. 73) : Appuis des tabliers – Pièces pilotes*, 1977.
- [13] SETRA, *Piles et Palées (P.P. 73) : Appuis des tabliers – Exemples d'application*, 1982.
- [14] Ministère des travaux publics, *règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes : RCPR*, 2009.
- [15] Ministère des travaux publics, *Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art : RPOA 2008*.
- [16] Ministère des travaux publics, *Guide d'application du R.P.O.A.*
- [17] Robert CHAUSSIN, *Béton précontraint*.
- [18] Henry THONIER, *Le béton précontraint aux états-limites*, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, 1985.
- [19] S. FREYSSINET, *La précontrainte Freyssinet*, 2014.
- [20] M. BENREDOUANE (ENSTP), *Cours de Béton armé selon les Règles BAEL91 révisées 99*.
- [21] NF-EN 1998-2 (Eurocode 8), *Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 2 : Ponts*, AFNOR, 2000.
- [22] NF-EN 1337-3, *Appareils d'appuis structuraux – Partie 3 : Appareils d'appui en élastomère*. Version française, 2005.
- [23] M. BABAKHOYA Youcef, *Formation ponts*, Support de formation, 2020.
- [24] Algaflex, *Watertight expansion joints*.
- [25] Autodesk Robot Structural Analysis Forum, <https://forums.autodesk.com/t5/robot-structural-analysis-forum/bd-p/robot-structural-analysis-forum-en>

---

# **Annexe 1. Rapport géotechnique**

---

**RESULTATS DES SONDAGES CAROTTES (FORMATIONS GEOLOGIQUES)****SONDAGE CARROTE SC.01 : (SP.01)**

(X = 610570,121 ; Y = 3878338,603)

| Profondeur (m) | Lithologie                                                                          |
|----------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| 0,00 – 0,40    | Terre végétale                                                                      |
| 0,40 – 2,40    | Encrouement grès calcaire beige dur                                                 |
| 2,40 – 11,50   | Argile brunâtre finement sableuse concrétionnée à carbonaté                         |
| 11,50 – 25,00  | Marne brunâtre à verdâtre finement sableuse intercalé par quelque niveaux de galets |

**SONDAGE SP.02 :**

(X = 610593,845 ; Y = 3878323,841)

| Profondeur (m) | Lithologie                                                                       |
|----------------|----------------------------------------------------------------------------------|
| 0,00 – 4,00    | Formation alluvionnaire (Galets hétérométrique dans une matrice sablo argileuse) |
| 4,00 – 10,00   | Argile concrétionnée brunâtre à brun rougeâtre renfermant quelque galets         |
| 10,00 – 25,00  | Marne brunâtre à verdâtre finement sableuse intercalé par endroits               |

**SONDAGE SC.02 : (SP.03)**

(X = 610617,576 ; Y = 3878309,075)

| Profondeur (m) | Lithologie                                                                                                                 |
|----------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0,00 – 0,20    | Terre végétale                                                                                                             |
| 0,20 – 2,30    | Encrouement grès calcaire beige dur                                                                                        |
| 2,30 – 6,00    | Argile brunâtre finement sableuse concrétionnée et carbonaté                                                               |
| 6,00 – 9,40    | Galets hétérométrique dans une matrice sableux argileuse                                                                   |
| 9,40 – 12,50   | Argile brunâtre finement sableuse                                                                                          |
| 12,50 – 25,00  | Marne brunâtre à verdâtre finement sableuse indurée et intercalée d'un niveau de calcaire marneux entre (12,50 et 17,00 m) |

**SONDAGE CAROTTE SC.01 :**

De 00,00m

à

06,00m



De 06,00m

à

15,00m





De 15.00m

à

22.00m



De 22.00m

à

25.00m



**Sondage carotté SC 01 : (X = 610570,121 ; Y = 3878338,603), profondeur 25,00 m**

|                                                                                                                                                                                                                                                           |                                |                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                |                                                                                    |          |            |         |     |                              |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|----------|------------|---------|-----|------------------------------|
| Ministère des Travaux Publics et des Transports<br>Groupe d'Etudes d'Infrastructures, de Contrôle et d'Assistance - «GECIA»<br><b>LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST</b><br>EPE - SPA au capital social de 2 100 000 000 DA<br>Direction Générale |                                | وزارة الأشغال العمومية والفصل<br>شعبة دراسة البنى التحتية والتحكم والمساعدة - «جيكيا»<br><b>مختبر الأشغال العمومية بالبحر</b><br>س.ج. 1 - ب.ق. 1 - 100 000 000 دينار<br>مديرية عامة |                                                                                                                                | <b>RAPPORT DE FORAGE</b><br>Réf. : SC 01 PK11+524                                  |          |            |         |     |                              |
| Projet : ETUDE DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE GHAZAOUET A L'AUTOROUTE EST-OUEST SUR 41KM 2EME TRANCHE<br>Client : ENGOA                                                                                                                    |                                |                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                | N° Dossier : EGO-25-6<br>Lieu :                                                    |          |            |         |     |                              |
| Date Début :<br>Date Fin :<br>Profondeur forée : 25 m<br>Niveau d'eau : m                                                                                                                                                                                 |                                | <u>Coordonnées :</u><br>X =<br>Y =<br>Z = 0                                                                                                                                         |                                                                                                                                | Boue de forage :<br>Type de Forage :<br>Foreuse :<br>Diam. forage : Long. tubage : |          |            |         |     |                              |
|                                                                                                                                                                                                                                                           |                                |                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                | <u>Etat de l'Echantillon :</u><br>Intact<br>Paraffiné<br>Remanié<br>Roche          |          |            |         |     |                              |
| Echelle (m)                                                                                                                                                                                                                                               | Prof. (m)<br>Eléva. (m)        | Description Géotechnique                                                                                                                                                            | Lithologie                                                                                                                     | Niveau d'eau<br>Type et Numéro                                                     | Etat Ech | Récup. (%) | N - SPT | RQD | Lugeon (UL)<br>Léfranc (m/s) |
|                                                                                                                                                                                                                                                           | 0,20<br>-0,20<br>2,40<br>-2,40 | Terre végétale<br>Encroûtement grés calcaire beige dur                                                                                                                              |                                                                                                                                |                                                                                    |          | 35%<br>45% |         |     |                              |
| 3                                                                                                                                                                                                                                                         |                                |                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                |                                                                                    |          |            |         |     |                              |
| 6                                                                                                                                                                                                                                                         |                                | Argile brunâtre finement sableuse cocrétionnée à carbonatée                                                                                                                         |                                                                                                                                |                                                                                    |          | 65%        |         |     |                              |
| 9                                                                                                                                                                                                                                                         |                                |                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                |                                                                                    |          |            |         |     |                              |
| 12                                                                                                                                                                                                                                                        | 11,50<br>-11,50                | Marnes brunâtre à verdâtre finement sableuse intercalé par quelque niveaux de galet                                                                                                 |                                                                                                                                |                                                                                    |          | 85%        |         |     |                              |
| 15                                                                                                                                                                                                                                                        |                                |                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                |                                                                                    |          |            |         |     |                              |
| 18                                                                                                                                                                                                                                                        |                                |                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                |                                                                                    |          |            |         |     |                              |
| 21                                                                                                                                                                                                                                                        |                                |                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                |                                                                                    |          |            |         |     |                              |
| 24                                                                                                                                                                                                                                                        | 25,00<br>-25,00                |                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                |                                                                                    |          |            |         |     |                              |
| 27                                                                                                                                                                                                                                                        |                                |                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                |                                                                                    |          |            |         |     |                              |
| 30                                                                                                                                                                                                                                                        |                                |                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                |                                                                                    |          |            |         |     |                              |
| Remarque :                                                                                                                                                                                                                                                |                                |                                                                                                                                                                                     | Type Carottier :<br>SPT : Carottier SPT<br>TS : Tube Shelby<br>CD : Tube carottier à diamants<br>EP : Echantillonneur à Piston |                                                                                    |          |            |         |     |                              |
| Préparer par :                                                                                                                                                                                                                                            |                                | Vérifié par :                                                                                                                                                                       |                                                                                                                                | Date :                                                                             |          |            |         |     |                              |

Client : ENGOA  
Chantier : Campagne geotechnique pour la  
Dossier : EGO2550  
Sondage: SP01 CULÉE 01 PK 11+524

**Institute des Travaux Publics et des Transports**  
Groupe d'Etudes et d'Institutions, de Conception et d'Exécution - GECI  
**LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST**  
EPF - SPA au capital social de 2 100 000 000 DA

