République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR CHETT GADAIN A LAZROU "BATNA"

Présenté par :

BELKACEM BOUZIDA Walid
KOUCHIH Sami Islem

Encadré par :

Dr. FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2018 /2019

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

*« Après aimer et aider, **remercier** est assurément le troisième plus beau Verbe dans toutes les langues. »*

Une pensée pleine de reconnaissance inspirée par la générosité et la gentillesse que vous avez manifestée à notre endroit. Vous avez toujours été présent quand nous avons eu besoin de vous. Pour cela que vous méritez, aujourd'hui, un bouquet de remerciements…

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à ALLAH Tout puissant qui nous a donné la volonté et la force d'arriver à ce stade dans nos Études.

*Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur Dr. **FEDGHOUCHE Ferhat**, pour sa disponibilité, ses précieux conseils et motivations, qui nous ont gardés sur le droit chemin afin de réaliser ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier chaleureusement notre Co-encadreur Mr. **BENDAÏKHA Noureddine,** et toutes les personnes de la **SERO EST** pour avoir répondu à nos questions le cas échéant avec patience et force d'explication.*

Nos sincères remercîments vont à tous les élèves ingénieur de l'ENSTP.

Également nos remerciements sont exprimés :

*A tous les enseignants de l'**E.N.S.T.P** , **E.P.S.T.T** et **E.P.S.T.Annaba** qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilités notre travail.*

A vous aussi, Monsieur l'examinateur qui est chargé de nous évaluer, nous vous remercions par anticipation de nous faire bénéficier de votre capital de savoir-faire à travers les éventuelles critiques constructives que vous portez sur ce rapport d'études.

A tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce Projet de fin d'étude.

Dédicace / إهداء

{بِسْمِ اللَّـهِ الرَّحْمَـٰنِ الرَّحِيمِ}

{وَلَا تَقُولَنَّ لِشَيْءٍ إِنِّي فَاعِلٌ ذَٰلِكَ غَدًا (23) إِلَّا أَن يَشَاءَ اللَّهُ ۚ وَاذْكُر رَّبَّكَ إِذَا نَسِيتَ وَقُلْ عَسَىٰ أَن يَهْدِيَنِ رَبِّي لِأَقْرَبَ مِنْ هَٰذَا رَشَدًا(24) }

الحمد لله الذي تتمُّ بنعمته الصالحات وما توفيقي إلا بالله عليه توكّلت وهو رب العرش العظيم.

إلى من كلله الله بالهيبة و الوقار...إلى من علمني العطاء بدون انتظار..الى من احمل اسمه بكل افتخار..ارجو من الله ان يمد في عمرك لترى ثمارا قد حان قطافها بعد طول انتظار و ستبقى كلماتك نجوم اهتدي بها اليوم و في الغد و الى الابد... والدي العزيز.

إلى من شقيت لنسعد، إلى ملاكي فالحياة الى معنى الحب والحنان الى بسمة الحياة و سر الوجود الى من كان دعائها سر نجاحي ... أمي الغالية.

إلى أخي و رفيق دربي في هذه الحياة، الى من أرى التفاؤل بعينه و السعادة في ضحكته...في نهاية مشواري هذا أريد أن أشكرك على مواقفك النبيلة...إلى من تطلع لنجاحي بنظرات الأمل ...أخي رمزي.

إلى أخواتي إلهام و نسرين، وفقكم الله لكل ما يحب ويرضى.

إلى عائلتي الكبيرة جدتي فاطمة ...إلى أعمامي و عماتي ...إلى أخوالي و خالاتي شكرا لكم جميعا.

إلى الأخوة والأخوات، إلى من تحلو بالإخاء وتميزوا بالوفاء والعطاء إلى ينابيع الصدق الصافي إلى من معهم سعدت... إلى من كانوا معي على طريق النجاح و الخير... إلى من عرفت كيف أجدهم و علموني أن لا أضيعهم...أصدقائي.

إلى كل من علمني ولو حرفا واحدا، إلى كل أساتذتي ...شكرا.

بسببكم أنا هنا وأنا هذا وأنا ما أنا عليه الآن، أهدي إليكم هذا العمل المتواضع وعسى أن أرد جميلكم ولو بقليل.

قوشيح سامي إسلام

إهداء / Dédicace

إلى أعز شخصين على قلبي أبي وأمي

بلقاسم بوزيدة عيسى و بن حفيظ ربيعة

إلى إخوتي كريم ورامي.

ولذكرى صديقي الغالي دومونجي عزيز رستم.

الى كل أصدقائي وأخص بالذكر مزياني محمد أنيس، مناصرة عبد الجليل، سبوعي حاتم، قردوح وليد، دالي شاوش لطفي و لعياشة أيمن نبيل.

بلقاسم بوزيدة وليد

مُلَخَّص

في إطار مشروع نهاية الدراسة، تم إنجاز هذه المذكرة التي توجز تصميم ودراسة مفصلة لجسر يقع في منطقة لازرو- ولاية باتنة.

بدأنا عملنا بدراسة بحثية حول ديمومة الخرسانة ضد تأثير الكبريتات، ثم انتقلنا إلى عرض المشروع، لتصميم العام، الذي تطرقنا من خلاله الى اقتراح ثلاث اختيارات مختلفة مع إعطائها المقاييس مبدئيا وذلك لاختيار التصميم المناسب من أجل دراسة معمقة للمشروع. واخترنا الجسر المدعم بعارضات مسبقة الصنع بخرسانة مسبقة الإجهاد لدراسة مفصلة. بالإضافة إلى ذلك، تم فرض خصائص المواد المستخدمة في الحساب وتقييم مختلف الأحمال والأعباء المطبقة على الهيكل. ليتم بعدها استعمال طريقة ڤيون-ماسوني للحصول على الحد الأقصى من الأحمال والعزوم المطبقة، لتليها دراسة إسباق الإجهاد، سطح الجسر وكذا التجهيزات والمعدات. وأخيرا تصميم ودراسة البنى التحتية.

الكلمات المفتاحية: جسر، عارضة، الخرسانة مسبقة الإجهاد، دراسة، تصميم.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un viaduc à travées multiples situé au-dessus du Chett Gadaïne dans la région de LAZROU-Batna.

Nous avons entamé notre travail par une étude bibliographique sur la durabilité du béton vis-à-vis l'attaque sulfatique puis, on est passé à la présentation du projet, ensuite à une conception générale, dans laquelle on a proposé trois variantes qu'on a pré-dimensionné pour choisir la variante la plus adéquate ; et on a opté pour la variante du pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension ; pour une étude détaillée. En outre, on a imposé les caractéristiques des matériaux utilisées dans le calcul, et on est passé par l'évaluation des différentes charges et surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage. Ensuite, on a utilisé la méthode de Guyon-Massonnet pour avoir les efforts tranchants et moments fléchissants pour l'étude de précontrainte, de l'hourdis et des équipements. Enfin, le dernier chapitre était consacré pour la conception et l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : viaduc, poutre, la précontrainte, étude, conception.

Abstract

The purpose of this work is the design and study of a multi-span viaduct located above Chett Gadaïne in the LAZROU-Batna region.

We began our work by a bibliographic study on the durability of concrete from the Sulphate attack, then we moved on to a general design, from which we proposed three different variants that were pre-sized to choose the most suitable variant, and we opted for prefabricated post-tensioned concrete girder bridge ; for a detailed study. In addition, the characteristics of the materials used in the calculation were imposed, and the different loads and overloads applied to the structure were evaluated. Then, the Guyon-Massonnet method was used to have maximum shearing forces and bending moments to do a prestressing study, apron and equipment. Finally, the last chapter was devoted to the design and study of the infrastructure.

Key words: viaduct, beam, the prestressed, study, design.

Annotations

A : coefficient d'accélération de zone sismique.

A_p : section d'armature de précontrainte.

APD : avant-projet détaillé.

APS : avant-projet sommaire.

BAEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée.

B_j : surface de la section (j).

BPEL91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.

B_t : surface de béton tendu.

CCP : complément des charges permanentes.

CCTP : cahier des clauses techniques particulières.

CP : charges permanentes.

DTR : document technique réglementaire.

e_d : épaisseur de la dalle.

E_{ij} : module de déformation instantanée au jour j.

E_P : module de déformation longitudinal des armatures de précontraintes.

EPO : étude préliminaire d'ouvrage.

E_s : module de déformation élastique.

f_{bc} : contrainte admissible à la compression pour l'état limite de service.

f_{bu} : contrainte admissible à la compression pour l'état limite ultime.

f_{cj} : résistance caractéristique du béton en compression au jour j.

f_{peg} : limite d'élasticité garantie.

f_{prg} : limite de rupture garantie.

f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction au jour j.

g : accélération gravitationnelle.

G : charge permanente.

h_p : hauteur de la poutre.

I_0 : moment d'inertie propre.

I_G : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

L : longueur totale de l'élément.

L_c : longueur chargeable.

l_c : largeur chargeable.

L_r : longueur roulable.

l_r : largeur roulable.

M_M : moment fléchissant maximal à l'état limite de service.

M_m : moment fléchissant sous G à l'état limite de service.

M_u : moment ultime.

N : nombre de poutres.

N_{bt} : effort normal dans la partie du béton tendu.

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

RPOA : règle parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art.

S/Δ : moment statique.

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

S_t : espacement des armatures.

T_u : effort tranchant ultime.

V : distance séparant le centre de gravité à la fibre supérieure.

V' : distance séparant le centre de gravité à la fibre inférieure.

VC : voussoir courant.

VSP : voussoir sur pile.

y_j : position du centre de gravité par rapport à Δ.

β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

γ : la masse volumique.

γ : poids volumique des terres.

Δ : axe de l'inertie au niveau de la fibre inférieure de la structure.

σ_M : contrainte moyenne de compression.

τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

υ : effort tranchant maximum à l'état limite ultime.

Φ : diamètre de la gaine de précontrainte.

φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

v : largeur d'une voie.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Durabilité du béton vis-à-vis l'attaque sulfatique

Figure I.1. Localisation des régions selon le degré d'agressivité de leur milieu souterrain. 2
Figure I.2. Schéma simplifié des processus de détérioration du béton intervenant lors des attaques sulfatique (DEP : Dégradation en Eau Pure, ASSO : Attaque au Sulfate de Sodium Na_2SO_4). 3
Figure I.3. Des cas pathologiques d'éléments en béton en contact de sulfate]. 4
Figure I.4. École primaire endommagée dans le Nord-Est de l'Algérie. 4
Figure I.5. Dommages observés : (a) fissures et grande expansion du revêtement ; (b) écaillage du béton et perte de matériaux (revêtement et briques d'argile). 4
Figure I.6. L'origine des sulfates (interne ou externe). 5
Figure I.7. L'attaque par les sulfates. 5
Figure I.8. La formation de l'ettringite secondaire. 6
Figure I.9. Éprouvettes de béton dégradées après 5 ans de contact avec des sols riches en sulfates 6
Figure I.10. Influence du dosage en ciment et de la teneur en C_3A sur la vitesse de dégradation du béton (16 ans dans Na_2SO_4 à10%). 8
Figure I.11. Résistance aux sulfates d'échantillons de mortier avec ajouts de laitier. 9
Figure I.12. Résistance aux sulfates d'échantillons de mortier avec ajouts de laitier. 9

CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage

Figure II.1. Implantation du viaduc sur le projet. 11
Figure II.2. Vue en plan de l'ouvrage. 11
Figure II.3. Vue longitudinale de la voie portée. 12
Figure II.4. Coupe transversale de la voie portée. 12
Figure II.5. La carte de zonage sismique de l'Algérie. 14

CHAPITRE III : Conception et prédimensionnement

Figure III.1. Principe de la méthode de construction en encorbellement. 15
Figure III.2. Coupe longitudinale de la première variante. 15
Figure III.3. Notation des dimensions d'un voussoir. 16
Figure III.4. Coupe transversale du voussoir à la clef et sur pile. 17
Figure III.5. Coupe longitudinale de la deuxième variante. 18
Figure III.6. Coupe transversale des profilés métalliques. 19
Figure III.7. Coupe longitudinale de la troisième variante. 20
Figure III.8. Les dimensions des différentes sections de poutres. 21

CHAPITRE IV : Calcul des charges, surcharges, l'effort tranchant et le moment fléchissant

Figure IV.1. Coupe longitudinale de la poutre. 29
Figure IV.2.Coupe transversale du tablier. 31
Figure IV.3. Système de chargement B_c. 32
Figure IV.4. Sous système de charges B_r. 32

Figure IV.5. Sous système de charges B_t. 32
Figure IV.6. Convoi de charge Mc120. 33
Figure IV.7. Convoi du système D240. 33
Figure IV.8. Charge du poids propre sur la poutre. 34
Figure IV.9. Coupe longitudinale de la poutre. 34
Figure IV.10. Cas de la charge A. 35
Figure IV.11. Disposition des charges du systèmes Bc. 36
Figure IV.12. Premier cas de la charge B_c. 36
Figure IV.13. Deuxième cas de la charge B_c. 37
Figure IV.14. Disposition du premier cas. 38
Figure IV.15. Disposition du deuxième cas. 38
Figure IV.16.Charges du sous-système Bt. 39
Figure IV.17. Charges du système Mc120. 39
Figure IV.18. Charges du système D240. 40
Figure IV.19. Cas de la charge A(l). 41
Figure IV.20. Cas de surcharge Bc 41
Figure IV.21. Charges du système Mc120. 42
Figure IV.22. Dimensionnement d'une section équivalente à la section médiane. 45
Figure IV.23. La disposition des poutres. 46
Figure IV.24. Lignes d'influence des poutres. 47

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Figure V.1. Disposition des câbles sur les deux sections. 54
Figure V.2. Tracé des cables de précontrainte. 56

CHAPITRE VI : Etude de l'hourdis et calcul des déformations

Figure VI.1. Modèle du tablier en 3D 63
Figure VI.2. Ferraillage transversal de la dalle dans la zone d'appui 64
Figure VI.3. Ferraillage transversal de la dalle dans la zone de la travée 64
Figure VI.4. Ferraillage longitudinal de l'hourdis 65
Figure VI.5. Flèches du tablier. 67

CHAPITRE VII : Equipements du tablier

Figure VII.1. Appareil d'appui en élastomère fretté. 70
Figure VII.2. Ferraillage des dés d'appui. 73
Figure VII.3. Joint de chaussée REJ100. 74
Figure VII.4. Coupe transversale des équipements de tablier. 75

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1. Schéma statique du chevêtre. 78
Figure VIII.2. Moments sollicitant le chevêtre. 78
Figure VIII.3. Effort tranchant sollicitant le chevêtre. 78
Figure VIII.5. Disposition des pieux 80

Figure VIII.6. Schéma de la culée. 82
Figure VIII.7. Décomposition de la culée. 82
Figure VIII.8. Bande de ferraillage. 86
Figure VIII.9. Disposition des pieux sous culée 95
Figure VIII.11. Valeurs des moments induits dans chaque pieu. 99

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III : Conception et prédimensionnement

Tableau III.1. Dimensionnement des différentes composantes du voussoir. 16
Tableau III.2. Hauteurs des voussoirs. 17
Tableau III.3. Dimensionnement des différentes composantes du pont mixte. 18
Tableau III.4. dimensionnement du VIPP. 20
Tableau III.5. Devis estimatif de la première variante. 22
Tableau III.6. Devis estimatif de la deuxième variante. 22
Tableau III.7. Devis estimatif de la troisième variante. 22

CHAPITRE IV : Calcul des charges, surcharges, l'effort tranchant et le moment fléchissant

Tableau IV.1. Caractéristiques mécaniques du béton. 24
Tableau IV.2. Contraintes admissibles à la compression du béton 25
Tableau IV.3. Contraintes admissibles de traction des armatures passives 25
Tableau IV.4. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à l'about. 26
Tableau IV.5. Paramètres géométriques de la poutre à l'about. 27
Tableau IV.6. Moment d'inertie et moment statique de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis. 27
Tableau IV.7. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis. 27
Tableau IV.8. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre médiane. 27
Tableau IV.9. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane. 27
Tableau IV.10. Moment d'inertie et moment statique de la poutre médiane à la présence de l'hourdis. 27
Tableau IV.11. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane à la présence de l'hourdis. 28
Tableau IV.12. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à mi-travée. 28
Tableau IV.13. Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée. 28
Tableau IV.14. Moment d'inertie et moment statique de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis. 28
Tableau IV.15. Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis. 28
Tableau IV.16. Poids propre de la poutre. 29
Tableau IV.17. Compléments des charges permanentes. 30
Tableau IV.18. Coefficients de majoration des différents systèmes de charges. 34
Tableau IV.19. Moments dus au poids propre. 35
Tableau IV.20. Les moments dus à la surcharge A. 35
Tableau IV.21. Moments dû à la surcharge sur trottoirs. 35
Tableau IV.22. Ordonnées du premier cas de la charge B_c. 36
Tableau IV.23. Moments fléchissant dus à la charge B_c selon le premier cas. 37
Tableau IV.24. Ordonnées yi du premier cas. 38
Tableau IV.25. Ordonnées yi du deuxième cas. 38
Tableau IV.26. Moments dus les charges de tandem. 39
Tableau IV.27. Moments dus à la surcharge Mc120. 40