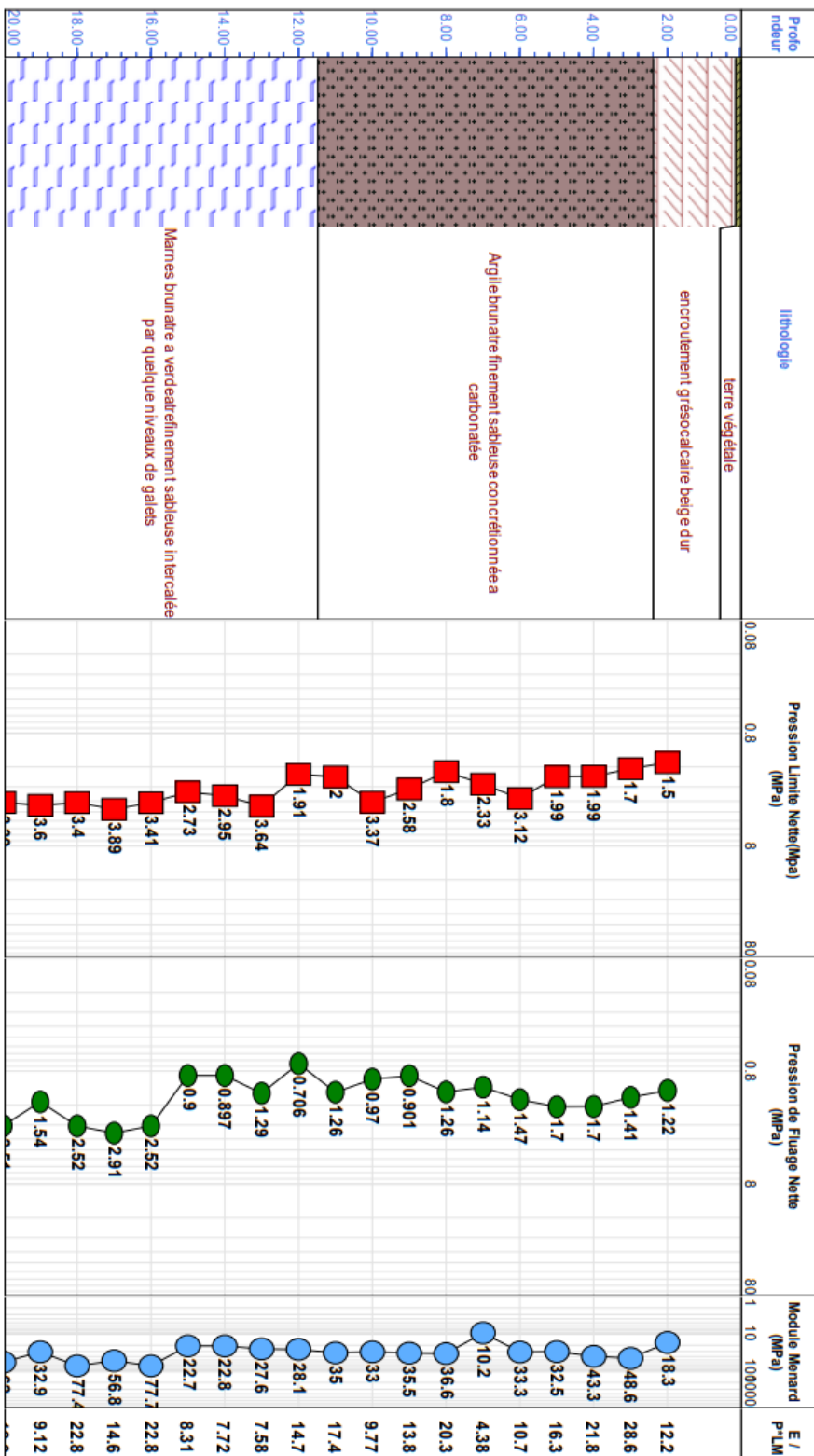
**Direction Générale**



ملفوظات علامہ

مجلدات الأبحاث العربية والفلسفة  
تحت إشراف مؤسسة البعث، بيروت والمملكة العربية السعودية - «جهاج»  
مختبر الأعمال العمومية بالعرب  
ط 1 - ج 1 - 100 000 000 - 2012

**RAPPORT DE FORAGE**  
**Profondeur Finale : 25 m**



**Machine de forage : GALAXY CHENILLE**  
**Opérateur : MEHNANE OTHMANE**

Réalisé par LTPO  
Date : 10/08/2025 10:35:37



**Mission des Travaux Publics et des Transports**  
**Groupe d'Etudes d'Infrastructure, de Contrôle et d'Exploitation - GECITE**

**LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST**  
 SFR - SARL au capital social de 2 100 000 000 DA  
 Adresse : Boulevard des Forces Armées - Médina - 20100 El-Djebel - Téléphone : 201 00 41 23 01 00 - Courriel : labo@ltpo-ouest.com, 0033 01 70 50 51 11 00 - ltpo-ouest@sfr.fr

**Direction Générale**  
**RAPPORT DE FORAGE**  
**Profondeur Finale : 25 m**

**Client : ENGOA**  
**Chantier : Campagne géotechnique pour la**  
**Dossier : EGO2550**  
**Sondage : SP01 CULEE 01 PK 11+524**

| Profo<br>ndeur | litologie                                                                            | Pression Limite Nette(Mpa)<br>(MPa) | Pression de Frottement Nette<br>(MPa) | Module Menard<br>(MPa) | E /<br>P-LM |  |
|----------------|--------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|------------------------|-------------|--|
| 18.00          | Marnes brunâtre à verd cailleboté sableuse intercalée par quelques niveaux de galets | 3.24                                | 1.32                                  | 77.3                   | 22.8        |  |
| 19.00          |                                                                                      | 3.6                                 | 1.54                                  | 32.9                   | 9.12        |  |
| 20.00          |                                                                                      | 3.39                                | 2.51                                  | 62                     | 18.3        |  |
| 21.00          |                                                                                      | 3.38                                | 2.89                                  | 58.1                   | 17.2        |  |
| 22.00          |                                                                                      | 4.09                                | 1.77                                  | 69.9                   | 17.1        |  |
| 23.00          |                                                                                      | 3.9                                 | 1.77                                  | 68.9                   | 17.7        |  |
| 24.00          |                                                                                      | 3.36                                | 2.12                                  | 77.9                   | 23.2        |  |
| 25.00          |                                                                                      | 4.26                                | 1.76                                  | 55.7                   | 13.1        |  |
| 26.00          |                                                                                      |                                     |                                       |                        |             |  |
| 28.00          |                                                                                      |                                     |                                       |                        |             |  |
| 30.00          |                                                                                      |                                     |                                       |                        |             |  |
| 32.00          |                                                                                      |                                     |                                       |                        |             |  |
| 34.00          |                                                                                      |                                     |                                       |                        |             |  |
| 36.00          |                                                                                      |                                     |                                       |                        |             |  |
| 38.00          |                                                                                      |                                     |                                       |                        |             |  |

**Machine de forage : GALAXY CHENILLE**  
**Opérateur : MEHNANE OTHMANE**

**Réalisé par LTPO**  
**Date : 10/08/2025 10:35:37**



---

## **Annexe 2. Modélisation**

---

**Chargements – Etude de tablier**

| Cas       | Type de charge               | Liste       | -                 | -       | -          |
|-----------|------------------------------|-------------|-------------------|---------|------------|
| 1:PP      | poids propre                 | Objets-tous | Structure entière | -Z      | Coef=1,00  |
| 4:CCP     | (EF) surfacique 3p (contour) | 26          | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-1,92  |
| 4:CCP     | (EF) surfacique 3p (contour) | 26          | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-5,45  |
| 4:CCP     | (EF) surfacique 3p (contour) | 26          | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-5,45  |
| 4:CCP     | (EF) linéaire 2p (3D)        | -           | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-0,60  |
| 4:CCP     | (EF) linéaire 2p (3D)        | -           | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-0,60  |
| 4:CCP     | (EF) linéaire 2p (3D)        | -           | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-1,00  |
| 4:CCP     | (EF) linéaire 2p (3D)        | -           | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-1,00  |
| 4:CCP     | (EF) linéaire 2p (3D)        | -           | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-3,35  |
| 4:CCP     | (EF) linéaire 2p (3D)        | -           | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-3,35  |
| 2:A(l)-1v | (EF) surfacique 3p (contour) | 26          | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-11,93 |
| 3:A(l)-2v | (EF) surfacique 3p (contour) | 26          | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-10,74 |
| 7:St      | (EF) surfacique 3p (contour) | 26          | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-1,50  |
| 7:St      | (EF) surfacique 3p (contour) | 26          | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-1,50  |

**Chargements – Etude de la dalle**

| Cas    | Type de charge           | Liste | -                 | -         | -          | -       | -          |
|--------|--------------------------|-------|-------------------|-----------|------------|---------|------------|
| 1:G    | poids propre             | 1     | Structure entière | Coef=1,00 | Normal     | MEMO:   |            |
| 1:G    | charge trapézoïdale (2p) | 1     | X1=1,00           | PY1=0,0   | PZ1=-1,92  | X2=7,00 | PZ2=-1,92  |
| 1:G    | charge trapézoïdale (2p) | 1     | X1=7,00           | PY1=0,0   | PZ1=-5,45  | X2=8,00 | PZ2=-5,45  |
| 1:G    | charge trapézoïdale (2p) | 1     | X1=0,0            | PY1=0,0   | PZ1=-5,45  | X2=1,00 | PZ2=-5,45  |
| 1:G    | force nodale             | 1 8   | FX=0,0            | FZ=-3,35  | CX=0,0     | CY=0,0  | BE=0,0     |
| 1:G    | force nodale             | 1 8   | FX=0,0            | FZ=-1,00  | CX=0,0     | CY=0,0  | BE=0,0     |
| 1:G    | force nodale             | 9 10  | FX=0,0            | FZ=-0,60  | CX=0,0     | CY=0,0  | BE=0,0     |
| 2:AL1  | charge trapézoïdale (2p) | 1     | X1=1,00           | PY1=0,0   | PZ1=-11,93 | X2=4,00 | PZ2=-11,93 |
| 3:AL2  | charge trapézoïdale (2p) | 1     | X1=1,00           | PY1=0,0   | PZ1=-10,74 | X2=7,00 | PZ2=-10,74 |
| 5:St   | charge trapézoïdale (2p) | 1     | X1=0,0            | PY1=0,0   | PZ1=-4,50  | X2=1,00 | PZ2=-4,50  |
| 5:St   | charge trapézoïdale (2p) | 1     | X1=7,00           | PY1=0,0   | PZ1=-4,50  | X2=8,00 | PZ2=-4,50  |
| 4:D240 | charge trapézoïdale (2p) | 1     | X1=2,90           | PY1=0,0   | PZ1=-40,32 | X2=6,10 | PZ2=-40,32 |

**Chargements – Chevêtre**

| Cas      | Type de charge  | Liste | -                 | -      | -          |
|----------|-----------------|-------|-------------------|--------|------------|
| 1 :Gch   | poids propre    | 1     | Structure entière | -Z     | Coef=1,00  |
| 2 :Gtab  | charge uniforme | 1     | PX=0,0            | PY=0,0 | PZ=-487,41 |
| 3 :Al    | charge uniforme | 1     | PX=0,0            | PY=0,0 | PZ=-137,72 |
| 4 :Bc    | charge uniforme | 1     | PX=0,0            | PY=0,0 | PZ=-134,54 |
| 5 :Mc120 | charge uniforme | 1     | PX=0,0            | PY=0,0 | PZ=-146,20 |
| 6 :D240  | charge uniforme | 1     | PX=0,0            | PY=0,0 | PZ=-249,59 |
| 7 :St    | charge uniforme | 1     | PX=0,0            | PY=0,0 | PZ=-9,53   |

**Chargements – Mur en retour**

| Cas   | Type de charge               | Liste     | -                 | -         | -         |
|-------|------------------------------|-----------|-------------------|-----------|-----------|
| 1:PP  | poids propre                 | 2         | Structure entière | -Z        | Coef=1,00 |
| 3:PDT | (EF) surfacique 3p (contour) | 2         | PX1=0,0           | PY1=36,18 | PZ1=0,0   |
| 4:PDS | (EF) surfacique uniforme     | 2         | PX=0,0            | PY=3,33   | PZ=0,0    |
| 2:CPP | (EF) linéaire sur les bords  | 2_BORD(5) | PX=0,0            | PY=0,0    | PZ=-8,21  |
| 5:St  | (EF) linéaire sur les bords  | 2_BORD(5) | PX=0,0            | PY=0,0    | PZ=-0,90  |