Tableau IV.28. Moments dus à la charge D240. 40
Tableau IV.29. Efforts tranchants dus au poids propre. 40
Tableau IV.30. Efforts tranchants dus à la surcharge A(l). 41
Tableau IV.31. Effort tranchant dû à la surcharge sur les trottoirs. 41
Tableau IV.32. Les ordonnées yi. 42
Tableau IV.33. Efforts tranchants dus à B_c. 42
Tableau IV.34. Efforts tranchants dus à B_t. 42
Tableau IV.35. Efforts tranchants dus à la charge Mc120. 43
Tableau IV.36. Efforts tranchants dus à la charge D240. 43
Tableau IV.37. Récapitulatif des moments fléchissant de charges (t.m). 43
Tableau IV.38. Récapitulatif des efforts tranchant de charges (t). 43
Tableau IV.39. Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés. 46
Tableau IV.40. Coefficients longitudinaux de chaque poutre. 46
Tableau IV.41. Valeurs de Kαmoy pour chaque poutre. 47
Tableau IV.42. Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 1 en (t.m). 48
Tableau IV.43. Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 2 en (t.m). 48
Tableau IV.44. Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 3 en (t.m). 48
Tableau IV.45. Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 4 en (t.m). 49
Tableau IV.46. Efforts internes dans la poutre 1 après les combinaisons ELU. 49
Tableau IV.47. Efforts internes dans la poutre 2 après les combinaisons ELU. 50
Tableau IV.48. Efforts internes dans la poutre 3 après les combinaisons ELU. 50
Tableau IV.49. Efforts internes dans la poutre 4 après les combinaisons ELU. 50
Tableau IV.50. Efforts internes dans la poutre 1 après les combinaisons ELS. 51
Tableau IV.51. Efforts internes dans la poutre 2 après les combinaisons ELS. 51
Tableau IV.52. Efforts internes dans la poutre 3 après les combinaisons ELS. 51
Tableau IV.53. Efforts internes dans la poutre 4 après les combinaisons ELS. 51
Tableau IV.54. Le moment fléchissant et l'effort tranchant max. 52

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Tableau V.1. Vérification de la section de béton. 52
Tableau V.2. Vérification des contraintes totales. 53
Tableau V.3. Paramètres des câbles. 55
Tableau V.4. Valeurs des pertes dues aux frottements en (MPa). 56
Tableau V.5. Pertes du au recul d'ancrage. 57
Tableau V.6. Pertes du au raccourcissement instantané du béton. 57
Tableau V.7. Pertes du au retrait du béton. 58
Tableau V.8. Pertes dues au fluage de béton. 58
Tableau V.9. Pertes dues à la relaxation des aciers. 59
Tableau V.10. Valeurs des pertes instantanées. 59
Tableau V.11. Valeurs des pertes différées. 59
Tableau V.12. Pourcentage des pertes totales. 60
Tableau V.13. Vérification des contraintes normales. 60
Tableau V.14. Vérification des contraintes tangentielles. 61

CHAPITRE VI : Etude de l'hourdis et calcul des déformations

Tableau VI.1. Ferraillage transversal de l'hourdis..... 63
Tableau VI.2. Ferraillage longitudinal de l'hourdis 65

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1. Paramètres de la pile..... 76
Tableau VIII.2. Effort verticaux sur la pile. 76
Tableau VIII.3. Effort horizontaux sur la pile..... 76
Tableau VIII.4. Caractéristiques dynamiques. 77
Tableau VIII.5. Ferraillage longitudinal du chevêtre. 79
Tableau VIII.6. Section d'armatures longitudinales de fût. 79
Tableau VIII.7. Ferraillage de la semelle. 80
Tableau VIII.8. Valeurs des moments induits dans chaque pieu 80
Tableau VIII.9. Ferraillage des pieux..... 81
Tableau VIII.10. Dimension de la culée. 81
Tableau VIII.11. Poids de la culée et terre. 82
Tableau VIII.12. Vérification de la stabilité en construction. 82
Tableau VIII.13. Vérification de la stabilité en service. 82
Tableau VIII.14. Effort intervenant dans la stabilité externe 83
Tableau VIII.15. Vérification de la stabilité externe. 83
Tableau VIII.16. Valeurs de Kad pour trois cas de séisme. 84
Tableau VIII.17. Calcul des poussées dans les trois cas de séisme. 84
Tableau VIII.18. Efforts intervenant dans la stabilité externe. 84
Tableau VIII.19. Vérification de la stabilité externe en cas de séisme 85
Tableau VIII.20. Moments dû à une charge locale. 86
Tableau VIII.21. Sollicitation induite dans la dalle de transition..... 87
Tableau VIII.22. Efforts et moments agissants sur le mur frontal. 90
Tableau VIII.23. Valeurs des sollicitations. 90
Tableau VIII.24. Valeurs des sollicitations à ELS. 90
Tableau VIII.25. Valeurs des sollicitations à ELU. 91
Tableau VIII.26. Récapitulatifs des efforts revenant à chaque pieu. 95
Tableau VIII.27. Valeurs des moments induits dans un pieu..... 98

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE....1

CHAPITRE I : Durabilité du béton vis-à-vis l'attaque sulfatique 2

I.1. Introduction.... 2

I.2. Les attaques chimiques du béton 2

I.3. Les Attaques sulfatique.... 2

I.3.1. Sources des sulfates.... 5

I.3.2. Mécanismes d'attaques 5

I.3.3. Processus d'attaque par les sulfates internes 6

I.3.4. Processus d'attaque par les sulfates externes.... 7

I.3.5. Exemples de l'attaque par les sulfates 7

I.3.5.1. Le cas de sulfate de sodium (Na_2SO_4) 7

I.3.5.2. Le cas de sulfate de magnésium Mg SO_4 (double action) 7

I.3.6. Facteurs contrôlant la résistance aux sulfates du béton -La résistance aux sulfates augmente avec la teneur en ciment. 8

I.3.7. Facteurs influençant l'ettringite 9

I.3.8. Mesures de préventions contre les ions sulfates.... 10

I.4. Conclusion 10

CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage....10

II.1. Introduction.... 11

II.2. Présentation du projet 11

II.2.1. Objectif du projet 11

II.2.2. Situation du projet 11

II.2.3. Caractéristiques de l'ouvrage 11

II.3. Recueil des données.... 12

II.3.1. Données fonctionnelles 12

II.3.1.1. Tracé en plan 12
II.3.1.2. Profil en long 12
II.3.1.3. Profil en travers 12
II.3.2. Données naturelles 13
II.3.2.1. Données géologiques 13
II.3.2.2. Données géotechniques 13
II.4. Conclusion 14

CHAPITRE III : Conception et prédimensionnement 15
III.1. Introduction 15
III.2. Présentation et pré-dimensionnement des variantes 15
III.2.1. Variante 1 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs 15
III.2.1.1. Présentation sommaire de la technique 15
III.2.1.2. Pré-dimensionnement de la variante 15
III.2.1.3. Avantages et inconvénients 17
III.2.1.4. Projection de cette variante sur notre site 18
III.2.2. Variante 2 : Pont mixte 18
III.2.2.1. Conception générale 18
III.2.2.2. Avantages et inconvénients 19
III.2.2.3. Projection de cette variante sur notre site 20
III.2.3. Variante 3 : Pont à poutres en béton précontraint (VIPP) 20
III.2.3.1. Pré-dimensionnement de la variante 20
III.2.3.2. Avantages et inconvénients 21
III.2.3.3. Commentaire 21
III.3. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes 22
III.4. Analyse des variantes 22
III.5. Conclusion 23

CHAPITRE IV : Calcul des charges, surcharges, l'effort tranchant et le moment fléchissant 24
IV.1. Introduction..... 24
IV.2. Caractéristiques des matériaux 24
IV.2.1. Béton..... 24
IV.2.2. Armatures 24
IV.2.2.1. Armatures passives..... 24
IV.2.2.2. Armatures de précontraintes..... 25
IV.2.3. Contraintes admissibles des bétons 25
IV.2.4. Contraintes limites de traction des aciers 25
IV.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage 26
IV.3.1. Les lois de calcul 26
IV.3.2. Les résultats géométriques..... 26
IV.3.2.1. Poutre à l'about 26
IV.3.2.2. Poutre médiane..... 27
IV.3.2.3. Poutre à mi-travée 28
IV.4. Evaluation des actions..... 29
IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic..... 29
IV.4.1.1. Calcul des charges permanentes (CP) 29
IV.4.1.2. Elément tablier 29
IV.4.1.3. Calcul des compléments des charges permanentes (CCP)..... 30
IV.4.1.4. Action thermique..... 30
IV.4.2. Calcul des surcharges 30
IV.4.2.1. Les systèmes de charge 30
IV.4.2.2. Largeur roulable, largeur chargeable, nombres de voies, largeur d'une voie et la classe du pont 30
IV.4.2.3. Système de charges *A*..... 31
IV.4.2.4. Système de charges *B*..... 31
IV.4.2.5. Effort de freinage..... 32

IV.4.2.6. Système militaire $Mc120$ 33
IV.4.2.7. Charges exceptionnelles D240 33
IV.4.2.8. Surcharge des trottoirs 33
IV.4.2.9. Coefficient de majoration dynamique 34
IV.5. Evaluation des sollicitations longitudinales 34
IV.5.1. Calcul des moments longitudinaux 34
IV.5.1.1. Poids propre 34
IV.5.1.2. Surcharge A 35
IV.5.1.3. Surcharge sur les trottoirs 35
IV.5.1.4. Sous système de charge Bc 36
IV.5.1.5. Sous système de charge Bt 39
IV.5.1.6. Surcharge $Mc120$ 39
IV.5.1.7. Surcharge D240 40
IV.5.2. Calcul des efforts tranchants longitudinaux 40
IV.5.2.1. Poids propre 40
IV.5.2.2. Surcharge A 40
IV.5.2.3. Surcharge sur les trottoirs 41
IV.5.2.4. Surcharge B_C 41
IV.5.2.5. Surcharge B_t 42
IV.5.2.6. Surcharge Mc120 42
IV.5.2.7. Surcharge D240 43
IV.5.3. Récapitulation des résultats 43
IV.6. Répartition transversale des efforts 44
IV.6.1. Calcul du paramètre d'entretoisement θ 44
IV.6.1.1. Rigidité flexionnelle ρp et ρE 44
IV.6.2. Le paramètre de torsion α 45
IV.6.2.1. Rigidité torsionnelle 45

IV.6.3. Détermination du coefficient longitudinal $K\alpha$ 45
IV.6.4. Détermination du coefficient de répartition transversale moyenne $K\alpha moy$ .. 47
IV.6.4.1. Cas d'un chargement concentré 47
IV.6.4.2. Cas d'un chargement uniformément reparti 47
IV.6.5. Moments fléchissant et effort tranchant engendrés sur chaque poutre 47
IV.7. Conclusion 52

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte 52
V.1. Introduction 52
V.2. Dimensionnement de la précontrainte 52
V.2.1. Vérification de la section 52
V.2.2. Le nombre de câbles 52
V.2.3. Vérification des contraintes totales 53
V.2.4. Tracé des câbles 54
V.2.4.1. Disposition constructives des câbles 54
V.2.4.2. Détermination de l'angle de relevage 54
V.2.4.3. Détermination des paramètres des câbles. 55
V.3. Calcul des pertes 56
V.3.1. Pertes instantanées 56
V.3.1.1. Pertes dues au frottement de câble sur la gaine 56
V.3.1.2. Pertes par recul d'ancrage 57
V.3.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton 57
V.3.2. Pertes différées 57
V.3.2.1. Pertes dues au retrait du béton 57
V.3.2.2. Pertes dues au fluage 58
V.3.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers 58
V.3.3. Analyse des résultats 59
V.3.4. Vérification des contraintes normales 60

V.3.5. Vérification des contraintes tangentielles 61
V.4. Conclusion 62

CHAPITRE VI : Etude de l'hourdis et calcul des déformations.....64
VI.1. Introduction..... 63
VI.2. Etude de l'hourdis 63
VI.2.1. Ferraillage transversal de la dalle 63
VI.2.2. Ferraillage longitudinal de l'hourdis 64
VI.3. Calcul des déformations..... 66
VI.3.1. Calcul des flèches 66
VI.3.1.1. Flèche due au poids propre de la structure 66
VI.3.1.2. Contre flèche de précontrainte 66
VI.3.1.3. Flèche due aux surcharges..... 66
VI.3.1.4. Flèche totale 66
VI.3.2. Calcul des rotations 67
VI.3.2.1. Rotation due au poids propre de la structure 67
VI.3.2.2. Rotation due aux surcharges de service 67
VI.3.2.3. Rotation due au précontrainte..... 67
VI.3.2.4. Rotation résultante à vide 67
VI.3.3. Calcul des déplacements d'appuis 67
VI.3.3.1. Déplacement du à la rotation..... 67
VI.3.3.2. Déplacement du au retrait..... 67
VI.3.3.3. Déplacement du au fluage 68
VI.3.3.4. Déplacement du à la température 68
VI.3.3.5. Déplacement total..... 68
VI.4. Conclusion 68

CHAPITRE VII : Equipements du tablier.....69

VII.1. Introduction 69
VII.2. Appareil d'appui 69
VII.2.1. Choix de l'appareil d'appui 69
VII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui 69
VII.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui [SETRA] 69
VII.2.2.2. Hauteur nette d'élastomère T 69
VII.2.2.3. Condition de non flambement de l'appareil d'appui 69
VII.2.2.4. Dimensionnement des frettes 69
VII.2.2.5. Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure 70
VII.2.2.6. Vérification des contraintes 71
VII.3. Dés d'appui 72
VII.3.1. Dimensionnement des dés d'appui 72
VII.3.2. Ferraillage des dés d'appui 72
VII.3.2.1. Armatures de chainage 72
VII.3.2.2. Armatures profondeur 72
VII.3.2.3. Armatures de diffusion 72
VII.4. Joint de chaussée 73
VII.4.1. Choix du joint de chaussée 73
VII.4.2. Calcul des déplacements 73
VII.4.2.1. Déplacement du aux vibrations linéaires 73
VII.4.2.2. Déplacement du au freinage 73
VII.4.2.3. Déplacement du au séisme 73
VII.4.3. Combinaison de calcul 74
VII.5. Autres équipements du tablier 74
VII.6. Conclusion 75

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure 76
VIII.1. Introduction 76

VIII.2. Etude de la pile 76
VIII.2.1. Conception de la pile 76
VIII.2.2. Evaluation des efforts sur la pile 76
VIII.2.3. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008 77
VIII.2.4. Stabilité vis-à-vis le glissement 77
VIII.2.4.2. Ferraillage de la pile 78
VIII.2.5. Etude de fût 79
VIII.2.5.1. Vérification de flambement du fût 79
VIII.2.5.2. Ferraillage de fût 79
VIII.2.6. Etude des fondations 79
VIII.2.6.1. Les semelles 79
VIII.2.6.2. Les pieux 80
VIII.3. Etude de la culée 81
VIII.3.1. Choix du type de culée 81
VIII.3.2. Pré-dimensionnement de la culée 81
VIII.3.3. Stabilité de la culée 82
VIII.3.3.1. Cas normal (sans séisme) 82
VIII.3.3.2. Cas d'un séisme 83
VIII.3.4. Ferraillage 85
VIII.3.4.1. Mur garde grève 85
VIII.3.4.2. Dalle de transition : 87
VIII.3.4.3. Corbeau : 88
VIII.3.4.4. Mur frontal : 90
VIII.3.4.5. Mur en retour 92
VIII.3.4.6. Nappe Supérieur 96
VIII.3.4.7. Longitudinal 96
VIII.3.4.8. Effort tranchant en tête du pieu 97

VIII.4. Conclusion 99
CONCLUSION GENERALE 100
ANNEXES 101

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Au temps où les moyens de communications modernes tel que le téléphone, la radio ou la télévision n'existaient pas, les ponts jouaient souvent le rôle privilégié de lien entre les villages, les régions et les pays. Au point de vue économique, ils ont un rôle indéniable, assurant la circulation et la fluidité des personnes et des biens. Cette considération est souvent la première raison d'être le motif de construction d'un pont. Ils favorisent les échanges entre les gens et les cultures et se sont des éléments essentiels et vitaux pour les sociétés.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in-situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle nature ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrière ou canal, la voie portée peut être une voie routière, ferroviaire ou un passage piéton.

L'étude d'un tel ouvrage nécessite plusieurs données comme : le plan de situation, les caractéristiques géométriques du pont ainsi que les données géologiques et géotechniques.

Une fois les données de l'ouvrage sont recueillies, l'ingénieur recherche des solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. L'ingénieur doit répondre aux aspects : technique, économique et esthétique de l'ouvrage pour qu'il puisse aboutir au meilleur choix de conception en respectant deux facteurs importants qui sont le délai et le coût.

La conception d'un pont résulte d'une démarche comportant en général trois phases :

- La phase d'étude préliminaire (EPO) : le bureau d'étude technique propose au maitre de l'ouvrage plusieurs variantes du pont, le dossier est constitué de 2 parties qui sont les plans et les pièces écrites.
- La phase d'avant-projet sommaire (APS) : l'étude est orientée par le bureau d'étude technique vers la variante convenable en fonction des données naturelles et une estimation économique, et surtout les exigences de maître d'ouvrage
- La phase d'avant-projet détaillé (APD) : étude complète et détaillée de la solution retenue.

Dans le cadre de nos études, nous inscrivons notre modeste contribution au titre de notre mémoire de fin d'étude qui est : conception et étude d'un viaduc.

En plus d'une introduction générale dans laquelle nous avons présenté l'intérêt de ce mémoire et une conclusion générale où nous avons résumé les résultats obtenus, notre mémoire est structuré en quatre parties :

- La première partie est une recherche bibliographique sur la durabilité du béton vis-à-vis attaque sulfatique.
- La deuxième partie est consacrée pour une présentation et conception de l'ouvrage.
- L'évaluation des charges et surcharges ainsi que l'étude du tablier représente la troisième partie.
- La dernière partie traite l'infrastructure de l'ouvrage.