**Chargements – Etude sismique**

| Cas   | Type de charge               | Liste       | -                 | -       | -         |
|-------|------------------------------|-------------|-------------------|---------|-----------|
| 1:CP  | poids propre                 | Objets-tous | Structure entière | -Z      | Coef=1,00 |
| 1:CP  | (EF) surfacique uniforme     | 102         | PX=0,0            | PY=0,0  | PZ=-6,25  |
| 2:CCP | (EF) surfacique 3p (contour) | 102         | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-5,45 |
| 2:CCP | (EF) surfacique 3p (contour) | 102         | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-5,45 |
| 2:CCP | (EF) surfacique 3p (contour) | 102         | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-1,92 |
| 2:CCP | (EF) linéaire 2p (3D)        |             | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-4,35 |
| 2:CCP | (EF) linéaire 2p (3D)        |             | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-4,35 |
| 2:CCP | (EF) linéaire 2p (3D)        |             | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-0,60 |
| 2:CCP | (EF) linéaire 2p (3D)        |             | PX1=0,0           | PY1=0,0 | PZ1=-0,60 |

**Etude sismique - Modes propres**

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|
| 3/ 1     | 1,12           | 0,89          | 0                      | 90,48                  | 0                   | 90,48               |
| 3/ 2     | 1,13           | 0,88          | 0                      | 90,48                  | 0                   | 0,01                |
| 3/ 3     | 1,17           | 0,86          | 93,49                  | 90,48                  | 93,49               | 0                   |
| 3/ 4     | 1,21           | 0,82          | 93,49                  | 90,48                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 5     | 1,54           | 0,65          | 93,49                  | 90,55                  | 0                   | 0,07                |
| 3/ 6     | 1,55           | 0,64          | 93,49                  | 90,55                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 7     | 2,15           | 0,47          | 93,49                  | 90,55                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 8     | 2,15           | 0,47          | 93,49                  | 90,55                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 9     | 2,31           | 0,43          | 93,49                  | 91,26                  | 0                   | 0,7                 |
| 3/ 10    | 2,31           | 0,43          | 93,49                  | 91,26                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 11    | 2,76           | 0,36          | 93,49                  | 91,26                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 12    | 2,77           | 0,36          | 93,49                  | 91,26                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 13    | 2,78           | 0,36          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0,06                |
| 3/ 14    | 2,78           | 0,36          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 15    | 3,04           | 0,33          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 16    | 3,04           | 0,33          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 17    | 3,46           | 0,29          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 18    | 3,46           | 0,29          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 19    | 3,91           | 0,26          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 20    | 3,91           | 0,26          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 21    | 4,17           | 0,24          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 22    | 4,17           | 0,24          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 23    | 4,47           | 0,22          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 24    | 4,47           | 0,22          | 93,49                  | 91,32                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 25    | 6,4            | 0,16          | 93,49                  | 91,79                  | 0                   | 0,47                |
| 3/ 26    | 6,41           | 0,16          | 93,49                  | 91,79                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 27    | 7,06           | 0,14          | 100                    | 91,79                  | 6,51                | 0                   |
| 3/ 28    | 8,61           | 0,12          | 100                    | 91,79                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 29    | 8,61           | 0,12          | 100                    | 91,79                  | 0                   | 0                   |
| 3/ 30    | 8,73           | 0,11          | 100                    | 91,8                   | 0                   | 0,01                |

---

## **Annexe 3. Etude de la précontrainte**

---

**Valeurs de tension initiale à l'origine**

| Classe (MPa)     |    | 1770 | 1770 | 1860 | 1860 | 1860 | 1860 |
|------------------|----|------|------|------|------|------|------|
| Diamètre (mm)    |    | 15.3 | 15.7 | 12.5 | 12.9 | 15.3 | 15.7 |
| Nombre de torons | 1  | 196  | 211  | 137  | 148  | 206  | 221  |
|                  | 2  | 392  | 421  | 274  | 295  | 412  | 443  |
|                  | 3  | 589  | 632  | 410  | 443  | 618  | 664  |
|                  | 4  | 785  | 842  | 547  | 590  | 824  | 886  |
|                  | 5  | 981  | 1053 | 684  | 738  | 1031 | 1107 |
|                  | 6  | 1177 | 1264 | 821  | 886  | 1237 | 1328 |
|                  | 7  | 1373 | 1474 | 958  | 1033 | 1443 | 1550 |
|                  | 9  | 1766 | 1895 | 1231 | 1328 | 1855 | 1993 |
|                  | 12 | 2354 | 2527 | 1642 | 1771 | 2473 | 2657 |
|                  | 13 | 2551 | 2738 | 1778 | 1919 | 2679 | 2878 |
|                  | 19 | 3728 | 4001 | 2599 | 2804 | 3916 | 4207 |
|                  | 22 | 4316 | 4633 | 3010 | 3247 | 4534 | 4871 |
|                  | 25 | 4905 | 5265 | 3420 | 3690 | 5153 | 5535 |

**Valeurs moyennes des coefficients  $f$  et  $\varphi$** 

| Cas                                                                | Nature des armatures          | $f$                    |                | $\varphi (m^{-1})$ |
|--------------------------------------------------------------------|-------------------------------|------------------------|----------------|--------------------|
|                                                                    |                               | $3 \leq R (m) \leq 6$  | $R (m) \geq 6$ |                    |
| I - Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise      | Fils tréfilés ronds et lisses | $\frac{(22 - R)}{100}$ | 0,16           | 0,002              |
|                                                                    | Torons                        | $\frac{(24 - R)}{100}$ | 0,18           |                    |
| II - Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage | Fils tréfilés ronds et lisses | $\frac{(24 - R)}{100}$ | 0,18           | 0,003              |
|                                                                    | Torons                        | $\frac{(26 - R)}{100}$ | 0,20           |                    |

---

**Caractéristiques des câbles de précontrainte**

| $T_m$<br>(MPa) | $D$<br>(mm) | $S$<br>(mm <sup>2</sup> ) | $F_{pk}$<br>(kN) | $M$<br>(kg/m) | $F_{p0.1\%}$<br>(kN) | $F_0$<br>(kN) | $T_0$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|----------------|-------------|---------------------------|------------------|---------------|----------------------|---------------|-------------------------------|
| 1770           | 12.5        | 93                        | 165              | 0.726         | 145                  | 130.5         | 1416                          |
| 1770           | 12.9        | 100                       | 177              | 0.781         | 156                  | 140.4         | 1416                          |
| 1770           | 15.3        | 140                       | 248              | 1.093         | 218                  | 196.2         | 1416                          |
| 1770           | 15.7        | 150                       | 266              | 1.172         | 234                  | 210.6         | 1416                          |
| 1860           | 12.5        | 93                        | 173              | 0.726         | 152                  | 136.8         | 1488                          |
| 1860           | 12.9        | 100                       | 186              | 0.781         | 164                  | 147.6         | 1488                          |
| 1860           | 15.3        | 140                       | 260              | 1.093         | 229                  | 206.1         | 1488                          |
| 1860           | 15.7        | 150                       | 279              | 1.172         | 246                  | 221.4         | 1488                          |

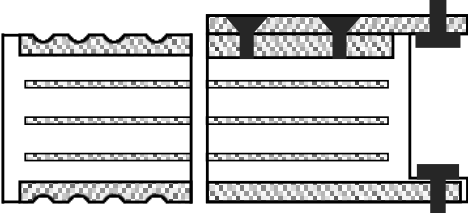
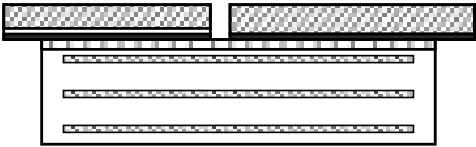
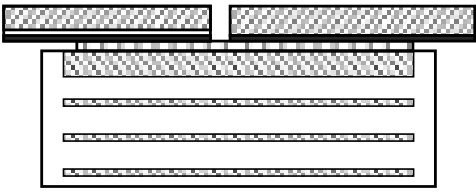
---

## **Annexe 4. Equipements**

---



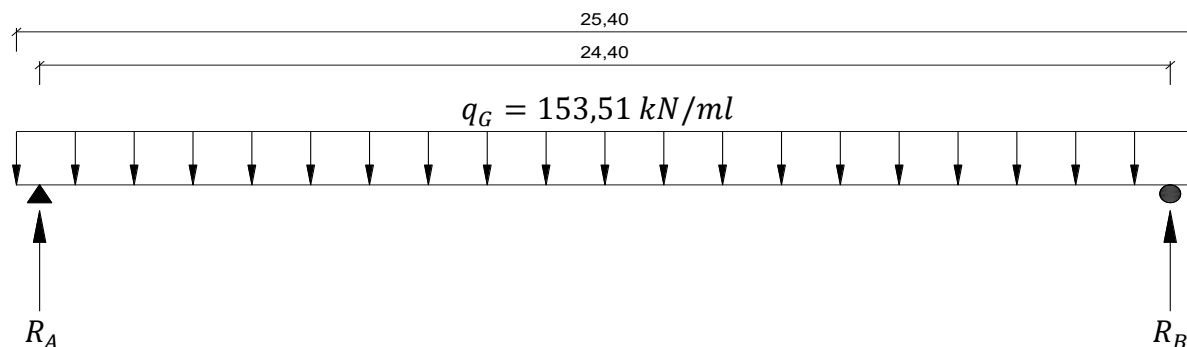
## Types d'appareils d'appui en élastomère

| Type   | Désignation                                               | Description                                                                                | Coupe transversale                                                                   |
|--------|-----------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| Type A | Appareil d'appui fretté entièrement enrobé d'élastomère   | Comprenant une seule frette en acier.                                                      |    |
| Type B | Appareil d'appui fretté entièrement enrobé d'élastomère   | Comprenant au moins deux frettes en acier.                                                 |    |
| Type C | Appareil d'appui fretté avec frettes extérieures en acier | Frettes rainurées ou permettant la fixation.                                               |    |
| Type D | Appareil d'appui de type B avec PTFE                      | Feuille de PTFE collée à l'élastomère.                                                     |   |
| Type E | Appareil d'appui de type C avec PTFE                      | Une frette extérieure collée à l'élastomère et une feuille de PTFE encastrée dans l'acier. |  |
| Type F | Appareil d'appui non fretté                               | Appareils d'appui en bande.                                                                |  |

## Réactions d'appuis

Le chargement d'une seule travée permet de déterminer les réactions maximales au niveau des culées, tandis que le chargement de deux travées permet de déterminer les réactions maximales au niveau de la pile. Ces réactions sont comparées avec les réactions calculées par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.