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA DURABILITE DU BETON VIS-A-VIS L'ATTAQUE SULFATIQUE

I.1. Introduction

Généralement le béton utilisé lors de la conception d'un ouvrage est caractérisé par une résistance mécanique et l'interaction entre l'ouvrage et son environnement est souvent négligé. Ces environnements peuvent altérer le béton soit par des attaques physiques comprenant l'usure de la surface, le gel/dégel ou le feu ou bien par des effets chimiques tels les acides, les sulfates, les réactions alcali-agrégat et la corrosion de l'acier. Alors ces phénomènes vont influer négativement sur **la durabilité** de l'ouvrage.

I.2. Les attaques chimiques du béton

La durabilité est tout aussi importante que les caractéristiques mécaniques pour le matériau béton. Cette propriété est définie (dans un cadre très général) par la capacité du matériau à maintenir ses caractéristiques physiques et performances mécaniques dans des conditions de sécurité satisfaisantes pendant la durée de vie prévue pour l'ouvrage compte tenu des conditions de services existantes et de l'environnement dans lequel il évolue. Le paramètre régissant la durabilité est bien entendu la perméabilité. Plus cette dernière est réduite et mieux sa durabilité en sera augmentée.

Pour évaluer la durabilité « potentielle » d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation, et la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations **[1]**.

Les altérations chimiques sont dues essentiellement aux acides, aux bases et aux solutions salines, elles entraînent presque toujours la dissolution de la chaux et le plus souvent, en association avec cette dissolution, la formation de composés nouveaux **[2]**.

Les principaux processus chimiques à la base des dégradations du béton, pour la majorité des attaques chimiques, sont généralement regroupés en **trois catégories** :

A- L'hydrolyse ou la lixiviation (dissolution) des hydrates.
B- Les échanges ioniques entre les hydrates et le milieu agressif.
C- La formation de produits expansifs à l'intérieur du béton **[3]**.

I.3. Les Attaques sulfatique

En Algérie, les sulfates sont très répandus dans les sous-sols et les eaux souterraines. La localisation des régions selon le degré d'agressivité de leur milieu souterrain est présentée sur la figure I.1.

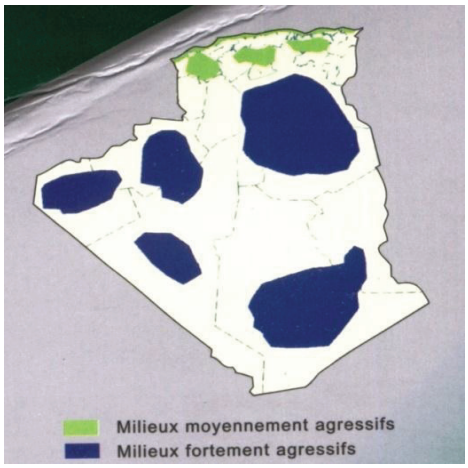


Figure I.1. Localisation des régions selon le degré d'agressivité de leur milieu souterrain [4].

Dans certaines régions où les sols contiennent du gypse, on peut rencontrer des concentrations élevées (supérieure à 5%).

La résistance du béton aux attaques des sulfates est l'un des facteurs les plus importants pour sa durabilité. Le problème est aussi ancien que le béton et on a commencé à l'étudier il y a déjà près de 100 ans.

L'attaque sulfatique est accompagnée d'une précipitation de produits sulfatés dits « secondaires » dont la formation est postérieure à l'hydratation du ciment, d'une expansion importante et de détériorations chimico-mécaniques (modification des propriétés de transport et de la porosité, fissures, pertes de résistance et de cohésion). Ceci conduit à la ruine du matériau cimentaire, à plus ou moins long terme en fonction de l'attaque (nature, teneur et concentration des sulfates au contact) et du ciment utilisé **[4].** À l'aide d'un schéma proposé par Mehta **[5]**, Qui a été simplifié par Planel l'attaque sulfatique est résumée ci-après **[6].**

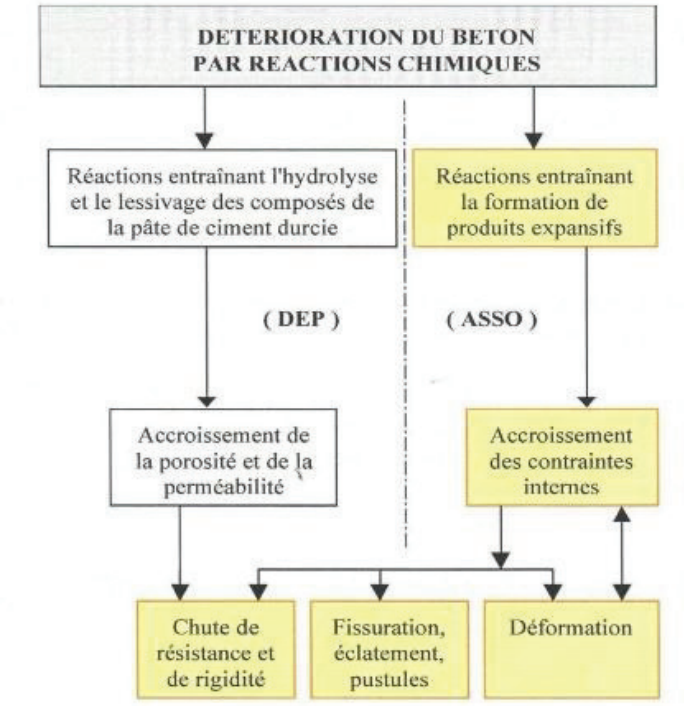


Figure I.2. Schéma simplifié des processus de détérioration du béton intervenant lors des attaques sulfatique (DEP : Dégradation en Eau Pure, ASSO : Attaque au Sulfate de Sodium Na_2SO_4).

L'intensité du mécanisme de l'expansion sulfatique va dépendre :

- De la qualité du béton à savoir la composition du ciment, le mode de fabrication, la cure, l'état d'endommagement du béton avant l'attaque;
- De l'exposition sur le site à savoir la concentration en SO_4^{2-} et sa distribution dans le sol, l'humidité, les opportunités de transport;
- Des conditions environnementales et atmosphériques à savoir les changements d'humidité, la fréquence des intempéries, la température, la surface exposée **[7]**.



Figure I.3. Des cas pathologiques d'éléments en béton en contact de sulfate [8].



Figure I.4. École primaire endommagée dans le Nord-Est de l'Algérie [9].

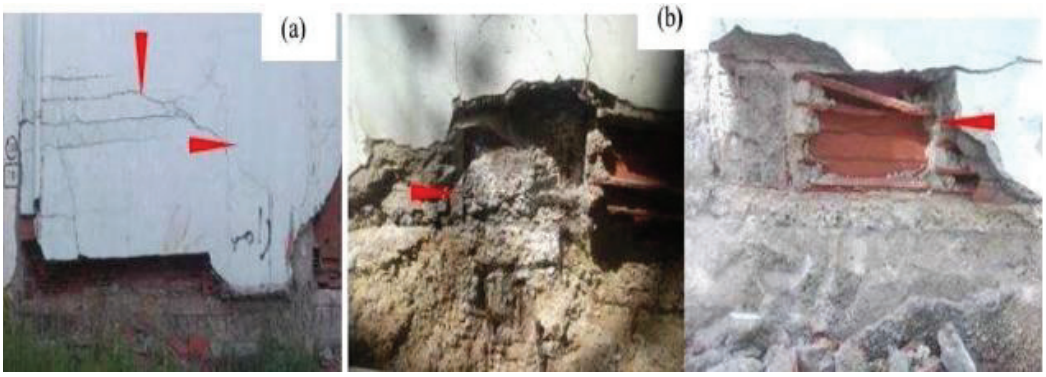


Figure I.5. Dommages observés : (a) fissures et grande expansion du revêtement ; (b) écaillage du béton et perte de matériaux (revêtement et briques d'argile) [9].

Cette pathologie devenue l'un des problèmes majeurs d'une importance particulière lorsque les coûts d'entretien sont anormalement élevés, selon Congressional Budget Office 2002, aux États-Unis. L'investissement annuel nécessaire pour l'infrastructure des eaux usées pouvant aller jusqu'à 21 milliards de dollars, mais les coûts annuels de maintenance sont en

excédent de 25 milliards de dollars **[10]**. En Algérie, la réhabilitation et la rénovation des ouvrages d'assainissement coûtent des montants exorbitants.

I.3.1. Sources des sulfates

Comme le montre La figure I.6, l'origine des sulfates peut être : externe (environnement) qui se produit dès lors que les conditions externes sont réunies ou interne qui fait intervenir des sulfates déjà présents dans le béton (composants du béton)**[11, 12]**.

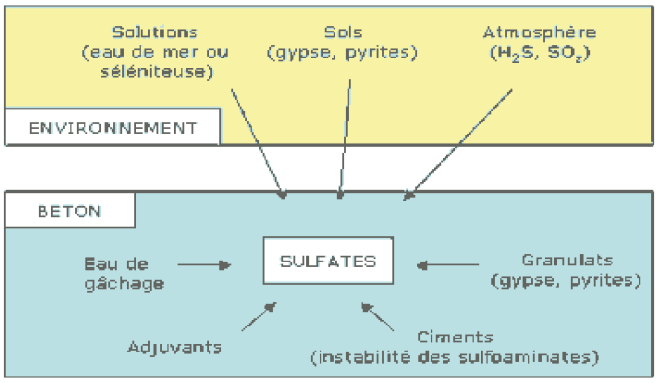


Figure I.6. L'origine des sulfates (interne ou externe)[13].

I.3.2. Mécanismes d'attaques

Le schéma suivant résume les différentes étapes de l'attaque sulfatique.

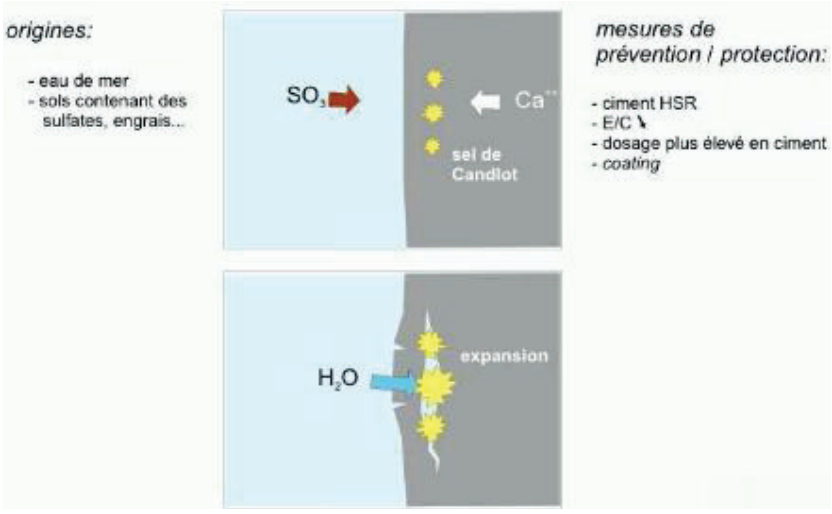


Figure I.7. L'attaque par les sulfates [14].

- Les sulfates peuvent détériorer le béton selon deux mécanismes physico-chimiques:
  - Expansion ;
  - Perte des propriétés liantes des C-S-H.
- Les aluminates et la portlandite sont les deux produits les plus sensibles à l'attaque par les sulfates.

I.3.3. Processus d'attaque par les sulfates internes

La dégradation des bétons par les sulfates est due principalement à des phénomènes d'expansion en relation avec la cristallisation d'ettringite, dite ettringite secondaire. La formation de cette ettringite expansive est à distinguer de l'ettringite primaire, obtenue au premier stade de l'hydratation des ciments portland par réaction du gypse, car cette ettringite primaire n'est jamais expansive. Schématiquement, la formation de l'ettringite est résumée ci-après.

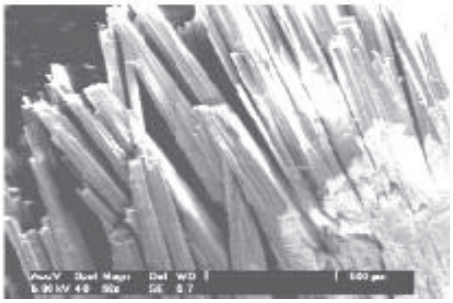


Figure I.8. La formation de l'ettringite secondaire.

L'expansion de l'ettringite peut alors donner naissance sur les parois du réseau poreux à des pressions de traction causant expansion, fissuration voire éclatement du béton **[15]**.

A. Formation de gypse dit secondaire par opposition au gypse primaire ajouté au ciment comme régulateur de prise, la formation du gypse secondaire résulte d'une réaction de substitution entre la portlondite et le sulfate de sodium.

B. Réaction entre le gypse secondaire et les aluminates de calcium du ciment forment l'ettringite, plusieurs scénarios sont envisageables :

Soit à partir de reliquats de C_3A anhydre :

$$C_3A + 3CaSO_4.2H_2O + 26H_2O \longrightarrow C_3A.3CaSO_4.32H_2O \qquad (I.1)$$

Soit à partir de l'aluminate tetracalcique hydraté C_3AH_{13} ou du monosulfoaluminate de calcium $C_3ASO_4H_{12}$.

L'action des sulfates peut aussi engendrer une perte de résistance et une perte de masse du béton de surface. Ces effets sont dus à l'altération des propriétés liantes de certains hydrates.

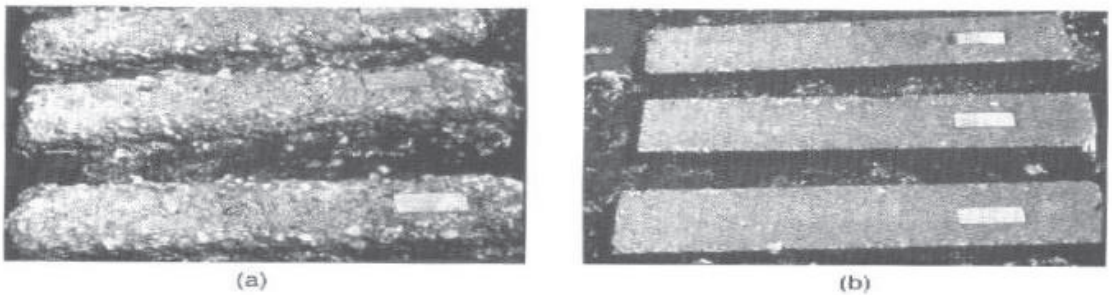


Figure I.9. Éprouvettes de béton dégradées après 5 ans de contact avec des sols riches en sulfates

(a) E/C = 0.50 **(b) E/C = 0.39**

I.3.4. Processus d'attaque par les sulfates externes

Au travers du développement qui suit, ce type de dégradation sera abordée autant par son aspect phénoménologique que par les conséquences et les moyens de s'en prémunir en agissant sur des paramètres de formulation.

Les études en laboratoire ont conduit à mieux définir les différentes étapes du processus qui entraîne la dégradation du béton :

- Mise en contact de la surface du béton avec la solution agressive.
- Pénétration des anions SO_4, par diffusion limitée à une zone superficielle.
- Pénétration du cation associé et réaction de substitution : cation (Mg^{+2}, Na^{+2}, NH_4...), Ca^{+2} et formation de gypse en solution ou cristallisé, suivant les concentrations en SO_4 et en $Ca(OH)_2$.
- Réaction ponctuelle des ions sulfates avec les aluminates anhydres (C_3A) ou hydraté (C_4AHx et $C_3ACASO_4H_{12}$).
- Fissuration par effet de coin due aux pressions de cristallisation de l'ettringite.
- Accentuation de la pénétration des sulfates à la faveur des fissures.
- Progression de l'attaque suivant un front de dégradation, dont l'épaisseur a tendance à s'élargir au cours du temps.
- Destruction plus au moins complète du béton **[8]**.

I.3.5. Exemples de l'attaque par les sulfates

I.3.5.1. Le cas de sulfate de sodium (Na_2SO_4)

I.3.5.1.1. Formation de gypse secondaire

$$Ca(OH)_2 + Na_2SO_4 + 2H_2O \longrightarrow CaSO_4.2H_2O + 2NaOH \quad \text{(I.2)}$$

- NaOH : alcalinité élevée ? Stabilisation des C-S-H.
- $CaSO_4.2H_2O$: produit expansif mais qui se forme uniquement dans les espaces internes de la pâte de ciment hydraté (pas ou peu d'expansion).

I.3.5.1.2. Formation d'ettringite secondaire

- A partir du C_3A anhydre résiduel

$$C_3A + 3\,CaSO_4 4\,.2H_2O + 26H_2O \longrightarrow C_3A.3CaSO_4.32H_2O \quad \text{(I.3)}$$

- A partir des aluminates hydratés (monosulfoaluminate)

$$C_3A.CaSO_4.18H_2O + 2Ca(OH)_2 + 2SO_4 + 12H_2O \longrightarrow C_3A.3CaSO_4.32H_2O \quad \text{(I.4)}$$

I.3.5.2. Le cas de sulfate de magnésium Mg SO_4 (double action)

$$Ca(OH)_2 + MgSO_4 \rightarrow CaSO_4 + Mg(OH)_2 \quad \text{(I.5)}$$

- $Mg(OH)_2$: brucite caractérisée par une faible solubilité et un faible pH.

$$C_3A + 3CaSO_4.2H_2O + 26H_2O \longrightarrow C_3A.3CaO_4.32H_2O \text{ (expansive)} \quad \text{(I.6)}$$

Substitution des ions Ca^{2+} par les ions Mg^{2+} dans les C-S-H :

$$C-S-H+MgSO_4 \rightarrow CaSO_4.2H_2O\ +\ (C,M)-S-H\ (coh\acute{e}sion\ faible) \qquad (I.7)$$

Etant donné la très faible solubilité du $Mg(OH)_2$, cette réaction se poursuit jusqu'à ce qu'elle soit terminée de sorte que, dans certaines conditions, l'attaque par le sulfate de magnésium est plus sévère que celle des autres sulfates.

Une réaction ultérieure entre le $Mg(OH)_2$ et le gel de silice est possible et peut aussi provoquer une détérioration des C-S-H.

Le gypse formé occupe un volume plus grand que la portlandite, sa formation causant ainsi le gonflement et la fissuration de la pâte. Lorsque la concentration en sulfates est assez élevée, le gypse restera stable et de nouveaux cristaux de gypse continueront à se former.

Cependant, lorsque l'apport des sulfates est faible, le gypse sera dissous en libérant des ions SO_4^{2-} qui, en réagissant avec des aluminates, formeront de l'ettringite. Cette dernière occupe plus de place que les composants solides à partir desquels elle se forme, causant ainsi l'expansion.

Lors d'une attaque du béton par des sulfates externes, sa dégradation se produit par la formation d'ettringite ou de gypse et par la pression et la fissuration conséquentes **[16]**.

I.3.6. Facteurs contrôlant la résistance aux sulfates du béton -La résistance aux sulfates augmente avec la teneur en ciment.

- La résistance aux sulfates augmente avec la teneur en ciment.
- Les bétons avec un dosage en ciment plus élevé sont généralement plus compacts et ont une perméabilité plus faible qui ralentie la pénétration des sulfates et de l'ion qui leur est associé.
- Le taux de dégradation est proportionnel à la quantité de C_3A du ciment (Fig. I. 9)
- Les ajouts minéraux (particulièrement les laitiers) permettent généralement d'augmenter la résistance aux sulfates.
- Un béton poreux (faible dosage en ciment) peut être vulnérable si la teneur en C3A du ciment est faible.

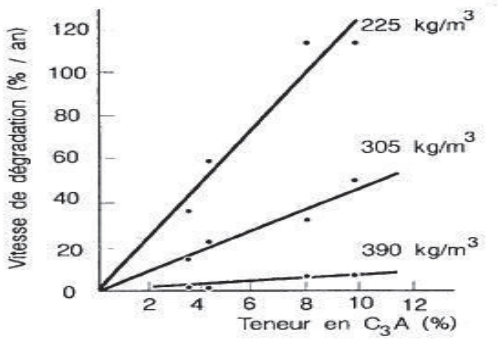


Figure I.10. Influence du dosage en ciment et de la teneur en C3A sur la vitesse de dégradation du béton (16 ans dans Na_2SO_4 à10%).

D'après les travaux de Gagné **[1]**, il a trouvé que :

- Moins de ciment implique une teneur en C_3A plus faible dans le béton.
- Perméabilité plus faible.
- Fumée de silice et cendres volantes : Moins de $Ca(OH)_2$ dans la pâte de ciment hydraté (réaction pouzzolanique).
- Les ciments contenant 40% ou plus de laitier ont généralement une bonne résistance aux sulfates.

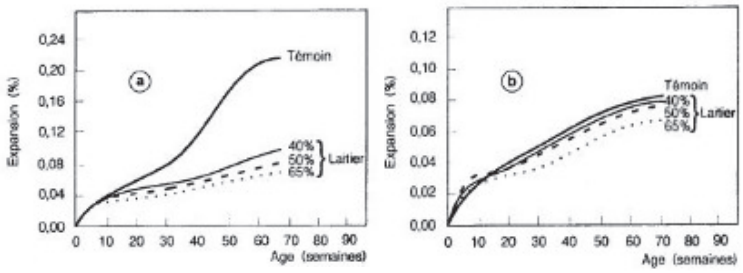


Figure I.11. Résistance aux sulfates d'échantillons de mortier avec ajouts de laitier.

(a) Ciment type II 6,4% de C_3A (b) Ciment type V 3,7% de C_3A [3].

- Les ciments avec plus de 20% à 30% de cendres volantes ont une meilleure résistance aux sulfates. L'effet des cendres est variable en fonction de leur composition chimique. Les cendres ayant un contenu en chaux supérieur à 20% ne devraient pas être utilisées.
- La fumée de silice (7% - 10%) améliore très significativement la résistance aux sulfates.

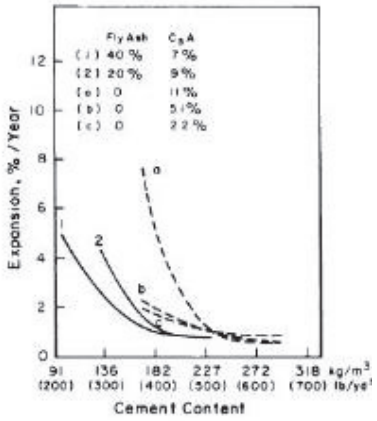


Figure I.12. Résistance aux sulfates d'échantillons de mortier avec ajouts de laitier [3].

I.3.7. Facteurs influençant l'ettringite

La formation d'ettringite est très dépendante de la teneur en aluminates de calcium et de la quantité de chaux disponible, cette dernière ayant une influence significative sur la solubilité de l'ettringite. En conséquence, la nature du ciment est une condition essentielle à la limitation du risque de formation d'ettringite expansive, donc la limitation de l'attaque sulfatique consiste à utiliser un ciment ayant un faible pourcentage de C_3A, c'est-à-dire un ciment portland résistant aux sulfates, ou réduire la quantité de $Ca(OH)_2$ dans la pâte de ciment

hydraté en utilisant un ciment à base de laitier de haut fourneau de pouzzolane. Ces mesures préventives sont utiles, mais il est encore plus important de prévenir la pénétration de sulfates dans le béton : on y parvient en confectionnant un béton aussi dense que possible dont la perméabilité est aussi faible que possible.

I.3.8. Mesures de préventions contre les ions sulfates

Pour éviter une attaque due aux sulfates, on fera les choix suivants :

- Utiliser un ciment HSR (High Sulfate Resisting). Un ciment CEM I HSR (ciment Portland à haute résistance aux sulfates) donne un béton avec une teneur en aluminates de calcium fort réduite.
- Réaliser une perméabilité limitée. Selon la teneur en sulfates à laquelle le béton est exposé, il faut respecter des valeurs minimales pour la teneur en ciment et maximales pour le rapport eau/ciment**[3]**.

I.4. Conclusion

Puisque les matériaux à matrice cimentaire sont poreux, la plupart des phénomènes physiques et chimiques, associés à des agressions chimiques externes sur une pâte de ciment, s'effectuent par l'intermédiaire de cette porosité.

L'étude bibliographique menée nous a permis de définir que l'ajout des additions minéraux actifs (telles que les cendres volantes, pouzzolane naturelle, ...) a un apport bénéfique sur les propriétés de durabilité des bétons réalisés à base de ciments avec ajouts. Ces ajouts présentent un remède efficace pour les différentes dégradations des bétons, à savoir une meilleure résistance aux sulfates. La contribution des ajouts minéraux vis-à-vis des attaques chimiques est due à la réduction de la teneur en chaux et C_3Adu mélange, suite à la consommation partielle de la portlandite libérée par l'hydratation des silicates du ciment Portland, l'accroissement de la compacité des hydrates, et réduction de la porosité, ce qui entraînent une réduction de la perméabilité et des coefficients de diffusion. Les additions minérales améliorent la résistance des bétons aux altérations chimiques par la dilution des aluminates la modification de la texture des hydrates qui deviennent plus compacts.

En fin pour la limitation de l'attaque sulfatique, un ingénieur doit opter pour un ciment ayant un faible pourcentage de C_3A, c'est-à-dire un ciment portland résistant aux sulfates, car ses performances lui confèrent une utilisation adéquate pour l'élaboration d'un béton prêt à l'emploi et la réalisation d'ouvrages durables dans les milieux agressifs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Yassine SENHADJI : L'influence de la nature du ciment sur le comportement des mortiers vis-à-vis des attaques chimiques, acides et sulfatiques, Mémoire de Magister- USTMB d'Oran, 2006.

[2] Merdia A., Talah A., Kharchi F. et Chaid R., "Contribution à l'étude de la corrosion des BHP de pouzzolane en milieu sulfaté", Colloque International CMEDIMAT2005, Oran, Algérie, les 06 et 07 Décembre 2005.

[3] Richard Gagné, GCI 714 - Durabilité et réparations du béton, Cours de génie civil (Université de Sherbrooke).

[4] CHIHAOUI Ramdane, Durabilité des matériaux cimentaires vis-à-vis d'un environnement chimiquement agressif (Mémoire de Magister-USTMB d'Oran-2008).

[5] Mehta P. K., "Concrete: structure, properties and materials"; Prentice-Hall, p, 105-169, Ed, 1986.

[6] Planel D., Thèse de doctorat en Génie Civil, « Les effets couplés de la précipitation d'espèces secondaires sur le comportement mécanique et la dégradation chimique des bétons », Université de Marne La vallée, UFR des Sciences et Technologies, 04 Juin 2002.

[7] Skalny J. et Pierce J. S., « Sulphate attack issues », Seminar on sulphate mechanisms, Quebec City, Quebec, Canada, October 5 and 6 1998.

[8] Saida BOUALLEG, Effet des milieux agressifs sur les caractéristiques de durabilité des bétons et des matrices cimentaires (Mémoire de Magister- Université Mohamed Boudiaf de M'sila-2004).

[9] N. Touloum, A. Brara, Evidence of thaumasite formation in a newly built concrete structure in northeastern algeria, Innovation et Valorisation en Génie Civil et Matériaux de Construction INVACO en Algérie, 17 et 18 Novembre 2014, pp. 343-348.

[10] Congressional Budget Office. Future investment in drinking and wastewater infrastructure USA, (2002).ISBN: 0160512433.

[11] Brunetaud X., Thèse de doctorat en Physico-chimie des Matériaux, « Etude de l'influence de différents paramètres et de leurs interactions sur la cinétique et l'amplitude de la réaction sulfatique interne au béton », Ecole Centrale des Arts et Manufactures – Ecole Centrale de Paris, le 08 Décembre 2005.

[12] Pavoine A., *Evaluation du potentiel de réactivité des bétons vis-à-vis de la formation différée de l'ettringite* », Thèse de doctorat en Sciences des Matériaux, Université Pierre et Marie Curie - Paris VI, 2003.

[13] HAUSMANN D.A*, Steel corrosion in concrete: how does it occur?,* Materials protection, vol. 4, 11, 1967, p. 19-23.

[14] Dr. Ir. P. Boeraeve *: Cours de Béton armé*

[15] Mather B., « Sulphate attack on hydraulic cement concrete », Fifth International Conference on Durability of Concrete, Barcelona, Spain, p12-23, 2000.

[16] KERBOUCHE : Influence des ajouts minéraux sur les résistances mécaniques et la durabilité des mortiers (Mémoire de Magister- l'ENSET d'Oran-2009).

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. Introduction

La conception d'un pont doit satisfaire un nombre de contraintes fonctionnelles ; qui assurent le bon fonctionnement du pont ; et des contraintes naturelles ; qui influent l'ouvrage et sa conception. Ces contraintes seront présentées dans ce chapitre.

II.2. Présentation du projet

L'ouvrage rentre dans le cadre, du projet du premier lot de la construction de la pénétrante reliant la ville de Batna à l'Autoroute EST/OUEST.



Figure II.1. Implantation du viaduc sur le projet.

II.2.1. Objectif du projet

Le projet, objet de notre mémoire de fin d'études, s'inscrit dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière CHELGHOUM L'AÏD-BATNA sur $60Km$.

II.2.2. Situation du projet

L'ouvrage se situe dans la région de LAZROU (wilaya de BATNA) au PK12+636.



Figure II.2. Vue en plan de l'ouvrage.

II.2.3. Caractéristiques de l'ouvrage

Le tracé routier de l'autoroute a fixé les caractéristiques de l'ouvrage comme suit :

- Viaduc sens Batna vers Chelghoum l'Aïd

- Longueur : 760 m du PK 12+636 au PK 13+396
- Largeur du tablier : 12.25m

- Viaduc sens Chelghoum l'Aïd vers Batna
  - Longueur : 760 m du PK 13+396 au PK 12+636
  - Largeur du tablier : 12.25m

II.3. Recueil des données

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir des services à des usagers, on distingue :

II.3.1. Données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage en plan a une longueur totale de 760 mètres, du PK 12+636 jusqu'à PK 13+396. Le viaduc a un rayon de courbure de $2000m$.

II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une faible pente de 5‰.

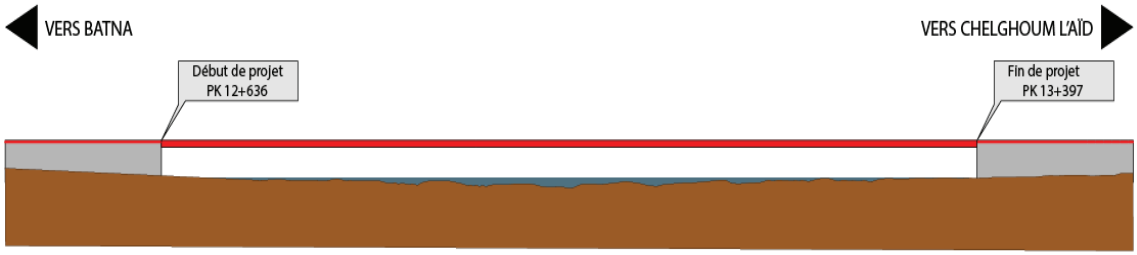


Figure II.3. Vue longitudinale de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Deux trottoirs de (1.5 + 0.75) m.
- Chaussée de 3 voies de circulation de 10 m.
- Bande séparative : 0,5 m.
- Chaussée de 3 voies de circulation de 10 m.
- Deux trottoirs de (1.5 + 0.75) m.

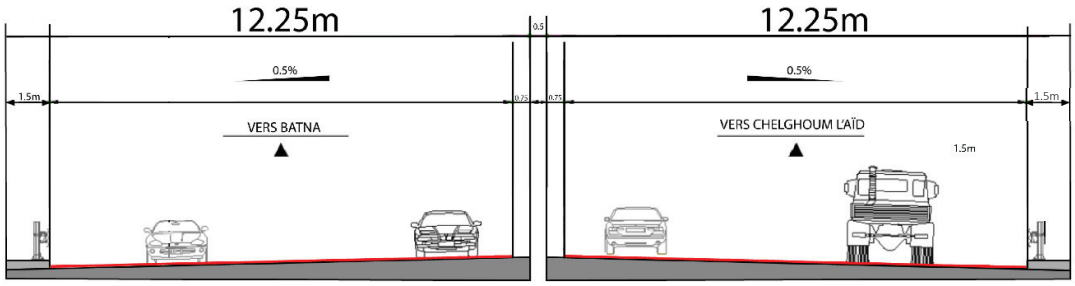


Figure II.4. Coupe transversale de la voie portée.

Alors la largeur totale de l'ouvrage est de 25 m, donc 12.25 par sens.

II.3.2. Données naturelles

II.3.2.1. Données géologiques

D'après la carte géologique d'Algérie du nord la feuille N°146 d'AIN-YAGOUT établie à l'échelle de 1/50000, l'assiette s'inscrit principalement dans la formation géologique de Quaternaire et Mio-Pliocène (pour plus de détails voir Annexe A.1).

II.3.2.2. Données géotechniques

Les données géotechniques qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations.

Les sols du projet ont été reconnus par deux types d'essais :

II.3.2.2.1. Essais in-situ

Quatorze sondages pressiométrique noté SP_i, descendu jusqu'à 20m et 30m de profondeur avec un essai chaque deux mètres (Voir Annexe A.2 pour les résultats).

La coupe lithologique montre une formation de couverture constituée par une argile brunâtre molle d'une épaisseur maximale de 9 mètres, et une couche d'argile limoneuse et sableuse compacte d'une épaisseur maximale de 16mètres. Ainsi qu'une autre couche d'argile marneuse grisâtre très compacte de 3 à 12 mètres d'épaisseur (Coupe lithologique en Annexe A.3).

Le type des fondations choisis sont des fondations profondes sur pieux (type fores simple de $1.2m$ de diamètre) ancrées à $4m$ de profondeur dans les couches argileuse.

La charge nominale $Q_n(t)$ varie entre 221 et 343 tonnes.

II.3.2.2.2. Essais de laboratoire

Plusieurs essais chimiques et mécaniques ont été exécutés pour déterminer les caractéristiques du sol. Les résultats de ces essais sont :

- L'état du sol est saturé avec une densité γ_d élevée à très élevée.
- L'essai des limites d'Atterberg montre que les sols sont des argiles limoneuses peu plastiques.
- L'essai de compressibilite à l'oedométre montre que les sols sous les fondations sont non gonflants.
- Des essais chimiques montrent que le sol a une agressivité très forte sur les bétons d'infrastructures.
- Selon les essais pressiometriques la charge portante nominale est de 94.637tonnes et pour les essais de laboratoire la charge portante nominale est de 169.85tonnes.

II.3.2.2.3. Sismicité du site

Le territoire algérien est divisé en 5 zones de sismicité. La carte ci-dessous représente les zones sismiques de l'Algérie.

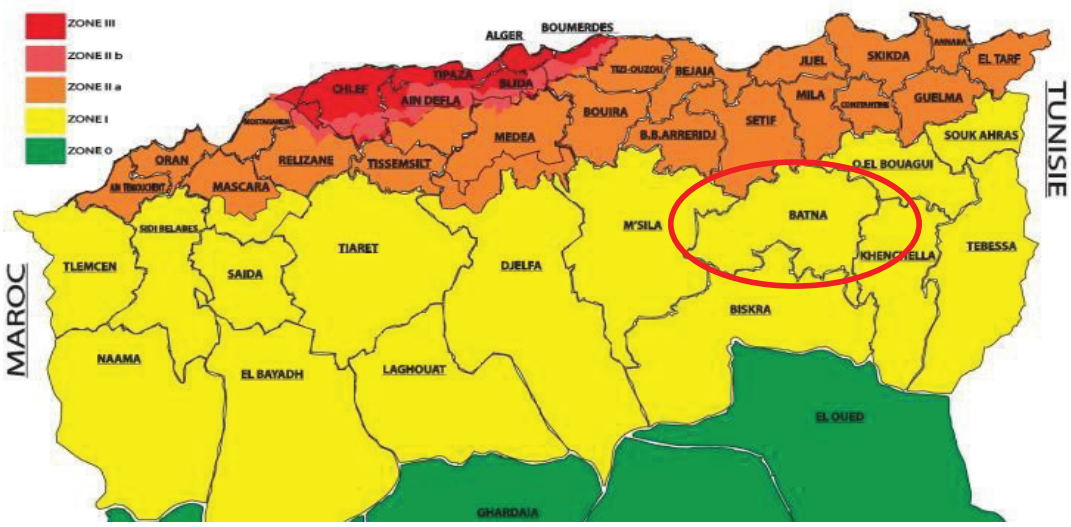


Figure II.5. La carte de zonage sismique de l'Algérie.