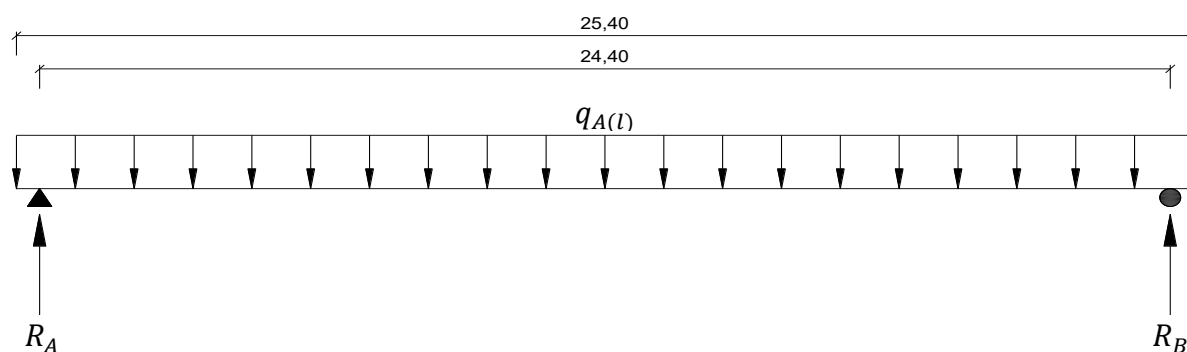
Note :  $R_A$  représente la réaction de la culée et  $R_B$  représente la réaction de la pile.

**Une travée chargée****Charge permanente  $G$** 

$$R_A = R_B = \frac{q_G \cdot L}{2}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus aux charges permanentes :

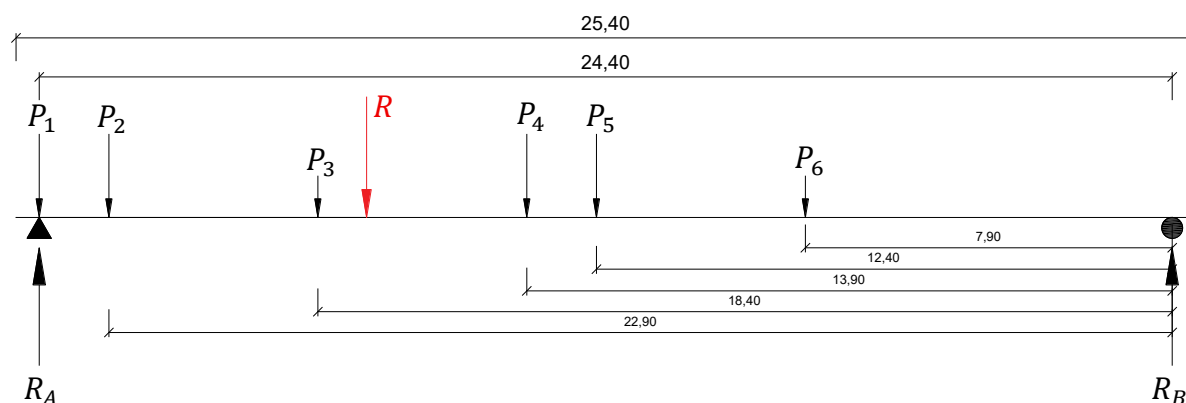
| $q_G \text{ (kN/ml)}$ | $L \text{ (m)}$ | $R_A \text{ (kN)}$ | $R_B \text{ (kN)}$ |
|-----------------------|-----------------|--------------------|--------------------|
| 153,51                | 25,40           | 1949,62            | 1949,62            |

**Système de charge  $A(l)$** 

$$R_A = R_B = \frac{q_{A(l)} \cdot L}{2}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus au système  $A(l)$  :

| N° Voies chargées | $q_{A(l)} \text{ (kN/ml)}$ | $L \text{ (m)}$ | $R_A \text{ (kN)}$ | $R_B \text{ (kN)}$ |
|-------------------|----------------------------|-----------------|--------------------|--------------------|
| 1                 | 35,78                      | 25,40           | 454,37             | 454,37             |
| 2                 | 64,40                      | 25,40           | 817,86             | 817,86             |

**Système de charge  $B_c$** 

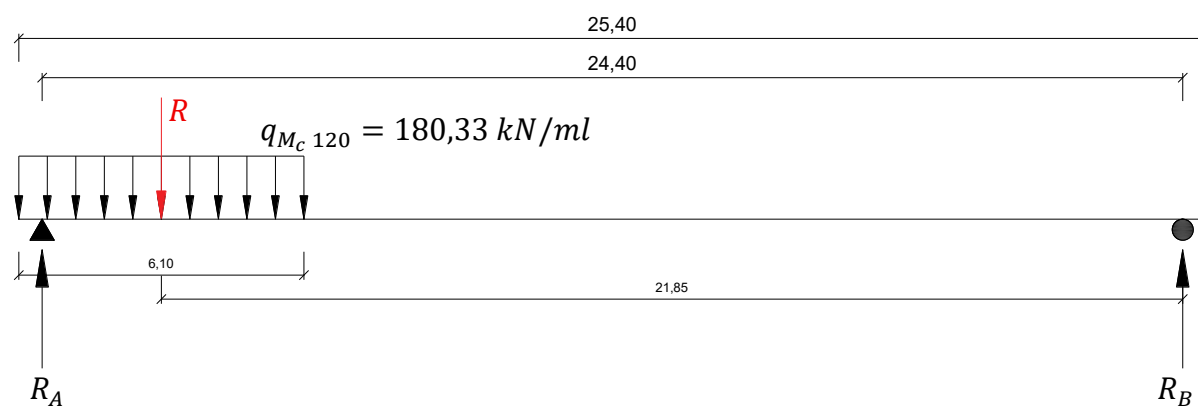
Note : le coefficient  $b_c$  est égal à 1, donc il n'est pas pris en compte dans le calcul.

$$R = \sum_{i=1}^6 P_i \quad ; \quad x_R = \frac{\sum_{i=1}^6 (x_i \cdot P_i)}{R} \quad ; \quad T = \delta_{B_c} \cdot R \quad ; \quad \sum M_{/B} = x_R \cdot T - 24,40 R_A = 0 \quad ;$$

$$R_B = T - R_A$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus au système  $B_c$  :

| Charges ponctuelles |         |               |          |          |           |            |            |
|---------------------|---------|---------------|----------|----------|-----------|------------|------------|
| $i$                 |         | 1             | 2        | 3        | 4         | 5          | 6          |
| $P_i$ (kN)          | 1 voie  | 120           | 120      | 60       | 120       | 120        | 60         |
|                     | 2 voies | 240           | 240      | 120      | 240       | 240        | 120        |
| $x_i$ (m)           |         | 24,40         | 22,90    | 18,40    | 13,90     | 12,40      | 7,90       |
| Réactions           |         |               |          |          |           |            |            |
| N° Voies chargées   |         | $\delta_{bc}$ | $R$ (kN) | $T$ (kN) | $x_R$ (m) | $R_A$ (kN) | $R_B$ (kN) |
| 1                   |         | 1,090         | 600      | 654,15   | 17,35     | 465,15     | 189,01     |
| 2                   |         | 1,111         | 1200     | 1333.07  | 17,35     | 947.90     | 385,17     |

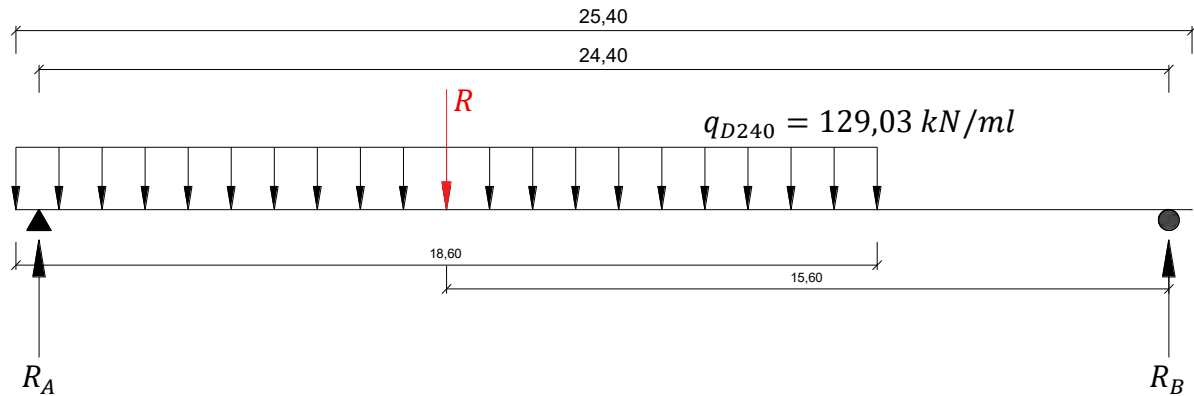
**Convoi  $M_c$  120**

$$R = 6,1 q_{M_c 120} \quad ; \quad T = \delta_{M_c 120} \cdot R \quad ; \quad \sum M_{/B} = x_R \cdot T - 24,4 R_A = 0$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus au convoi  $M_c 120$  :

| $\delta_{M_c 120}$ | $R$ (kN) | $T$ (kN) | $x_R$ (m) | $R_A$ (kN) | $R_B$ (kN) |
|--------------------|----------|----------|-----------|------------|------------|
| 1,108              | 1100     | 1218,31  | 21,85     | 1090,99    | 127,32     |

### Convoi type D240

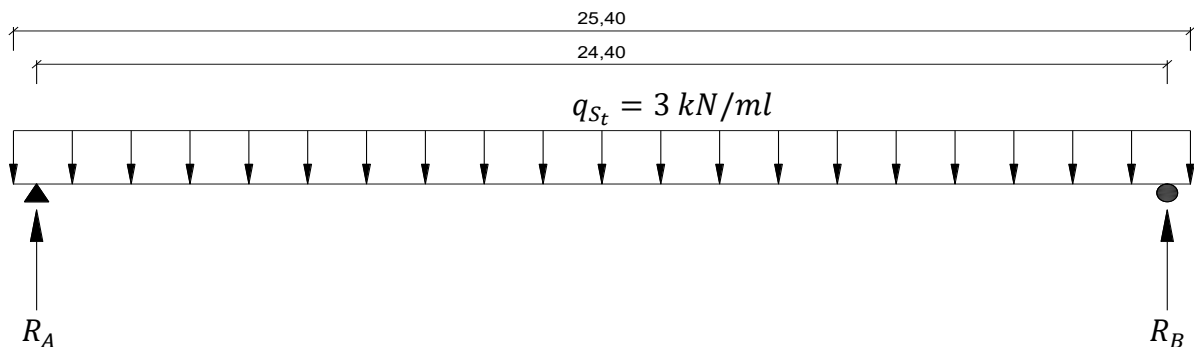


$$R = 18,6 q_{D240} ; \sum M_{/B} = x_R \cdot R - 24,4 R_A = 0$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus au convoi D240 :

| $R$ (kN) | $x_R$ (m) | $R_A$ (kN) | $R_B$ (kN) |
|----------|-----------|------------|------------|
| 2400     | 15,60     | 1534,43    | 865,57     |