Le viaduc se situe dans la région de LAZROU qui est classée comme une zone de sismicité faible (zone I) selon le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008.

II.3.2.2.4. Température

Au cours de l'année, la température varie généralement de $-1°C$ à $33°C$ et est rarement inférieure à $-10\ °C$ ou supérieure à $40\ °C$.

II.3.2.2.5. Vent

La période la plus venteuse de l'année dure 5 mois, du 15 décembre au 15 mai, avec des vitesses de vent moyennes supérieures à $12km/h$.

II.4. Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre, l'ensemble des données naturelles et fonctionnelles de notre ouvrage. Ces données nous aident à faire une meilleure conception de l'ouvrage.

CHAPITRE III : Conception et pré-dimensionnement

III.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique qui satisfait toutes les contraintes naturelles et mécaniques entamé dans le chapitre précédent. Le choix de type de l'ouvrage repose sur plusieurs critères, tels que :

- La longueur et l'importance de l'ouvrage.
- La nature et l'agressivité du sol (Chett).
- Position des appuis et le nombre des appuis.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.2. Présentation et pré-dimensionnement des variantes

Dans ce travail, on va faire trois variantes :

- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- Pont mixte.
- Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint.

III.2.1. Variante 1 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs

III.2.1.1. Présentation sommaire de la technique

Cette technique consiste à construire un tablier de pont par tronçon à partir des piles, chaque tronçon est composé de plusieurs voussoirs, l'ensemble des voussoirs compose un fléau.

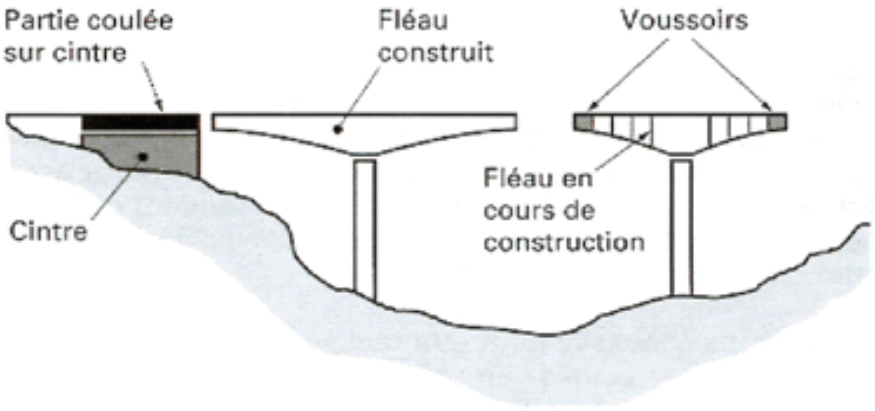


Figure III.1. Principe de la méthode de construction en encorbellement.

III.2.1.2. Pré-dimensionnement de la variante

III.2.1.2.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur variable composé de neuf travées principales dont les travées intermédiaires ont une longueur de $90m$ et les deux travées de rives ont une longueur de $65m$, qui implique une longueur totale de pont égale à $760m$ (Voir annexe B pour plus de détails).

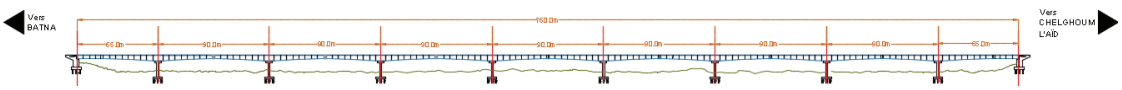


Figure III.2. Coupe longitudinale de la première variante.

III.2.1.2.2. Conception transversale

On a un tablier de largeur de $12.25m$ qui est inférieure à $20m$, donc le meilleur type est le voussoir constitué par un caisson à deux âmes (Fig. III.3).

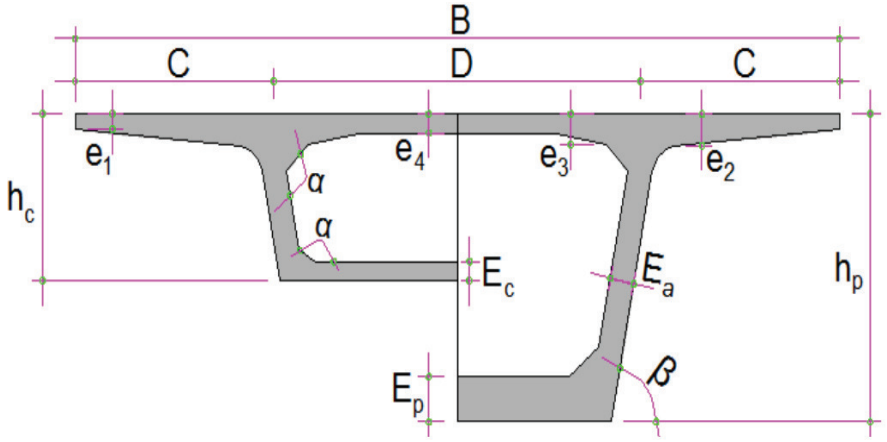


Figure III.3. Notation des dimensions d'un voussoir.

Le tableau III.1 présente les valeurs des dimensions du voussoir en se basant sur le guide technique SETRA.

Tableau III.1. Dimensionnement des différentes composantes du voussoir.

Elément		Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir sur pile h_p		$\frac{l}{18} \leq h_p \leq \frac{l}{16}$	$5m$
Hauteur de voussoir à la clef h_c		$\frac{l}{35} \leq h_c \leq \frac{l}{30}$	$3m$
Largeur de voussoir B		B	$12.25m$
Entre axe des âmes	C	$\frac{B}{4}$	$3m$
	D	$B - 2C$	$6.25m$
Epaisseur du hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 0.18m$	$0.25m$
	e_2	$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$	$0.4m$
	e_3	$e_3 > e_2 - 0.1$ $e_3 > 1.5e_4$	$0.4m$
	e_4	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	$0.25m$
Inclinaison de l'âme β		$10\% \leq \beta \leq 30\%$	20%
Epaisseur des âmes E_a		$0.26 + \frac{l}{500}$	$0.44m$
Epaisseur du hourdis inférieur sur pile E_p		$0.35m \leq E_p \leq 0.8\text{m}$	$0.5m$
Epaisseur du hourdis inférieur à la clef E_c		$E_c \geq 0.18\text{m}$	$0.2m$
Gousset supérieur $\propto_{sup}$		$30° < \propto_{sup} < 50°$	$45°$
Gousset inférieur $\propto_{inf}$		$40° < \propto_{inf} < 45°$	$45°$

On a donc les dimensions suivantes :

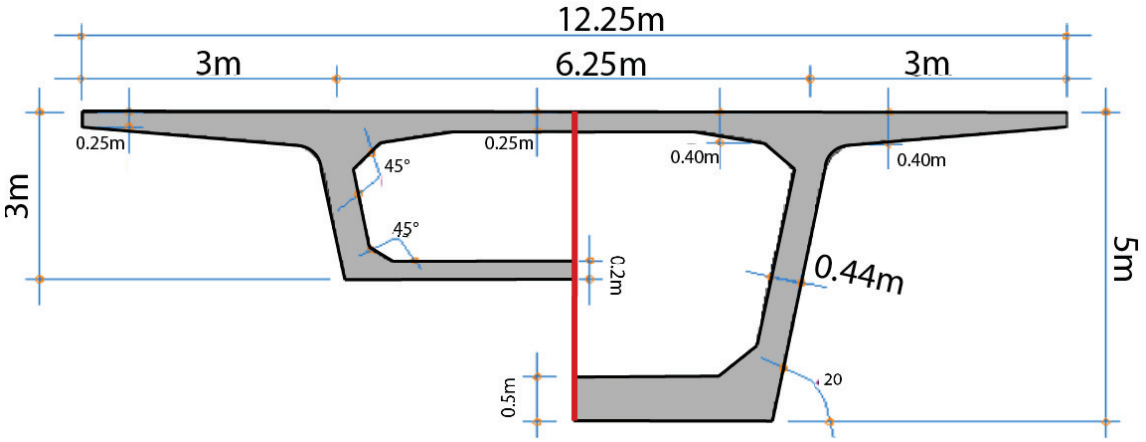


Figure III.4. Coupe transversale du voussoir à la clef et sur pile.

On a pris une longueur du voussoir courant est de 5m donc on a 8 voussoirs courants, 1 voussoir sur pile de 8m de longueur et 1m de

Le tableau suivant montre les différentes hauteurs des voussoirs, qui suivent la loi :

$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c).\left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c).\left(\frac{x}{l}\right)^2$; avec l est la demi longueur de la travée.

Tableau III.2. Hauteurs des voussoirs.

	$x(m)$	$h(x)$
Vsp	0	5.00
V_1	4	4.66
V_2	9	4.28
V_3	14	3.95
V_4	19	3.67
V_5	24	3.44
V_6	29	3.25
V_7	34	3.12
V_8	39	3.04
V_c	44	3.00

III.2.1.3. Avantages et inconvénients

III.2.1.3.1. Les avantages

- La suppression des cintres et échafaudages, libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages, limités à la longueur d'un voussoir.
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour (le délai d'exécution).

III.2.1.3.2. Les inconvenants

- Ouvrages plus lourds que les ouvrages mixtes.
- La difficulté d'exécutions des tâches in-situ.
- La réalisation et l'entretien demandent des mains d'ouvres très qualifiés.
- Ce pont demande des opérations d'entretiens très difficiles et couteuses.

III.2.1.4. Projection de cette variante sur notre site

L'ouvrage repose sur un sol argileux (Sebkha) ; qui a l'aptitude de tasser facilement ; donc le déplacement de matériels et la charge causée de matériels de réalisation provoque le tassement toute la période de réalisation. Ainsi que ce type d'ouvrage est très couteux et nécessite une main d'œuvre spéciale pour le réaliser.

III.2.2. Variante 2 : Pont mixte

Ce type de pont utilise les caractéristiques mécaniques de l'acier pour réaliser des ouvrages d'art légers de grandes portées.

III.2.2.1. Conception générale

III.2.2.1.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte de hauteur variable composé de dix travées identiques de 73 mètres de longueur, et 2 culées de 15 mètres de portée, ce qui implique une longueur totale de pont de 760m (Pour plus de détails voir annexe B).

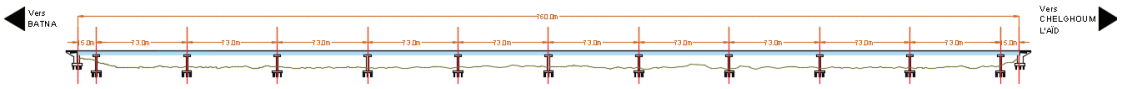


Figure III.5. Coupe longitudinale de la deuxième variante.

III.2.2.1.2. Conception transversale

On a un tablier de largeur de 12.25m et une longueur de 760 mètres, le tableau III.2 présente les valeurs des dimensions du pont en se basant sur le guide technique SETRA pont mixte acier-béton 2009.

Tableau III.3. Dimensionnement des différentes composantes du pont mixte.

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'espacement d	$1.5 \leq d \leq 0.55 l_{tablier}$	$6m$
Nombre de poutres N	$\frac{l_{tablier}}{d} + 1$	$3\ poutres$
La hauteur de la poutre h_p	$h_p \leq \frac{L_{travée}}{25}$	$3m$
Epaisseur de l'âme des poutres sur la pile	$8mm \leq t_w \leq 14mm$	$10mm$
Epaisseur de l'âme des poutres sur l'appui	$t_w \leq 20mm$	$20mm$
Largeur de la semelle supérieure en travée l_s	$0.2m \leq b_s \leq 0.5m$	$0.4m$
Epaisseur de la semelle supérieure en travée t_s	$12mm \leq t_s \leq 40mm$	$30mm$
Largeur de la semelle inférieure en travée l_s	$0.3m \leq b_s \leq 0.6m$	$0.5m$
Epaisseur de la semelle inférieure en travée t_s	$20mm \leq t_s \leq 40mm$	$30mm$

Largeur de la semelle supérieure sur l'appui l_s	$0.4m \leq b_s \leq 0.7m$	$0.7m$
Epaisseur de la semelle supérieure sur l'appui t_s	$20mm \leq t_s \leq 40mm$	$30mm$
Largeur de la semelle inférieure sur l'appui l_s	$0.6m \leq b_s \leq 1m$	$0.9m$
Epaisseur de la semelle inférieure sur l'appui t_s	$30mm \leq t_s \leq 60mm$	$40mm$

La figure III.6 présente les pièces en acier de la deuxième variante.

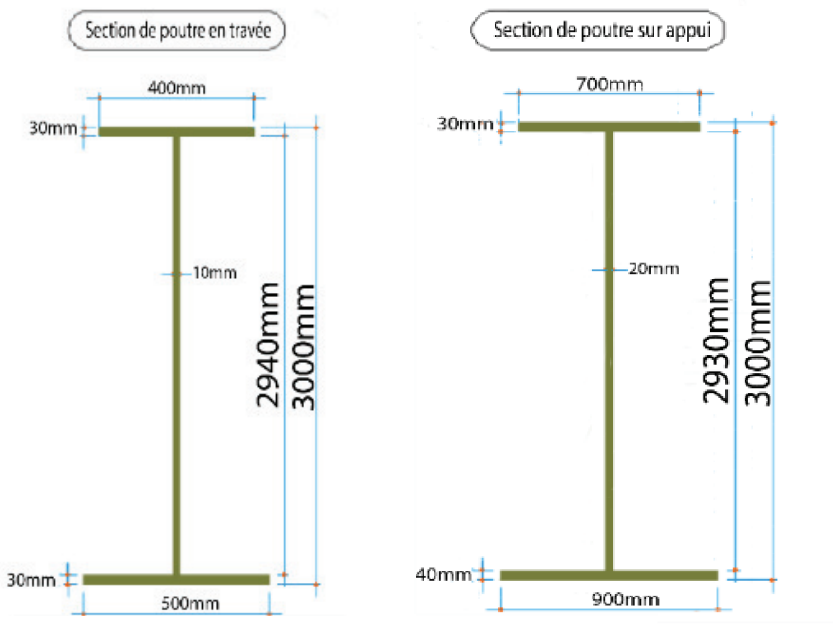


Figure III.6. Coupe transversale des profilés métalliques.

III.2.2.2. Avantages et inconvénients

III.2.2.2.1. Avantages

- Les ponts mixtes modernes sont des constructions dans lesquelles la consommation de matériau est optimisée.
- La possibilité de franchir des grandes portées de 30 à $100m$.
- Les appuis des ouvrages mixtes modernes peuvent être conçus et construits pour résister aux chocs de camions d'intensité courante.
- La rapidité d'exécution globale.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.
- La précision dimensionnelle des structures.

III.2.2.2.2. Inconvénients

- Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier.
- Les ouvrages d'art sont en général des constructions difficiles à démonter et à recycler.
- La demande d'une main d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.
- Un cout très élevé.
- Le risque de voilement.

- La nécessité d'un entretien périodique.

III.2.2.3. Projection de cette variante sur notre site

Cet ouvrage nécessite un entretien continu contre la corrosion spécialement dans la présence du Sebkha (environnement très agressif).

III.2.3. Variante 3 : Pont à poutres en béton précontraint (VIPP)

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de pont permet d'atteindre des portées importantes de 30 à 50 mètres.

III.2.3.1. Pré-dimensionnement de la variante

III.2.3.1.1. Conception longitudinale

Après avoir recueilli toutes les données, On propose dans cette variante un pont de 21 travées de longueur totale de $760m$ (pour plus de détail voir annexe B).

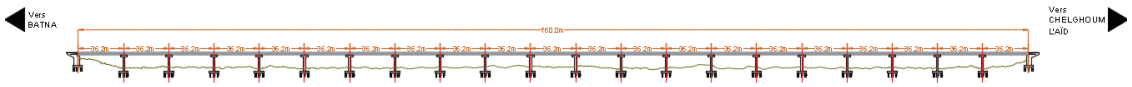


Figure III.7. Coupe longitudinale de la troisième variante.

III.2.3.1.2. Conception transversale

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

On a un tablier de largeur de 12.25m et une longueur de 760 mètres, le tableau II.3 présente les valeurs des dimensions du pont.

Tableau III.4. dimensionnement du VIPP.

Elément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'espacement λ	$1.40m \leq \lambda \leq 2m$	$1.815m$
Entraxe des poutres de rives	L_a	$10.89m$
Nombre de poutres N	$\frac{L_a}{\lambda} + 1$	$7\ poutres$
Hauteur totale du tablier H_t	$\frac{L}{22} \leq h_p \leq \frac{L}{16}$	$2.12m$
Epaisseur de la dalle e_d	$20mm \leq e_d \leq 30mm$	$22mm$
Hauteur de la poutre H_p	$H_p = H_t - e_d$	$1.9m$
Largeur de la table de compression b	b	$0.76m$
Epaisseur de la table de compression e_c	$10cm \leq e_c \leq 15cm$	$10.6cm$
Largeur du talon L_t	$40cm \leq L_t \leq 50cm$	$50cm$
Epaisseur du talon E_t	$10cm \leq E_t \leq 20cm$	$16cm$
Epaisseur de l'âme en travée b_0	$15cm \leq b_0 \leq 25cm$	$25cm$
Gousset du talon à l'appui	α	0°
Gousset du talon en travée	$\alpha = 57.33°;\ e_3 = 0.195m$	
Gousset du talon à l'intermédiaire	$\alpha = 57.38°;\ e_3 = 0.25m$	
Gousset de la table de compression à l'appui	$\alpha = 15.48°;\ e_1 = 0.036m$	
Gousset de la table de compression en travée	$\alpha_1 = 15.52°;\ e_1 = 0.05m$ $\alpha_2 = 36.25°;\ e_2 = 0.055m$	

Gousset de la table de compression à l'intermédiaire	$\alpha_1 = 15.52° \; ; \; e_1 = 0.05m$ $\alpha_2 = 36.02° \; ; \; e_2 = 0.08m$

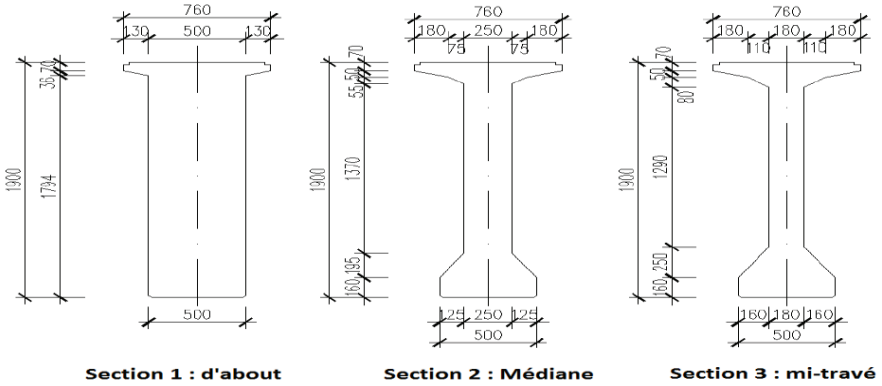


Figure III.8. Les dimensions des différentes sections de poutres.

III.2.3.2. Avantages et inconvénients

III.2.3.2.1. Avantages

- Le béton coulé en atelier ou sur chantier à poste fixe est de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudages.
- Les conditions du contrôle sont beaucoup plus faciles.
- Il est facile de rebuter l'élément préfabriqué, alors qu'une structure coulée en place exigerait une démolition ou un renforcement coûteux.
- La fabrication des poutres en même temps que la construction des appuis réduit le délai de réalisation.
- Ce type de pont est souvent très économique.
- On peut aller jusqu'à $50m$ de portée en précontrainte par post-tension.
- Le fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.

III.2.3.2.2. Inconvénients

- L'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint.
- Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure (fondation+pile) importante.
- L'épaisseur relativement importante du tablier peut poser des problèmes de gabarit et entraîner un surcoût des remblais d'accès à l'ouvrage
- Les tabliers sont sensibles aux chocs de véhicules hors gabarit.
- La nécessité de main d'œuvre qualifié pour l'exécution de la précontrainte même pour la vérification du positionnement des gaines et la mise en tension des câbles.

III.2.3.3. Commentaire

Ce pont est le meilleur économiquement, il ne nécessite pas une main d'œuvre spéciale, ainsi que le coût d'entretien de ce type d'ouvrage est inférieur à celle des variantes précédentes.

III.3. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes

Tableau III.5. Devis estimatif de la première variante.

Variante 1 : Pont construit par encorbellement succéssifs				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m^3	5 610.85	21 000.00	14 876 400.00
Aciers				
Acier actif	t	140.27	450 000.00	63 121 500.00
Acier passif	t	1 402.7125	150 000.00	210 406 875.00
			Coût final du tablier (DA)	231 691 275.00

Tableau III.6. Devis estimatif de la deuxième variante.

Variante 2 : Pont mixte				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m^3	2 014.76	21 000.00	42 309 960.00
Aciers				
Acier PRS	t	2175.94	400 000.00	870 376 320.00
Acier passif	t	362.65	150 000.00	54 397 500.00
			Coût final du tablier (DA)	967 083 780.00

Tableau III.7. Devis estimatif de la troisième variante.

Variante 3 : VIPP				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton				
Béton pour le tablier	m^3	2014.76	21 000.00	42 309 960.00
Aciers				
Acier actif	t	27.36	450 000.00	12 312 000.00
Acier passif	t	100.7	150 000.00	15 105 000.00
			Coût final du tablier (DA)	69 726 960.00

III.4. Analyse des variantes

Notre pont est situé dans un site très argileux à une grande aptitude au tassement, donc la solution d'un pont à poutre en béton précontraint est plus avantageuse que les deux autres

variantes, car dans le cas d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, on aura un risque de glissement et tassement lors de placement des matériels d'exécution, et pour le cas d'un pont mixte l'environnement humide et salée provoque la corrosion qui nécessite un entretien tout au long de la durée de service.

Et d'après, les données naturelles topographiques, le terrain est presque plat, donc le pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs ne s'adapte pas avec notre cas.

Le pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs présente un coût assez élevé et le pont mixte a un coût très élévé par rapport au pont à poutres en béton précontraint.

III.5. Conclusion

L'analyse des trois variantes selon les données naturelles, le coût et la main d'œuvre confirme que le pont à poutres en béton précontraint est le meilleur à réaliser, donc une étude approfondie et plus détaillée sera faite dans la suite de ce mémoire.

CHAPITRE IV : Calcul des charges, surcharges, l'effort tranchant et le moment fléchissant

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va déterminer les différents charges et surcharges du règlement de conception ; tel que le BAEL91, BPEL91, RCPR et RPOA2008 ; pour vérifier le dimensionnement et assurer son fonctionnement tout sa période de service. On va déterminer les principales actions applicables au pont, tels que les actions hors trafic, les actions dues au trafic et les actions accidentelles.

IV.2. Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On note ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

IV.2.1. Béton

On a plusieurs types de béton utilisés dans le viaduc, le tableau ci-dessous récapitule les différentes caractéristiques du béton tel que la loi utilisée pour déterminer la résistance à la traction f_{tj} est :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{(IV.1)}$$

Et le module de déformation longitudinale pour le béton E_i est défini par les règles B.A.E.L suivantes :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{(IV.2)}$$

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{(IV.3)}$$

Tant que l'équation (IV.2) est le module de déformation instantanée du béton et l'équation (IV.3) représente le module de déformation sous chargement de longue durée.

Tableau IV.1. Caractéristiques mécaniques du béton.

		RN41	RN35	RN27
La densité du béton armée $\rho_{béton}$		$25kN/m^3$		
Résistance en compression f_{c28}		$41MPa$	$35MPa$	$27MPa$
Résistance à la traction f_{t28}		$3.06MPa$	$2.7MPa$	$2.22MPa$
Module de déformation E	Instantanée	$37930MPa$	$35981.7MPa$	$33000MPa$
	Longue durée	$12758MPa$	$12102.9MPa$	$11000MPa$
Emplacement d'utilisation		Les poutres	L'hourdis, les culées et les pieux	La pile, le chevêtre et les fondations

IV.2.2. Armatures

IV.2.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE500 tant que la limite d'élasticité f_e est de $500MPa$ et le module de la déformation élastique E_s est égal à $200GPa$.

IV.2.2.2. Armatures de précontraintes

Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Concernant notre ouvrage, on utilise des câbles 12T15S.

- Unité de précontrainte : 12 torons
- Poids de 1T15S $= 1{,}12\ kg/m.$
- Section de 12T15S : $A_p = 1800\ mm^2.$
- Résistance ultime : $f_{\text{prg}} = 1860\ MPa$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1640\ MPa$
- Module d'élasticité : $E_P = 190GPa$
- Section droite à un toron : $A_s = 150mm^2$
- Diamètre des gaines : $\Phi = 80mm$

IV.2.3. Contraintes admissibles des bétons

La loi pour calculer les contraintes admissibles à la compression à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad \text{(IV.4)}$$

Tant que $\theta = 1$ pour une durée d'application des combinaisons d'action supérieure à $24heures$. Et la loi des contraintes admissibles à la compression du béton pour l'état limite de service est définie par :

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{(IV.5)}$$

Le tableau (IV.2) résume les résultats obtenus lors de l'application des lois précédentes.

Tableau IV.2. Contraintes admissibles à la compression du béton

Etat	Contrainte limite		RN41	RN35	RN27	**Remarque :** La valeur de γ_b change selon la situation : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & situation\ durable \\ 1.5 & situation\ transitoire \\ 1.15 & situation\ accidentelle \end{cases}$
ELU	f_{bu}	$\gamma_b = 1.5$	$23.23MPa$	$19.83MPa$	$15.3MPa$	
		$\gamma_b = 1.15$	$30.30MPa$	$25.87MPa$	$19.96MPa$	
ELS	f_{bc}		$24.6MPa$	$21MPa$	$16.2MPa$	

IV.2.4. Contraintes limites de traction des aciers

Le tableau ci-dessous présente les différentes contraintes de traction selon la fissuration.

Tableau IV.3. Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite		RN41	RN35	RN27
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	Durable : $\gamma_s = 1.15$	$434.78MPa$		
		Transitoire : $\gamma_s = 1$	$500MPa$		
Préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{0.5 \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right\}$		$250MPa$	$250MPa$	$250MPa$

Très préjudiciable	$\sigma_s = max\left\{0.4 \times f_e; 88\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right\}$	$200MPa$	$200MPa$	$200MPa$

IV.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

La détermination des caractéristiques géométriques consiste sur le calcul des moments statiques et les moments quadratiques des poutres sur les trois sections différentes (fig III.7) et tablier.

IV.3.1. Les lois de calcul

- Le moment statique est défini par la relation :

$$S/\Delta = \frac{B}{Z} \tag{IV.6}$$

Tel que B est la surface de la section et Z est la distance entre le centre de gravité de la section et l'axe Δ.

- La distance qui sépare le centre de gravité de la fibre inférieure V', est donnée par :

$$V' = \frac{S/\Delta}{B} \tag{IV.7}$$

- La distance qui sépare le centre de gravité de la fibre supérieure V, est définie par :

$$V = h_t - y_G \tag{IV.8}$$

- Le moment d'inertie propre I_0, est défini selon la forme géométrique par :

$$\begin{cases} \frac{bh^3}{12}; \text{pour un rectangle} \\ \frac{bh^3}{36}; \text{pour les triangle} \end{cases} \tag{IV.9}$$

- Le moment d'inertie par rapport à son centre de gravité I_G, égale à :

$$I_G = I/\Delta_{brute} - (B \times V'^2) \tag{IV.10}$$

IV.3.2. Les résultats géométriques

Les sections en détail dans l'annexe C.1.

IV.3.2.1. Poutre à l'about

On a devisé la section de béton en trois sections comme présenté dans la figure IV.1. L'ensemble des résultats est présenté dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à l'about.

	b(cm)	H(cm)	N°	B(cm^2)	Z(cm)	S/Δ(cm^3)	I_0(cm^4)	I/Δ(cm^4)
S1	50	190	1	9500	95	902500	28579166.67	114316666.7
S2	13	7	2	182	186.5	33943	371.5833333	6330741.083
S3	13	3.6	2	46.8	181.2	8480.16	16.848	1536621.84

On a aussi :

$$B\ nette = 0.95 \times B\ brute \tag{IV.11}$$

$$S/\Delta\ nette = 0.95 \times S/\Delta\ brute \tag{IV.12}$$

$$I/\Delta\ nette = 0.9\ I/\Delta\ brute \tag{IV.13}$$

Tableau IV.5. Paramètres géométriques de la poutre à l'about.

B_{tot}brute(cm^2)	9728.8	B_{tot} nette(cm^2)	9242.36
S/Δ_{tot}brute(cm^3)	944923.16	S/Δ_{tot} nette(cm^3)	897677.002
I/Δ_{tot}brute(cm^4)	122184029.6	I/Δ_{tot} nette(cm^4)	109965626.6
V'(cm)	$97.13cm$	V(cm)	$92.87cm$
$I_G(cm^4)$	30407060.35	I_G nette(cm^4)	27366354.32

Et dans le cas de la présence de l'hourdis on a :

Tableau IV.6. Moment d'inertie et moment statique de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis.

	b(cm)	H(cm)	N°	B(cm^2)	Z(cm)	S/$\Delta(cm^4)$	$I_0(cm^4)$	I/$\Delta(cm^4)$
Poutre			1	9728.8		944923.16		122184029.6
Hourdis	181.5	22	1	3993	201	802593	161051	161482244
Poutre+hourdis				13721.8		1747516.16		283666273.6

Donc :

Tableau IV.7. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about à la présence de l'hourdis.

V'(cm)	127.35	V(cm)	84.65
$I_G(cm^4)$	61114368.63	I_G nette(cm^4)	55002931.77

IV.3.2.2. Poutre médiane

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau IV.8 et IV.9.

Tableau IV.8. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre médiane.

	b(cm)	H(cm)	N°	B(cm^2)	Z(cm)	S/$\Delta(cm^3)$	$I_0(cm^4)$	I/$\Delta(cm^4)$
S1	25	190	1	4750	95	451250	14289583.33	57158333.33
S2	7.5	12	2	180	184	33120	1080	6095160
S3	18	7	2	252	186.5	46998	514.5	8765641.5
S4	18	5	2	90	180.5	16245	62.5	2932285
S5	7.5	5.5	2	41.25	175.25	7229.0625	34.66	1266927.865
S6	12.5	19.5	2	243.75	25.75	6276.5625	2574.60	164196.0938
S7	12.5	16	2	400	8	3200	4266.67	29866.66667

Donc les caractéristiques géométriques sont :

Tableau IV.9. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane.

B_{tot} brute(cm^2)	5957	B_{tot} nette(cm^2)	5659.15
S/Δ_{tot} brute(cm^3)	564318.625	S/Δ_{tot} nette(cm^3)	536102.6938
I/Δ_{tot} brute(cm^4)	76412410.46	I/Δ_{tot} nette(cm^4)	68771169.41
V'(cm)	94.73	V(cm)	95.27
$I_G(cm^4)$	22953368.91	I_G nette(cm^4)	20658032.02

Et dans le cas de la présence de l'hourdis on trouve :

Tableau IV.10. Moment d'inertie et moment statique de la poutre médiane à la présence de l'hourdis.

	b(cm)	H(cm)	N°	B(cm^2)	Z(cm)	S/$\Delta(cm^3)$	$I_0(cm^4)$	I/$\Delta(cm^4)$
Poutre			1	5957		564318.625		76412410.5

Hourdis	181.5	22	1	3993	201	802593	161051	161482244
Poutre+hourdis				9950		1366911.63		237894655

Donc :

Tableau IV.11. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane à la présence de l'hourdis.

V'(cm)	137.38	V(cm)	74.62
$I_G(cm^4)$	50110997	I_G nette(cm^4)	45099897.4

IV.3.2.3. Poutre à mi-travée

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau IV.12 et IV.13.

Tableau IV.12. Moment d'inertie et le moment statique de la poutre à mi-travée.

	b(cm)	H(cm)	N°	B(cm^2)	Z(cm)	S/Δ(cm^3)	$I_0(cm^4)$	I/Δ(cm^4)
S1	18	190	1	3420	95	324900	10288500	41154000
S2	29	7	2	406	186.5	75719	828.916	14122422.42
S3	18	5	2	90	180.5	16245	62.5	2932285
S4	11	5	2	110	180.5	19855	114.583	3583942.083
S5	11	8	2	88	174	15312	156.444	2664444.44
S6	16	25	2	400	28.5	11400	6944.444	331844.444
S7	16	16	2	512	8	4096	5461.333	38229.333

Tableau IV.13. Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée.

B(tot)brute(cm^2)	5026	B(tot)nette(cm^2)	4774.7
S/Δ(tot)brute(cm^3)	467527	S/Δ(tot)nette(cm^3)	444150.65
I/Δ(tot)brute(cm^4)	64827168	I/Δ(tot)nette(cm^4)	58344450.95
V'(cm)	93.02	V(cm)	96.98
$I_G(cm^4)$	21337017	I_G nette(cm^4)	19203315.62

Et dans le cas de la présence de l'hourdis on trouve :

Tableau IV.14. Moment d'inertie et moment statique de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis.

	b(cm)	H(cm)	N°	B(cm^2)	Z(cm)	S/Δ(cm^3)	$I_0(cm^4)$	I/Δ(cm^4)
Poutre			1	5026		467527		64827167.72
Hourdis	181.5	22	1	3993	201	802593	161051	161482244
Poutre+Hourdis				9019		1270120		226309411.7

Tableau IV.15. Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée à la présence de l'hourdis.

$V'(cm)$	140.83	$V'(cm)$	71.17
$I_G(cm^4)$	47442041.24	I_G nette (cm^4)	42697837.11

IV.4. Evaluation des actions

IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1. Calcul des charges permanentes (CP)

IV.4.1.1.1. Eléments poutres

Les poutres VIPP sont des poutres de section variable, d'une part, les âmes comportent souvent des épaississements à proximité des appuis pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant ; d'autre part, des renforcements de la zone d'about sont nécessaires pour assurer une bonne diffusion de l'effort de précontrainte.

Pour étudier les poutres, on a divisé la poutre à 5 sections tant que le poids de la poutre est égal à :

$$P_{Poutre} = 2 \times \sum_{i=0}^{i=5} P_i \qquad \text{(IV.14)}$$

Le tableau suivant présente le poids de chaque section, le poids total de la poutre, et le poids par mètre linéaire (Voir annexe C.2 pour plus de détails).