### Surcharge sur les trottoirs $S_t$



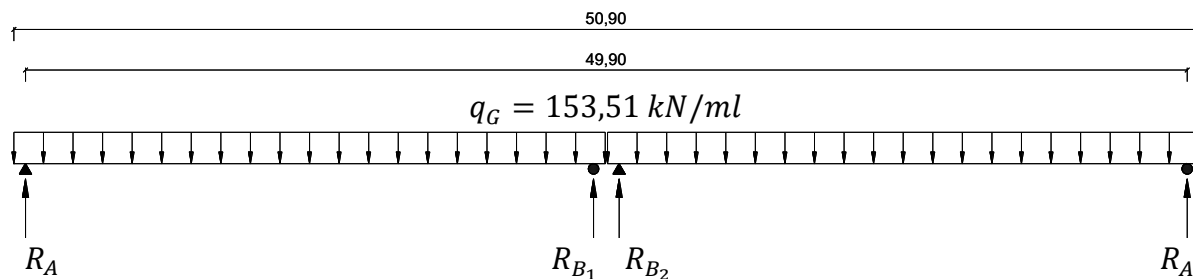
$$R_A = R_B = \frac{q_{S_t} \cdot L}{2}$$

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus aux surcharges sur les trottoirs :

| $q_{S_t}$ (kN/ml) | $L$ (m) | $R_A$ (kN) | $R_B$ (kN) |
|-------------------|---------|------------|------------|
| 3                 | 25,40   | 38,10      | 38,10      |

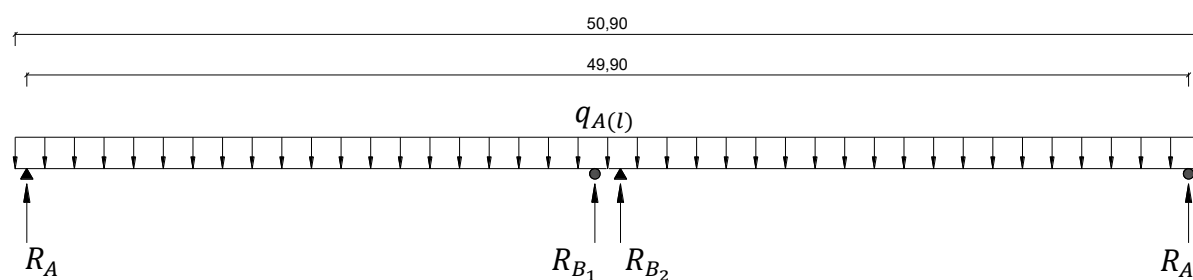
**Deux travées chargées**

Note : La réaction de la pile est la somme des réactions  $R_{B_1}$  et  $R_{B_2}$

**Charge permanente  $G$** 

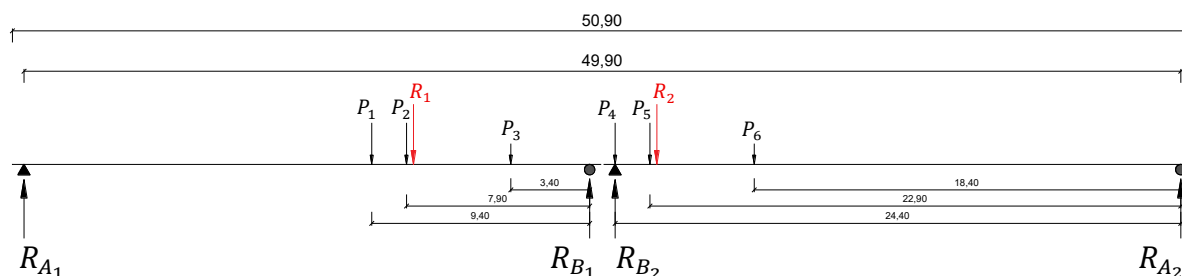
Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus aux charges permanentes :

| $q_G \text{ (kN/ml)}$ | $L \text{ (m)}$ | $R_A \text{ (kN)}$ | $R_{B_1} \text{ (kN)}$ | $R_{B_2} \text{ (kN)}$ | $R_B \text{ (kN)}$ |
|-----------------------|-----------------|--------------------|------------------------|------------------------|--------------------|
| 153,51                | 25,40           | 1949,62            | 1949,62                | 1949,62                | 3899,24            |

**Système de charge  $A(l)$** 

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus au système  $A(l)$  :

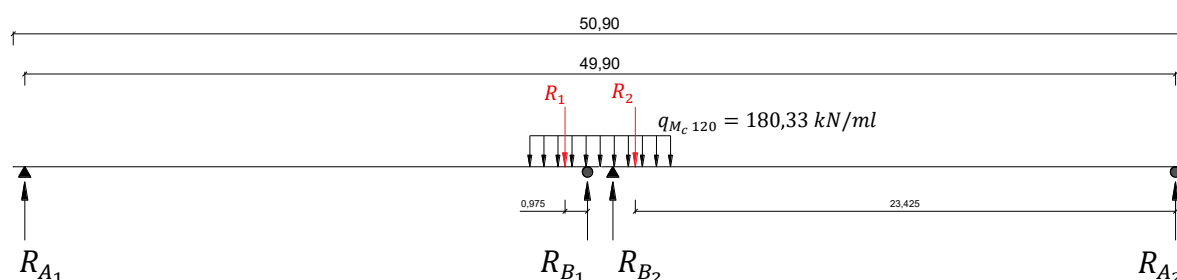
| N° Voies chargées | $q_{A(l)} \text{ (kN/ml)}$ | $L \text{ (m)}$ | $R_A \text{ (kN)}$ | $R_{B_1} \text{ (kN)}$ | $R_{B_2} \text{ (kN)}$ | $R_B \text{ (kN)}$ |
|-------------------|----------------------------|-----------------|--------------------|------------------------|------------------------|--------------------|
| 1                 | 24,10                      | 25,40           | 306,04             | 306,04                 | 306,04                 | 612,08             |
| 2                 | 43,38                      | 25,40           | 550,87             | 550,87                 | 550,87                 | 1101,74            |

**Système de charge  $B_c$** 

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus au système  $B_c$  :

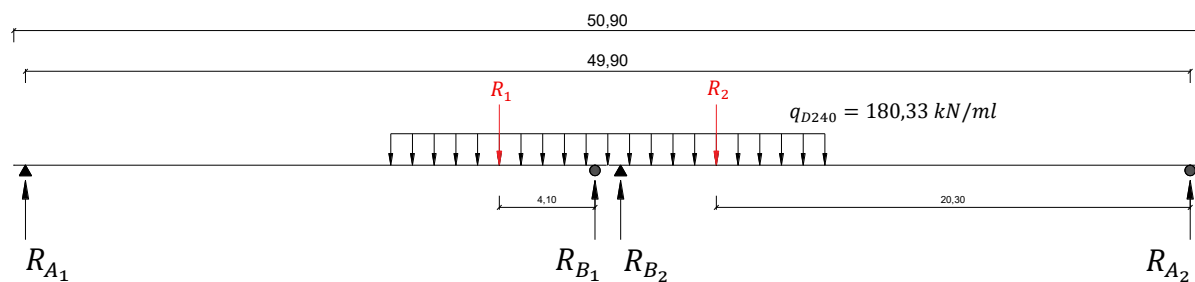
| Charges ponctuelles                             |               |                |            |                |                |                |       |
|-------------------------------------------------|---------------|----------------|------------|----------------|----------------|----------------|-------|
| Point de référence                              |               | $B_1$          |            |                | $A_2$          |                |       |
| $i$                                             |               | 1              | 2          | 3              | 4              | 5              | 6     |
| $P_i$ (kN)                                      | 1 voie        | 120            | 120        | 60             | 120            | 120            | 60    |
|                                                 | 2 voies       | 240            | 240        | 120            | 240            | 240            | 120   |
| $x_i$ (m)                                       |               | 9,40           | 7,90       | 3,40           | 24,40          | 22,90          | 18,40 |
| Réactions d'appuis de la 1 <sup>re</sup> travée |               |                |            |                |                |                |       |
| N° Voies chargées                               | $\delta_{bc}$ | $R_1$ (kN)     | $T_1$ (kN) | $x_{R_1}$ (m)  | $R_{A_1}$ (kN) | $R_{B_1}$ (kN) |       |
| 1                                               | 1,090         | 300            | 327,08     | 7,60           | 101,88         | 225,20         |       |
| 2                                               | 1,111         | 600            | 666,54     | 7,60           | 207,61         | 458,93         |       |
| Réactions d'appuis de la 2 <sup>e</sup> travée  |               |                |            |                |                |                |       |
| N° Voies chargées                               | $\delta_{bc}$ | $R_2$ (kN)     | $T_2$ (kN) | $x_{R_2}$ (m)  | $R_{A_2}$ (kN) | $R_{B_2}$ (kN) |       |
| 1                                               | 1,090         | 300            | 327,08     | 22,60          | 24,13          | 302,95         |       |
| 2                                               | 1,111         | 600            | 666,54     | 22,60          | 49,17          | 617,36         |       |
| Réaction totale de la pile $R_B$                |               |                |            |                |                |                |       |
| N° Voies chargées                               |               | $R_{B_1}$ (kN) |            | $R_{B_2}$ (kN) |                | $R_B$ (kN)     |       |
| 1                                               |               | 225,20         |            | 302,95         |                | 528,15         |       |
| 2                                               |               | 458,93         |            | 617,36         |                | 1076,29        |       |

### Convoi $M_c$ 120



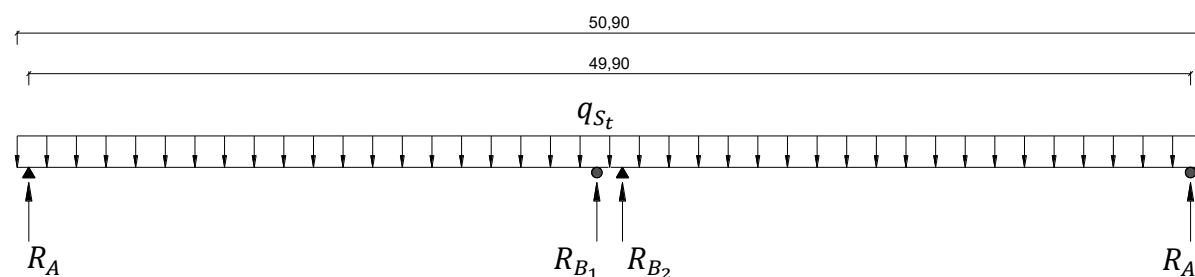
Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus au convoi  $M_c$  120 :

| Réactions d'appuis de la 1 <sup>re</sup> travée |            |                |               |                |                |
|-------------------------------------------------|------------|----------------|---------------|----------------|----------------|
| $\delta_{M_c 120}$                              | $R_1$ (kN) | $T_1$ (kN)     | $x_{R_1}$ (m) | $R_{A_1}$ (kN) | $R_{B_1}$ (kN) |
| 1,108                                           | 550        | 609,16         | 0,975         | 24,34          | 584,81         |
| Réactions d'appuis de la 2 <sup>e</sup> travée  |            |                |               |                |                |
| $\delta_{M_c 120}$                              | $R_2$ (kN) | $T_2$ (kN)     | $x_{R_2}$ (m) | $R_{A_2}$ (kN) | $R_{B_2}$ (kN) |
| 1,108                                           | 550        | 609,16         | 23,425        | 24,34          | 584,81         |
| Réaction totale de la pile $R_B$                |            |                |               |                |                |
| $R_{B_1}$ (kN)                                  |            | $R_{B_2}$ (kN) |               | $R_B$ (kN)     |                |
| 584,81                                          |            | 584,81         |               | 1169,63        |                |