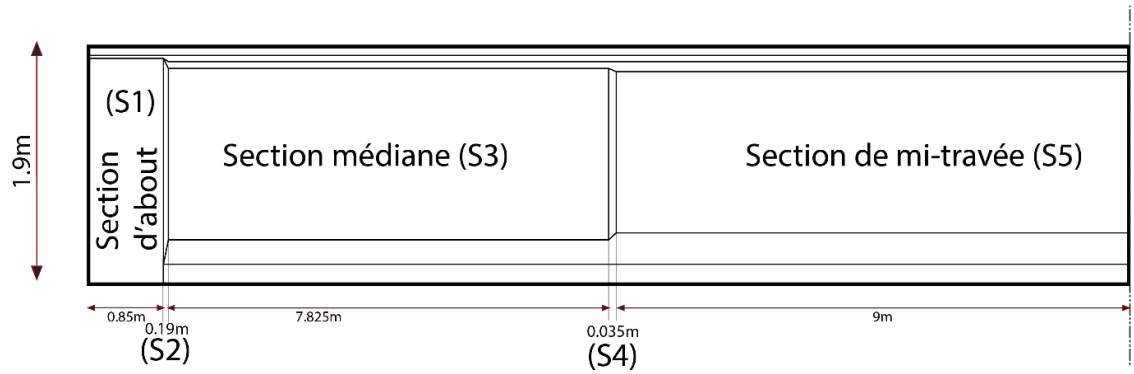


Figure IV.1. Coupe longitudinale de la poutre.

Tableau IV.16. Poids propre de la poutre.

Section de la poutre	S1	S2	S3	S4	S5
Surface (m^2)	0.97288	0.78429	0.5957	0.54915	0.5026
L_i (m)	0.85	0.19	7.825	0.035	9
Poids (t)	2.06737	0.372538	11.65338	0.048051	11.3085
Poids total	$50.90t$				
charge de chaque poutre	$1.41t/ml$				
Poids total /ml	$9.84t/ml$				

IV.4.1.2. Elément tablier

Pour calculer le poids par mètre linéaire du tablier, on utilise la relation suivante :

$$P_t = \gamma_b \times e_d \times l_t \times 1 \qquad \text{(IV.15)}$$

$P_t = 2.5 \times 0.22 \times 12.05 = 6.6275t/ml$

On a donc les charges permanentes égales à :

$$CP = P_{propre} + P_t = 16.47t/ml$$

IV.4.1.3. Calcul des compléments des charges permanentes (CCP)

Les compléments des charges permanentes sont l'ensemble des charges du revêtement, des trottoirs, des corniches, des gardes corps et des glissières de sécurité.

Le tableau (IV.17) présente les résultats de CCP.

Tableau IV.17. Compléments des charges permanentes.

Elément	Densité(t/m^3)	Poids linaire (t/ml)
Corniche		1.593
Trottoirs	2.5	1.5
Revêtement du tablier	2.4	1.68
Chape d'étanchéité	2.4	0.2892
Garde-corps		0.05
Glissière de sécurité		0.2

Alors $CCP = 3.8122t/ml$

Donc les charges permanentes G égalent à la somme des CCP et CP.

$$G = CP + CCP = 20.281t/m$$

IV.4.1.4. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. On adopte une variation uniforme de température T de : + 45°C / -20°C.

IV.4.2. Calcul des surcharges

IV.4.2.1. Les systèmes de charge

Le CCTP fixe les modalités du calcul, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte qui sont le système des charges routières type $A(l)$, le système des charges routières type $B(B_c, B_t, B_r)$, le système de charge militaire $Mc120$ et les convois exceptionnels $D240$.

IV.4.2.2. Largeur roulable, largeur chargeable, nombres de voies, largeur d'une voie et la classe du pont

Lors de calcul ces systèmes de charges plusieurs paramètres ; tel que la largeur roulable et chargeable ; sont utilisés :

IV.4.2.2.1. Largeur roulable

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les deux dispositifs de bordures. Dans notre cas la largeur roulable l_r est égale à $10m$ (Fig. IV.2).

IV.4.2.2.2. Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant les deux bandes de 0,50 m chacun (Fig. IV.2).

$$l_c = l_r - 0.5 \times 2 = 9m \qquad \text{(IV.16)}$$

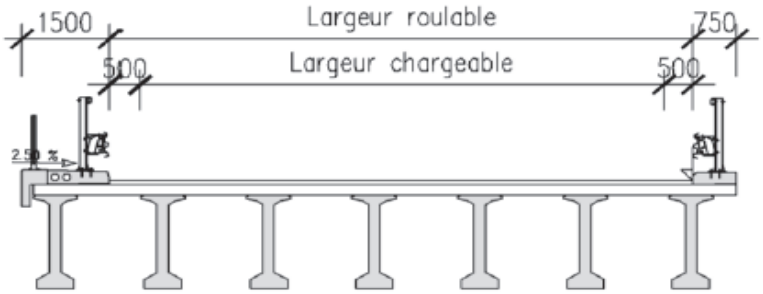


Figure IV.2.Coupe transversale du tablier.

IV.4.2.2.3. Classe de pont :

La classe de pont est en fonction de la largeur roulable. Le cas de cette étude a une largeur roulable de $10m$ qui est supérieure à $7m$ donc le pont est de la 1ère classe (Voir annexe C.3).

IV.4.2.3. Système de charges *A*

Ce système se compose d'une charge repartie $A(l)$ tant que la longueur chargeable L_c égale à $35m$, le nombre de voies n égale à 3 et la charge du système A est définie par :

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{L+12} \quad \text{(IV.17)}$$

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{35+12} = 0.996t/m^2$$

$$A_1 = max\{\alpha_1 \times A(l); 0.4 - 0.0002l\} \quad \text{(IV.18)}$$

La valeur de a_1 peut être distinguée en fonction de de la classe de pont (Voir annexe C.4 pour plus de détails). On a un pont de la 1ère classe donc $\alpha_1 = 0.9$.

$$A_1 = 0.996 \times 0.9 = 0.8964t/m^2$$

$$A_2(l) = \alpha_1 \times \alpha_2 \times A(l) = \alpha_2 \times A_1(l) \quad \text{(IV.19)}$$

tant que : $$\propto_2 = \frac{v_0}{v} \quad \text{(IV.20)}$$

On a un pont de la première classe donc $v_0 = 3.5m$ et v qui représente $la\ largeur\ d'une\ voie = 3m$ (Voir annexe C.5).

Ce qui implique que : $$\propto_2 = \frac{3.5}{3} = 1.1667$$

Donc : $$A_2(l) = 1.1667 \times 0.9 \times 0.996 = 1.046t/m^2$$

IV.4.2.4. Système de charges *B*

Le système de charges B comprend trois sous-systèmes :

- Sous système B_c : ce compose de camions types (30T).
- Sous système B_t : ce compose d'une roue isolée.
- Sous système B_r : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems (8T).

IV.4.2.4.1. Sous système de charges B_c

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c. On a donc $b_c = 0.95$. (Pour plus de détails voir annexe C.6).

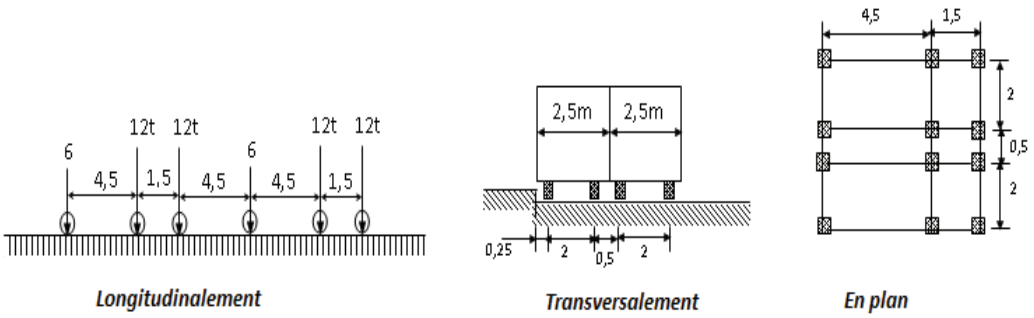


Figure IV.3. Système de chargement B_c.

IV.4.2.4.2. Sous système de charges B_r

Le rectangle d'impact de la roue B_r, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être déplacé n'importe où sur la largeur roulable.

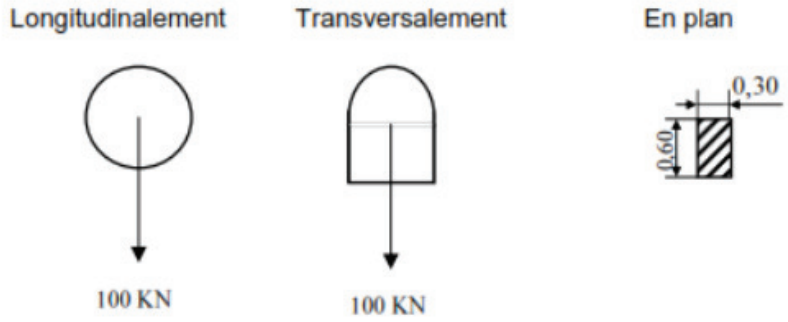


Figure IV.4. Sous système de charges B_r.

IV.4.2.4.3. Sous système de charges B_t

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient $b_t = 1{,}20$. (Pour plus de détails voir annexe C.7).

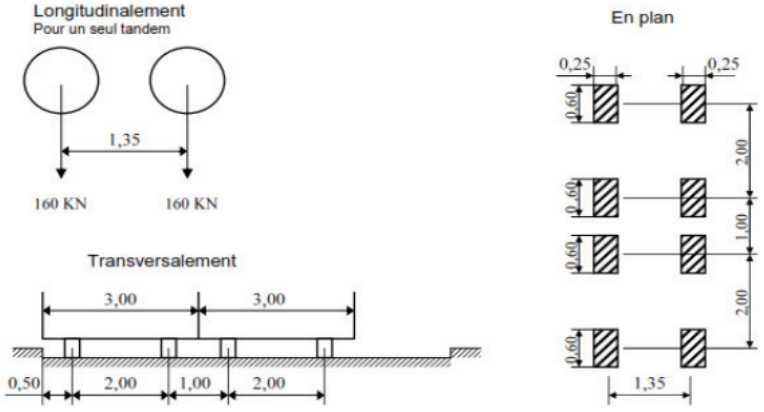


Figure IV.5. Sous système de charges B_t.

IV.4.2.5. Effort de freinage

IV.4.2.5.1. Système de charges *A*

$$F_r(A) = \frac{A_2(l) \times S}{20 + 0.0035 \times S} \qquad \text{(IV.21)}$$

tant que S est l'aire de la surface chargeable.

$S = l_c \times L_r = 35 \times 9 = 315m^2$

$F_r(A) = \frac{1.046 \times 315}{20 + 0.0035 \times 315} = 15.6t$

IV.4.2.5.2. Système de charges B_C

$F_r(B_c) = B_c \times b_c = 30 \times 0.95 = 28.5t$

Et la force centrifuge du système B_C, est défini par :

$$F_C = n_{camions} \times b_c \times B_c \times \frac{80}{R} \quad \text{(IV.22)}$$

tant que Rest le rayon de courbure $R = 2000m$.

$F_C = 6 \times 0.95 \times 30 \times \frac{80}{2000} = 6.84t/m$

IV.4.2.6. Système militaire $Mc120$

Un véhicule type du système $Mc120$ a une charge totale de $110t$ d'une longueur de chenille de $6.10m$ et de largeur de $1.0m$. La distance entraxe des deux chenilles est de 3.30 m tel que le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé (Fig.IV.6).

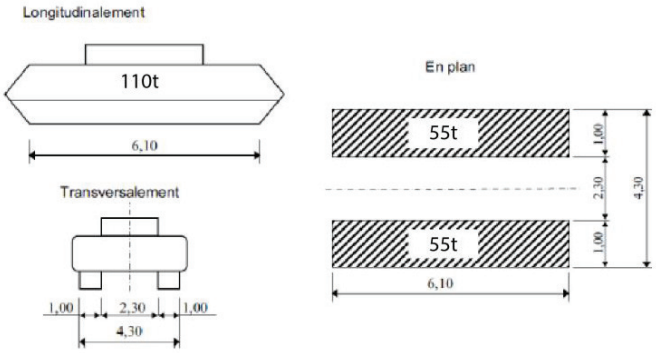


Figure IV.6. Convoi de charge Mc120.

IV.4.2.7. Charges exceptionnelles D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de $240t$ de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de $3.20m$ de largeur et de $18.60m$ de longueur.

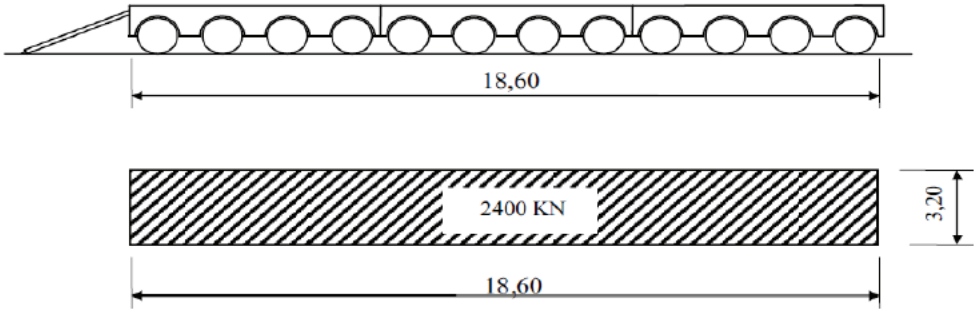


Figure IV.7. Convoi du système D240.

On a le poids du système P égale à $240t$ donc la charge soit :

$P = \frac{240}{18.6 \times 3.2} = 4.032t/m^2$

IV.4.2.8. Surcharge des trottoirs

On applique sur le trottoir une charge uniforme de $0.15t/m^2$, donc :

- Pour un trottoir chargé : $P_{trottoir} = 0.15 \times 1.5 = 0.225t/m$ (cas défavorable)

où : $P_{trottoir} = 0.15 \times 0.75 = 0.1125t/m$

- Pour les deux trottoirs chargés :

$$P_{trottoirs} = 0.15 \times (1.5 + 0.75) = 0.3375t/m$$

IV.4.2.9. Coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L_c} + \frac{0.6}{1+4\times\frac{G}{S}} \quad \text{(IV.23)}$$

Tant que : S : représente la charge maximale du système

Tableau IV.18. Coefficients de majoration des différents systèmes de charges.

Système de chargement	S	Le coefficient de majoration
B_c	$171t$	1.083
B_t	$64t$	1.063
$Mc120$	$110t$	1.072

IV.5. Evaluation des sollicitations longitudinales

IV.5.1. Calcul des moments longitudinaux

IV.5.1.1. Poids propre

On a $P_g = 20.28t/ml$ donc le poids repris par une poutre $2.9t$/ml.

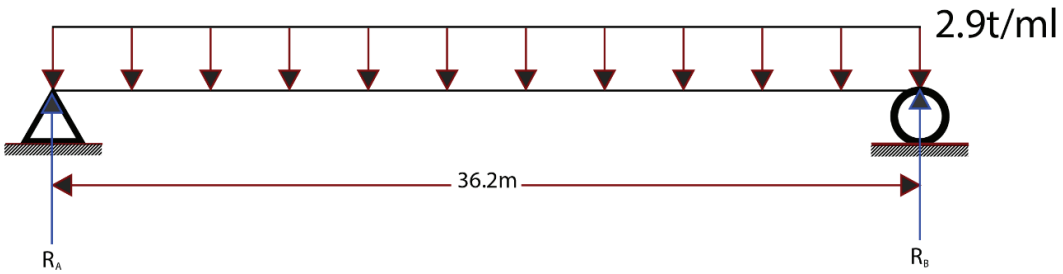


Figure IV.8. Charge du poids propre sur la poutre.

D'après la méthode des sections étudiée en RDM on distingue les réactions :

$$R_A = R_B = P_g \times \frac{L}{2} = 52.49t/ml$$

$$\sum M/x = \frac{1}{2}.P_t.x(L-x) \quad \text{(IV.24)}$$

L'équation (IV.24) nous permet de déterminer la valeur du Moment dans différentes sections :

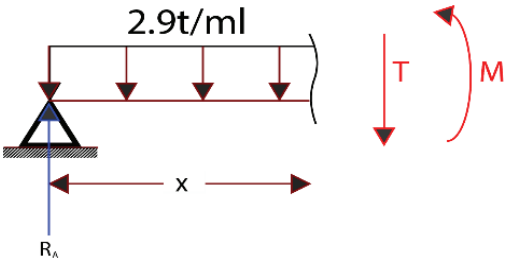


Figure IV.9. Coupe longitudinale de la poutre.

Tableau IV.19. Moments dus au poids propre.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
$x(m)$	0	4.525	6.033	9.05	18.1
$M(t.m)$	0	207.828	263.901	356.276	475.0345

IV.5.1.2. Surcharge A

Dans le cas des surcharges on ne peut plus utiliser la méthode des sections, ce qui nous amène à utiliser les lignes d'influence.

L'expression de la ligne d'influence est la suivante : $$\eta_M = x\,(1-\frac{x}{L}) \quad \text{(IV.25)}$$

Le moment sera la surface de la ligne d'influence multiplié par la charge A(l) sous la formule suivante :

$$M = A(l).\Omega \quad \text{(IV.26)}$$

avec Ω est la surface des lignes d'influence, tant que :

$$\Omega = \frac{x^2}{2}\,(1-\frac{x}{L}) \quad \text{(IV.27)}$$

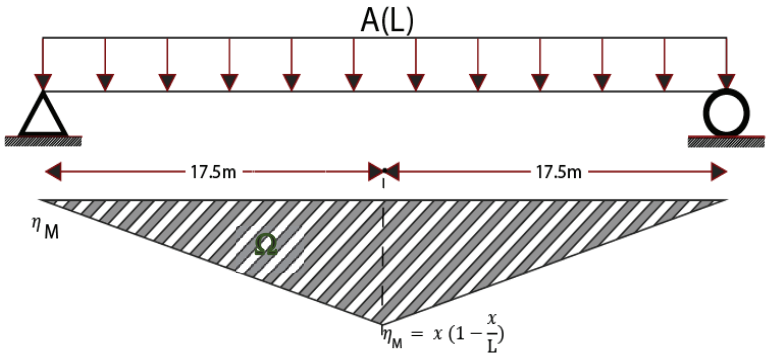


Figure IV.10. Cas de la charge A.