**Convoi type D240**

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus au convoi D240 :

| Réactions d'appuis de la 1 <sup>re</sup> travée |                        |                        |                        |
|-------------------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| $R_1 \text{ (kN)}$                              | $x_{R_1} \text{ (m)}$  | $R_{A_1} \text{ (kN)}$ | $R_{B_1} \text{ (kN)}$ |
| 1200                                            | 4,10                   | 201,64                 | 998,36                 |
| Réactions d'appuis de la 2 <sup>e</sup> travée  |                        |                        |                        |
| $R_2 \text{ (kN)}$                              | $x_{R_2} \text{ (m)}$  | $R_{A_2} \text{ (kN)}$ | $R_{B_2} \text{ (kN)}$ |
| 1200                                            | 20,30                  | 201,64                 | 998,36                 |
| Réaction totale de la pile $R_B$                |                        |                        |                        |
| $R_{B_1} \text{ (kN)}$                          | $R_{B_2} \text{ (kN)}$ | $R_B \text{ (kN)}$     |                        |
| 998,36                                          | 998,36                 | 1996,72                |                        |

**Surcharge sur les trottoirs  $S_t$** 

Le tableau ci-dessous résume le calcul des réactions dus aux surcharges sur les trottoirs :

| $q_{S_t} \text{ (kN/ml)}$ | $L \text{ (m)}$ | $R_A \text{ (kN)}$ | $R_{B_1} \text{ (kN)}$ | $R_{B_2} \text{ (kN)}$ | $R_B \text{ (kN)}$ |
|---------------------------|-----------------|--------------------|------------------------|------------------------|--------------------|
| 3                         | 25,40           | 38,10              | 38,10                  | 38,10                  | 76,20              |

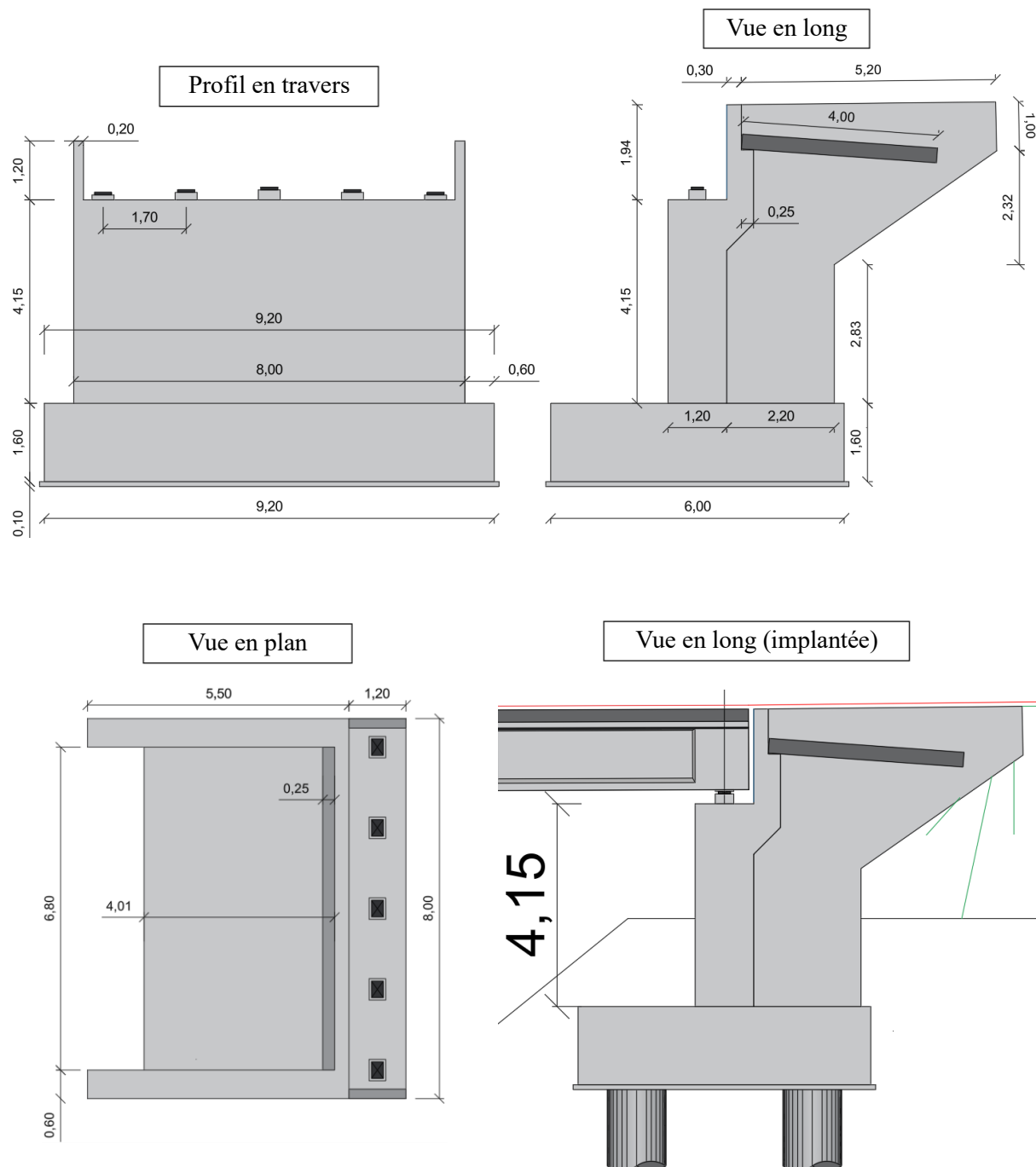
---

## **Annexe 5. Infrastructure**

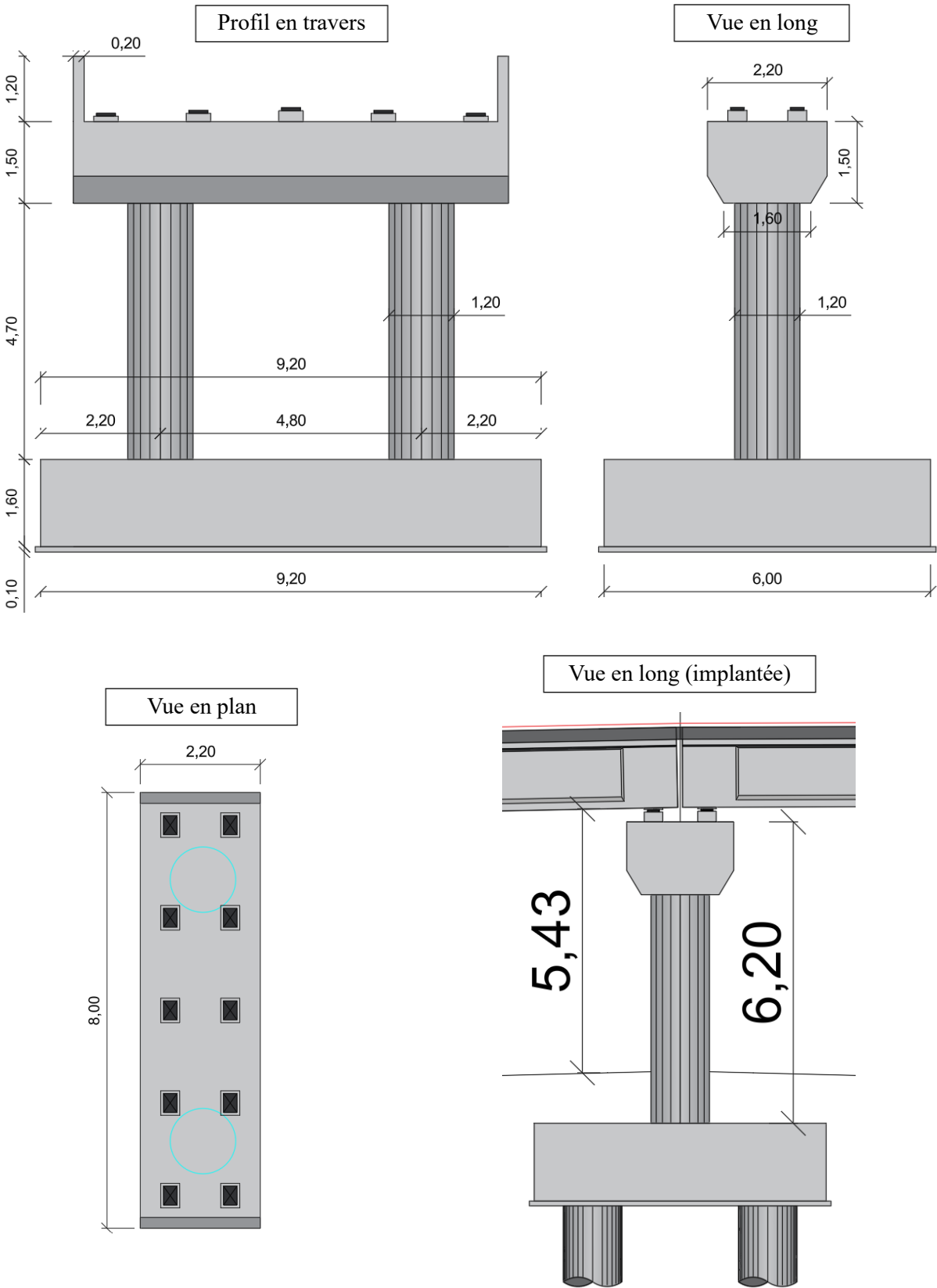
---



## Dimensions de la culée



Dimensions de la pile



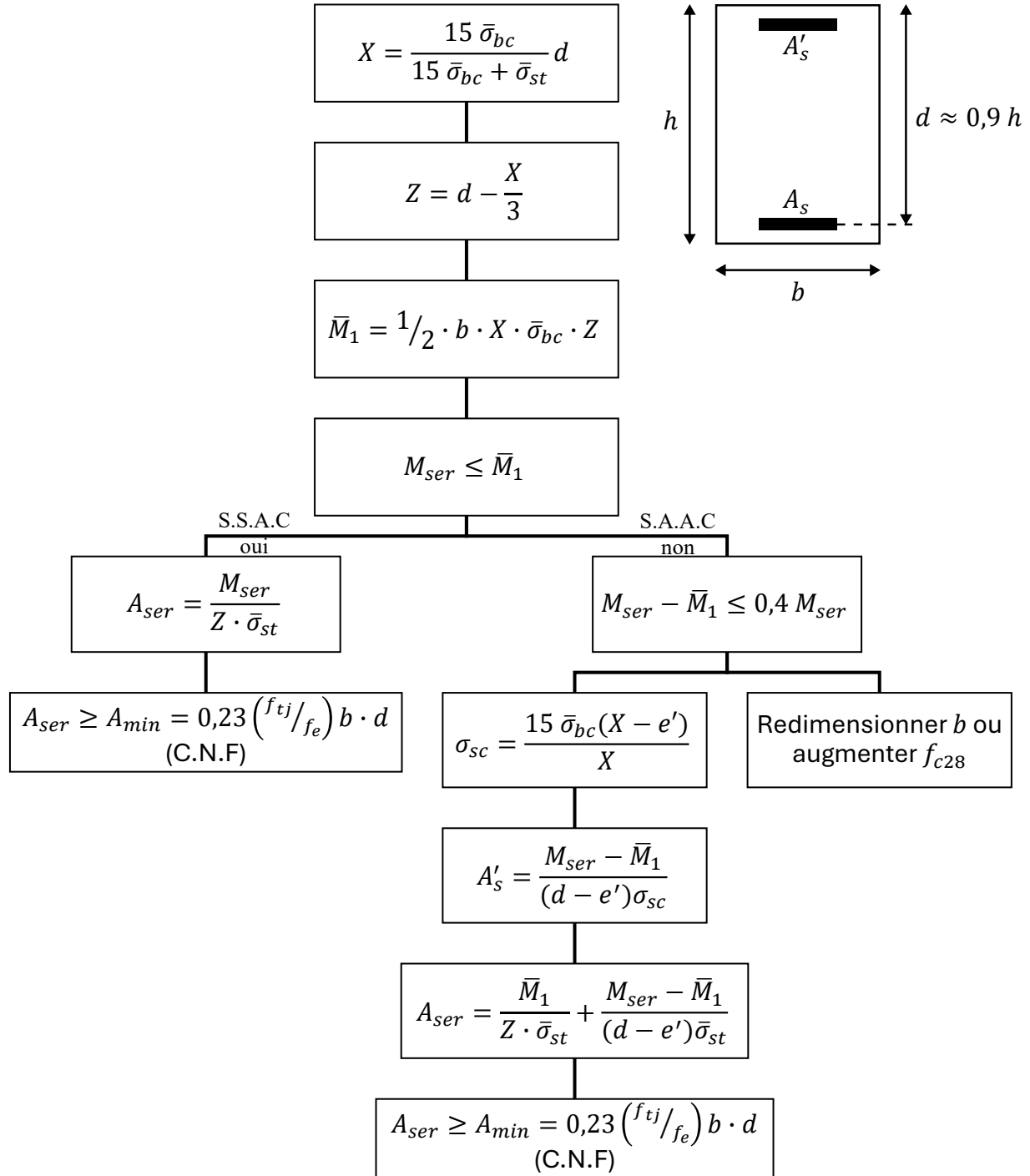
---

## **Annexe 6. Notes de calcul du ferraillage**

---

**Dimensionnement d'une section rectangulaire à l'ELS vis-à-vis de la durabilité**  
**Flexion simple**

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$  ;  $\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right\}$  en cas de fissuration préjudiciable ;  $\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{0,8\left(\frac{2}{3}\right) f_e ; \max(0,4 f_e ; 88 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right\}$  en cas de fissuration très préjudiciable ;  $\eta = 1,0$  (R . L) ;  $\eta = 1,6$  (H . A)



## Ferrailage de l'hourdis (nappe sup)

### Calcul de Section en Flexion Simple

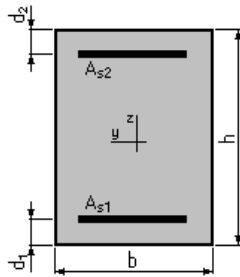
#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 25,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

#### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|------------------|------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 0,00             | 0,00             |
| Etat Limite de Service             | 27,65            | 0,00             |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00             | 0,00             |

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 6,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 3,1$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,30$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0,16$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{max} = 27,65$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 5,2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 18,3$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2,6$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $\sigma_s = 22,2$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## Ferrailage de l'hourdis (nappe inf) Calcul de Section en Flexion Simple

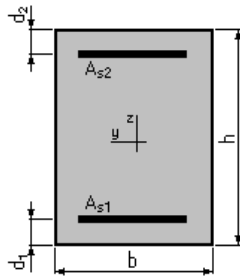
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 25,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|------------------|------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 0,00             | 0,00             |
| Etat Limite de Service             | 34,33            | 0,00             |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00             | 0,00             |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 7,6$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\ min} = 3,1$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,38$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0,16$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{max} = 34,33$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 5,7$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 18,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6,7$  (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)

## Ferrailage de l'entretoise (nappe sup) Calcul de Section en Flexion Simple

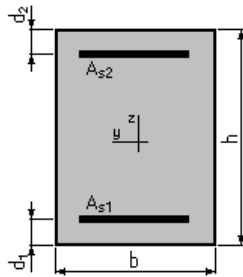
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 90,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 0,00              | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 256,19            | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 13,7$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 2,4$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,64$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,11$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 256,19$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 30,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 75,0$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 9,1$  (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)

## Ferrailage de l'entretoise (nappe inf) Calcul de Section en Flexion Simple

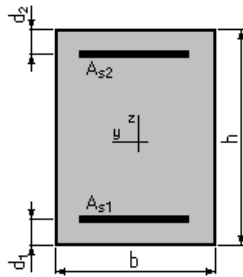
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 25,0$  (cm)

$h = 90,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|------------------|------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 0,00             | 0,00             |
| Etat Limite de Service             | 68,85            | 0,00             |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00             | 0,00             |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 3,5$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s min} = 2,4$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,16$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0,11$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{max} = 68,85$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 16,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 79,4$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2,0$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 21,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $\sigma_s = 25,2$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s lim} = 250,0$  (MPa)



## Ferrailage du mur de front

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

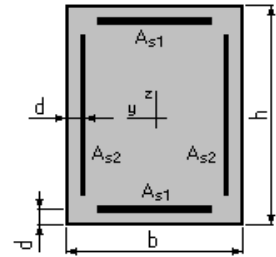
- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)

$h = 120,0$  (cm)

$d = 7,0$  (cm)



#### 3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN) | M <sub>y</sub> (kN*m) | M <sub>z</sub> (kN*m) |
|--------|------|--------|-----------------------|-----------------------|
| 1.     | ELU  | 789,14 | 343,76                | 0,00                  |
| 2.     | ELS  | 585,42 | 255,15                | 0,00                  |

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 12,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\min} = 24,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section maximum  $A_{s\max} = 600,0$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,20$  (%)

Minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    **N = 789,14 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 343,76 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 9,30    Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 59,9$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 89,0$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 3,10$  (‰)

Contrainte de l'acier tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS**    **N = 585,42 (kN)**    **M<sub>y</sub> = 255,15 (kN\*m)**    **M<sub>z</sub> = 0,00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 8,84

Position de l'axe neutre:  $y = 63,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 91,8$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,5$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $\sigma_s = 6,1$  (MPa)

comprimée:  $\sigma'_s = 20,3$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)

## Ferrailage du mur garde-grève

### Calcul de Section en Flexion Simple

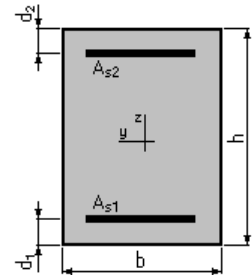
#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)



#### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|------------------|------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 141,01           | 0,00             |
| Etat Limite de Service             | 105,67           | 0,00             |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00             | 0,00             |

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 19,4$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum  $A_{s\ min} = 3,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 0,77$  (%)  
 minimum  $\rho_{min} = 0,12$  (%)

##### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{max} = 141,01$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1,33      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:  $y = 6,9$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 22,2$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 9,23$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{max} = 105,67$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 9,5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 21,8$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 10,2$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## Ferrailage du mur en retour (Mxx) Calcul de Section en Flexion Simple

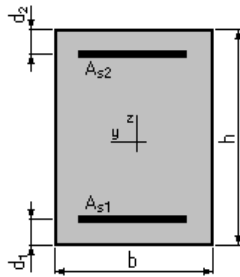
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 60,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|------------------|------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 0,00             | 0,00             |
| Etat Limite de Service             | 221,69           | 0,00             |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00             | 0,00             |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 17,7$  (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  $\rho = 0,32$  (%)

minimum  $\rho_{min} = 0,10$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{max} = 221,69$  (kN\*m)  $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 14,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 50,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6,0$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## Ferrailage du mur en retour (Myy) Calcul de Section en Flexion Simple

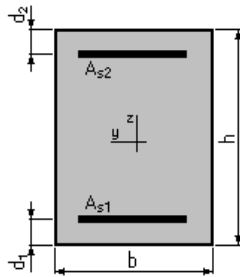
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 0,00              | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 130,67            | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 10,2$  (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  $\rho = 0,19$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 130,67$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 11,5$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 51,2$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2,1$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $\sigma_s = 25,2$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \lim} = 250,0$  (MPa)

## Ferrailage de la dalle de transition Calcul de Section en Flexion Simple

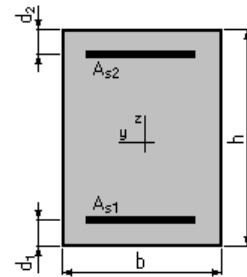
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 30,0$  (cm)  
 $d_1 = 5,0$  (cm)  
 $d_2 = 5,0$  (cm)



### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|------------------|------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 94,71            | 0,00             |
| Etat Limite de Service             | 70,45            | 0,00             |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00             | 0,00             |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 12,6$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum  $A_{s\ min} = 3,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 0,50$  (%)  
 minimum  $\rho_{min} = 0,12$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{max} = 94,71$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1,34      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 4,5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 23,2$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\epsilon_b = 2,19$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{max} = 70,45$  (kN\*m)       $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 8,0$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 22,3$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 7,9$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## Ferrailage du corbeau Calcul d'une Section Comprimée

### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

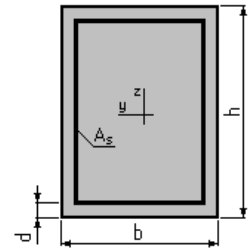
- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)

$h = 25,0$  (cm)

$d = 5,0$  (cm)



### 3. Forces:

|                                    | N (kN) |
|------------------------------------|--------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 70,45  |
| Etat Limite de Service             | 94,71  |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00   |

### 4. Résultats:

#### Résistance des Matériaux:

|                   |                    |                    |                    |                    |                    |
|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Section brute     | $B = 2500,0$       | (cm <sup>2</sup> ) | Section réduite    | $B_r = 2254,0$     | (cm <sup>2</sup> ) |
| Long flambement   | $l_{fy} = 3,0$     | (m)                | Long flambement    | $l_{fz} = 3,0$     | (m)                |
| Inertie           | $I_y = 130208,3$   | (cm <sup>4</sup> ) | Inertie            | $I_z = 2083333,3$  | (cm <sup>4</sup> ) |
| Rayon de giration | $i_y = 7,2$        | (cm)               | Rayon de giration  | $i_z = 28,9$       | (cm)               |
| Elancement        | $\lambda_y = 41,6$ |                    | Elancement         | $\lambda_z = 10,4$ |                    |
|                   | $\alpha = 0,66$    |                    | $N_u$ (béton seul) | $= 2988,64$        | (kN)               |

#### Béton:

$\sigma$  ( ELS ) = 0,3 (MPa)  
 $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

#### Acier:

|                   |                      |                    |
|-------------------|----------------------|--------------------|
| Section théorique | $A_s = 10,0$         | (cm <sup>2</sup> ) |
| Section minimum   | $A_{s \min} = 10,0$  | (cm <sup>2</sup> ) |
| Section maximum   | $A_{s \max} = 125,0$ | (cm <sup>2</sup> ) |
| théorique         | $\rho = 0,60$        | (%)                |
| minimum           | $\rho_{\min} = 0,40$ | (%)                |
| maximum           | $\rho_{\max} = 5,00$ | (%)                |

## Ferrailage de la semelle (culée) Calcul de Section en Flexion Simple

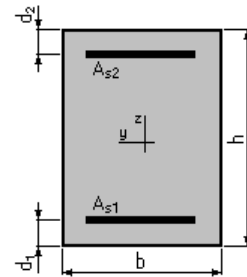
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:

$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 160,0$  (cm)  
 $d_1 = 7,0$  (cm)  
 $d_2 = 7,0$  (cm)



### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 0,00              | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 808,88            | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 576,56            | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 22,6$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)  
 Section minimum  $A_{s \min} = 15,3$  (cm<sup>2</sup>)  
 théorique  $\rho = 0,15$  (%)  
 minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS  $M_{\max} = 808,88$  (kN\*m)       $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 1,00  
 Position de l'axe neutre:  $y = 29,0$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 143,3$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,8$  (MPa)  
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 24,1$  (MPa)  
 Contrainte limite de l'acier:  
      $\sigma_{s \lim} = 250,0$  (MPa)

**Cas ELA  $M_{\max} = 576,56$  (kN\*m)       $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**  
 Coefficient de sécurité: 2,94      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 7,1$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 150,2$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,48$  (‰)  
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:  
     tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

## Ferrailage des pieux (culée)

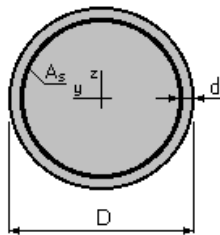
### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$D = 120,0$  (cm)

$d = 7,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN)  | $M_y$ (kN*m) | $M_z$ (kN*m) |
|--------|------|---------|--------------|--------------|
| 1.     | ELU  | 1227,62 | 869,71       | 0,00         |
| 2.     | ELS  | 1657,07 | 1173,17      | 0,00         |
| 3.     | ELA  | 828,53  | 1397,40      | 0,00         |

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

|                            |                                         |                 |                      |
|----------------------------|-----------------------------------------|-----------------|----------------------|
| Section théorique          | $A_s = 113,1$ (cm <sup>2</sup> )        |                 |                      |
| Section minimum            | $A_{s \min} = 113,1$ (cm <sup>2</sup> ) | Section maximum | $A_{s \max}$         |
| = 565,5 (cm <sup>2</sup> ) |                                         |                 |                      |
| théorique                  | $\rho = 1,00$ (%)                       |                 |                      |
| minimum                    | $\rho_{\min} = 0,50$ (%)                | maximum         | $\rho_{\max} = 5,00$ |
| (%)                        |                                         |                 |                      |

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    $N = 1227,62$  (kN)    $M_y = 869,71$  (kN\*m)    $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:      3,82      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:       $y = 53,2$  (cm)  
 Bras de levier:       $Z = 87,8$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)



Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 3,92$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS  $N = 1657,07$  (kN)  $M_y = 1173,17$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,48  
Position de l'axe neutre:  $y = 52,2$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 91,0$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 9,7$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 169,2$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 125,5$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA  $N = 828,53$  (kN)  $M_y = 1397,40$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2,28      Pivot: B  
Position de l'axe neutre:  $y = 35,2$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 96,0$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 7,70$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

## Ferrailage du chevêtre (nappe inf) Calcul de Section en Flexion Simple

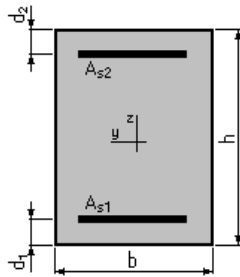
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 220,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 0,00              | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 1305,19           | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 38,2$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 31,9$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,12$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 1305,19$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 25,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 136,7$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,5$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $\sigma_s = 20,8$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \lim} = 250,0$  (MPa)

## Ferrailage du chevêtre (nappe sup) Calcul de Section en Flexion Simple

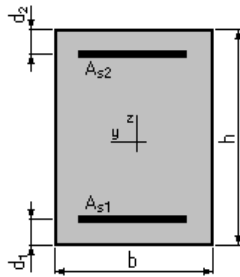
### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$$b = 220,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués:

|                                    | $M_{\max}$ (kN*m) | $M_{\min}$ (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime ( fondamental ) | 0,00              | 0,00              |
| Etat Limite de Service             | 1044,15           | 0,00              |
| Etat Limite Ultime ( Accidentel )  | 0,00              | 0,00              |

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 31,9$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 31,9$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,10$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

#### Analyse par Cas:

**Cas ELS**  $M_{\max} = 1044,15$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,05

Position de l'axe neutre:  $y = 23,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 137,3$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,2$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier tendue:  $\sigma_s = 16,8$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s \lim} = 250,0$  (MPa)

## Ferrailage des fûts

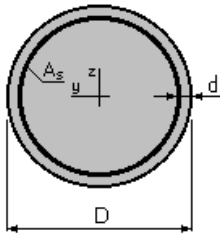
### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$D = 120,0$  (cm)

$d = 7,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN)  | $M_y$ (kN*m) | $M_z$ (kN*m) |
|--------|------|---------|--------------|--------------|
| 1.     | ELS  | 3081,38 | 840,94       | 0,00         |
| 2.     | ELU  | 4158,63 | 1137,70      | 0,00         |
| 3.     | ELA  | 2660,59 | 3019,09      | 0,00         |

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

|                            |                                         |                 |                      |
|----------------------------|-----------------------------------------|-----------------|----------------------|
| Section théorique          | $A_s = 113,1$ (cm <sup>2</sup> )        |                 |                      |
| Section minimum            | $A_{s \min} = 113,1$ (cm <sup>2</sup> ) | Section maximum | $A_{s \max}$         |
| = 565,5 (cm <sup>2</sup> ) |                                         |                 |                      |
| théorique                  | $\rho = 1,00$ (%)                       |                 |                      |
| minimum                    | $\rho_{\min} = 0,50$ (%)                | maximum         | $\rho_{\max} = 5,00$ |
| (%)                        |                                         |                 |                      |

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELS**    $N = 3081,38$  (kN)    $M_y = 840,94$  (kN\*m)    $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:      2,40  
 Position de l'axe neutre:       $y = 89,2$  (cm)  
 Bras de levier:       $Z = 77,2$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 6,8$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 26,7 \text{ (MPa)}$

comprimée:  $\sigma_s' = 93,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

**Cas N° 2: Type ELU  $N = 4158,63 \text{ (kN)}$   $M_y = 1137,70 \text{ (kN*m)}$   $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 2,70 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 84,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 74,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 1,16 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 231,2 \text{ (MPa)}$

comprimée:  $\sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas N° 3: Type ELA  $N = 2660,59 \text{ (kN)}$   $M_y = 3019,09 \text{ (kN*m)}$   $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,16 Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 40,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 93,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 6,28 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

comprimée:  $\sigma_s' = 500,0 \text{ (MPa)}$

## Ferrailage des pieux (pile)

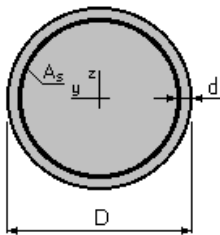
### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

#### 1. Hypothèses:

**Béton:**  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      **Acier:**  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section:



$D = 120,0$  (cm)

$d = 7,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN)  | $M_y$ (kN*m) | $M_z$ (kN*m) |
|--------|------|---------|--------------|--------------|
| 1.     | ELU  | 1199,21 | 163,07       | 0,00         |
| 2.     | ELS  | 1617,95 | 220,61       | 0,00         |
| 3.     | ELA  | 95,26   | 583,32       | 0,00         |

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

|                            |                                         |                 |                     |
|----------------------------|-----------------------------------------|-----------------|---------------------|
| Section théorique          | $A_s = 113,1$ (cm <sup>2</sup> )        |                 |                     |
| Section minimum            | $A_{s\ min} = 113,1$ (cm <sup>2</sup> ) | Section maximum | $A_{s\ max}$        |
| = 565,5 (cm <sup>2</sup> ) |                                         |                 |                     |
| théorique                  | $\rho = 1,00$ (%)                       |                 |                     |
| minimum                    | $\rho_{min} = 0,50$ (%)                 | maximum         | $\rho_{max} = 5,00$ |
| (%)                        |                                         |                 |                     |

##### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU**    $N = 1199,21$  (kN)    $M_y = 163,07$  (kN\*m)    $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:      13,10      Pivot: B  
 Position de l'axe neutre:       $y = 110,1$  (cm)  
 Bras de levier:       $Z = 63,8$  (cm)  
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 0,08$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 17,0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 434,8$  (MPa)

**Cas N° 2: Type ELS  $N = 1617,95$  (kN)  $M_y = 220,61$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 7,00  
Position de l'axe neutre:  $y = 130,5$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 65,4$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 2,3$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)  
Contrainte de l'acier:  
comprimée:  $\sigma_s' = 32,6$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

**Cas N° 3: Type ELA  $N = 95,26$  (kN)  $M_y = 583,32$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 4,70 Pivot: A  
Position de l'axe neutre:  $y = 29,0$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 98,9$  (cm)  
Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 3,46$  (‰)  
Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)  
Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)