Tableau IV.20. Les moments dus à la surcharge A.

Section		0	L/8	L/6	L/4	L/2
x(m)		0	4.375	5.833	8.75	17.5
$\Omega(m^2)$		0	16.748	28.357	57.422	153.125
M(t.m)	1voie	0	19.461	32.950	66.724	177.931
	2voies	0	19.461	32.950	66.724	177.931
	3voies	0	17.519	29.661	60.063	160.169

IV.5.1.3. Surcharge sur les trottoirs

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 kg/m² tant que la largeur du trottoir est de 1,5 m sur le côté gauche et 0,75m sur le côté droite. Par la méthode des sections on détermine l'équation liant M et x :

$$M = \frac{1}{2}q_t.x(L-x) \quad \text{(IV.28)}$$

Tableau IV.21. Moments dû à la surcharge sur trottoirs.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
$x(m)$	0	4.525	6.033	9.050	18.100

$M(t.m)1tr$	16.125	20.476	27.642	36.856	16.125
$M(t.m)2tr$	24.187	30.713	41.463	55.284	24.187

IV.5.1.4. Sous système de charge B_c

IV.5.1.4.1. Détermination de la section la plus défavorable

Le système B_c est constitué d'un convoi de charge ponctuelle auquel on doit chercher la position qui donne la sollicitation maximale, pour cela on utilise la méthode de « Barré » qui consiste à déterminer la résultante des forces pour une charge des essieux plus proche de la résultante, tant que le milieu de la poutre coïncide avec le milieu de la distance entre la résultante et la charge la plus proche.

Soit X la distance entre l'essieu de $12t$ à gauche de la médiane et la résultante R comme le montre la figure ci-dessous :

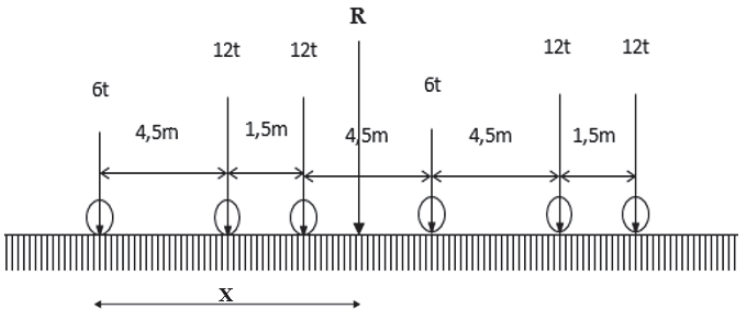


Figure IV.11. Disposition des charges du systèmes Bc.

- Le premier cas :

La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre (fig. IV.12).

$$\Sigma \, M/_O = 0 \qquad \text{(IV.29)}$$

$$\Rightarrow 12 \times 4.5 + 12 \times 6 + 6 \times 10.5 + 12 \times 15 + 12 \times 16.5 = R \times x = 567t.m$$

$R = \Sigma \, Pi = 60t$; donc $X = \frac{567}{60} = 9.45m$ implique que $a = 1.725m$

Le moment fléchissant maximum est positionné dans le côté gauche de l'essieu de $12t$ qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre. Et pour calculer les ordonnées y_i on utilise l'équation (IV.30) et le théorème des triangles de T'hales avec

$x_0 = 16.375m$

$$y_3 = x_0 \times \frac{(L - x_0)}{L} \qquad \text{(IV.30)}$$

$y_3 = 8.968m$

Et pour le reste des ordonnées on utilise le théorème de T'hales et on obtient le tableau suivant :

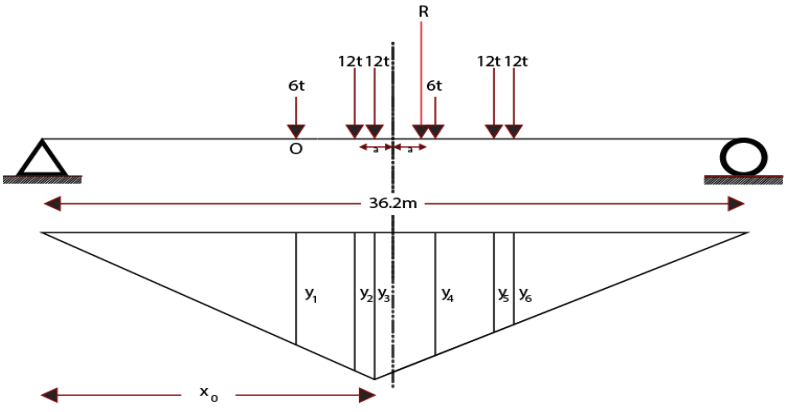


Figure IV.12. Premier cas de la charge B_c.

Tableau IV.22. Ordonnées du premier cas de la charge B_c.

X_i	10.375	14.875	16.375	20.875	25.375	26.875
y_i	5.682	8.1465	8.968	6.932	4.90	4.218

Et finalement on calcule le moment avec la relation $M = \sum P_i \times Y_i = 390.474t.m$.

- Le deuxième cas :

$x = 7.05m$ donc : $a = 0.525m$

Et : $x_0 = 17.575m$ et $y_4 = 9.042m$

La même méthode utilisée dans le cas précédent et le moment est de $386{,}046t.m$.

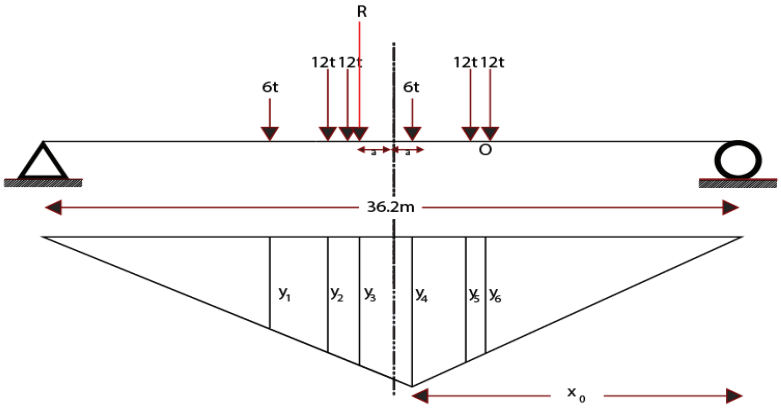


Figure IV.13. Deuxième cas de la charge B_c.

Donc le cas le plus défavorable est le premier cas.

Tableau IV.23. Moments fléchissant dus à la charge B_c selon le premier cas.

Section		0	L/8	L/6	L/4	L/2
x(m)		0	4.525	6.03	9.05	18.1
M	1convoi	0	220.889	277.533	363.877	416.346
	2convois	0	409.54	514.561	674.64	771.927
	3convois	0	534.985	672.176	881.288	1008.376

IV.5.1.4.2. Détermination de la section la plus défavorable

Pour chaque section on fait déplacer le convoi de sorte que le moment soit maximal, pour cela les charges sont placées successivement au droit de la section dans laquelle nous voulons calculer le moment.

Faisant le calcul pour plusieurs valeurs de x, la procédure de calcul est la même qu'on utilisée pour le M_{max}. Faisant le calcul pour $\frac{L}{8} = 4.525m$ ensuite pour les autres sections la procédure est la même.

- Le premier cas

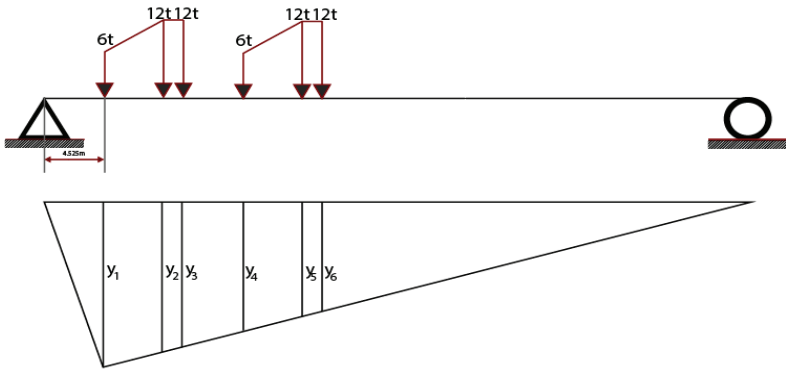


Figure IV.14. Disposition du premier cas.

$$y_1 = 4.525\left(1 - \frac{4.525}{36.2}\right) = 3.96m$$

Tableau IV.24. Ordonnées y_i du premier cas.

y_2	y_3	y_4	y_5	y_6
3.397	3.209	2.647	2.084	1.897

$$M = \sum P_i \times Y_i = 166.686t.m$$

- Le deuxième cas

Avec la même méthode précédente, on trouve :

$y_1 = 3.96$

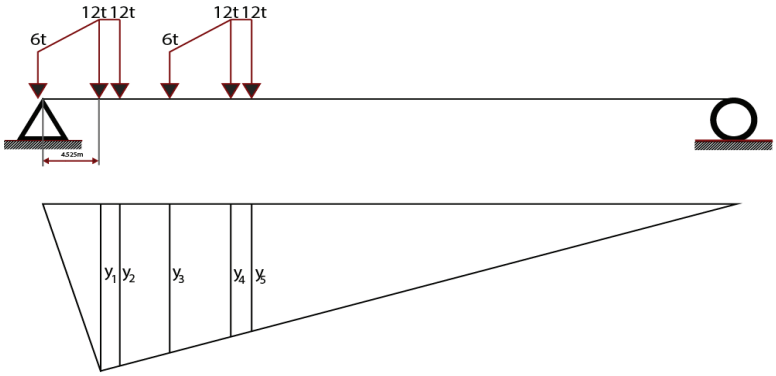


Figure IV.15. Disposition du deuxième cas.

Tableau IV.25. Ordonnées y_i du deuxième cas.

y_2	y_3	y_4	y_5
3.772	3.21	2.647	2.46

$$M = \sum P_i \times Y_i = 173.328t.m$$

IV.5.1.5. Sous système de charge B_t

Avec le même principe, on calcule le moment engendré par le système B_t dans différentes sections. Le tableau suivant récapitule les moments dans les différentes sections calculées.

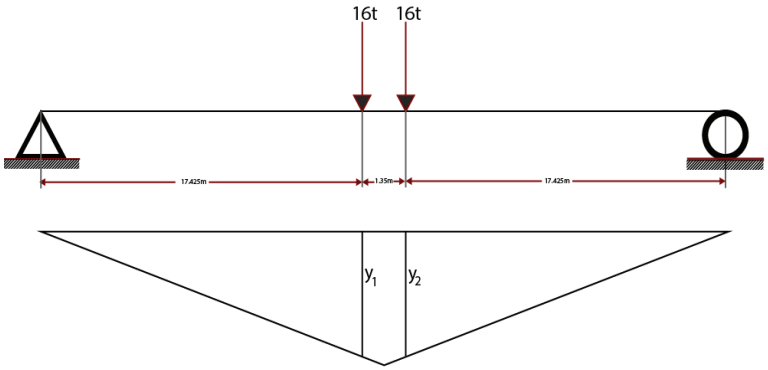


Figure IV.16.Charges du sous-système B_t.

Tableau IV.26. Moments dus les charges de tandem.

Section			0	L/8	L/6	L/4	L/2
x(m)			0	4.525	6.03	9,05	18.1
$y(m)$	y_1		0	3.96	5.025	6.786	9.05
	y_2		0	3.79	4.784	6.45	8.375
M	3 voies	1 Tandem	0	158.174	200.198	270.14	355.637
		2 Tandems	0	314.27	397.759	536.725	706.591

IV.5.1.6. Surcharge $Mc120$

Pour chaque section on fait déplacer le convoi de sorte que le moment soit maximal, pour cela la section dans laquelle nous voulons calculer le moment doit être au milieu du convoi.

$$\delta_{Mc120} = 1.072$$

$$q = \frac{110}{6.1} = 18.03t/ml$$

Le tableau suivant présente les moments de la surcharge Mc120.

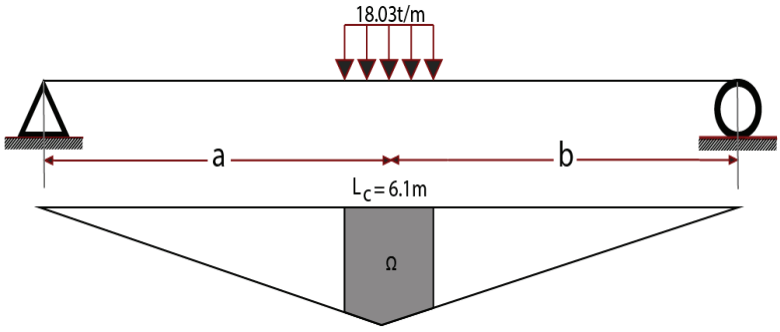


Figure IV.17. Charges du système Mc120.

Tableau IV.27. Moments dus à la surcharge Mc120.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
x(m)	0	4.525	6.03	9.05	18.1
Ω (m²)	0	18.70	25	35.38	48.72
M (t.m)	0	360.82	482.38	682.67	940.067

IV.5.1.7. Surcharge D240

Avec le même principe qu'on a utilisé dans la charge Mc120 on calcule le moment engendré par le système D240 dans différentes sections.

$$q = \frac{240}{L_c} = 12.903 t/ml$$

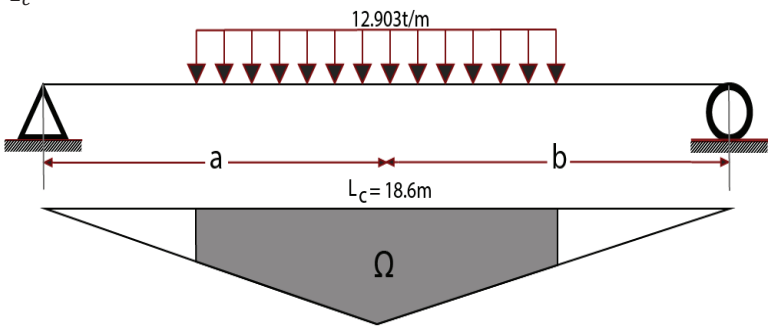


Figure IV.18. Charges du système D240.

Les résultats des différentes sections sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.28. Moments dus à la charge D240.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
x (m)	0	4.525	6.03	9.05	18.1
Ω (m²)	0	30.4	50.23	83.004	119.505
M (t.m)	0	392.243	648.122	1071	1541.97

IV.5.2. Calcul des efforts tranchants longitudinaux

IV.5.2.1. Poids propre

En utilisant la méthode des sections on trouve les résultats dans le tableau IV.28 et la figure IV.8 présente les charges sur une poutre :

$$T = q\left(\frac{L}{2} - x\right) \qquad \text{(IV.31)}$$

Avec : $q = 2{,}9\ t/ml$

Tableau IV.29. Efforts tranchants dus au poids propre.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
$x(m)$	0	4.525	6.033	9.05	18.1
$T(t)$	52.671	39.368	34.993	26.245	0

IV.5.2.2. Surcharge *A*

L'effort tranchant est défini par : $T = A(l) \times \Omega$ (IV.32)

avec Ω est la surface des lignes d'influence.

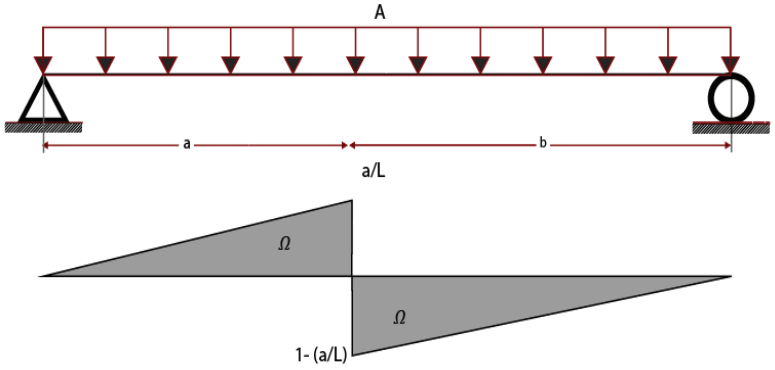


Figure IV.19. Cas de la charge A(l).

Tableau IV.30. Efforts tranchants dus à la surcharge A(l).

Section		0	L/8	L/6	L/4	L/2
x (m)		0	4.375	5.833	8.75	17.5
Ω (m²)		17.5	13.125	11.667	8.75	0
T(t)	1voie	20.335	15.25	13.557	10.168	0
	2voies	20.335	15.25	13.557	10.168	0
	3voies	18.305	13.729	12.204	9.153	0

IV.5.2.3. Surcharge sur les trottoirs

Avec la même méthode en trouve les résultats suivants :

Tableau IV.31. Effort tranchant dû à la surcharge sur les trottoirs.

Section		0	L/8	L/6	L/4	L/2
x(m)		0	4.525	6.03	9.05	18.1
Ω (m²)		18.1	13.575	12.07	9.05	0
T(t)	1trottoir	4.0725	3.054	2.715	2.036	0
	2trottoirs	6.109	4.582	4.074	3.054	0

IV.5.2.4. Surcharge Bc

Pour calculer l'effort tranchant on a :

$$T = \sum P_i \times Y_i \qquad \text{(IV.33)}$$

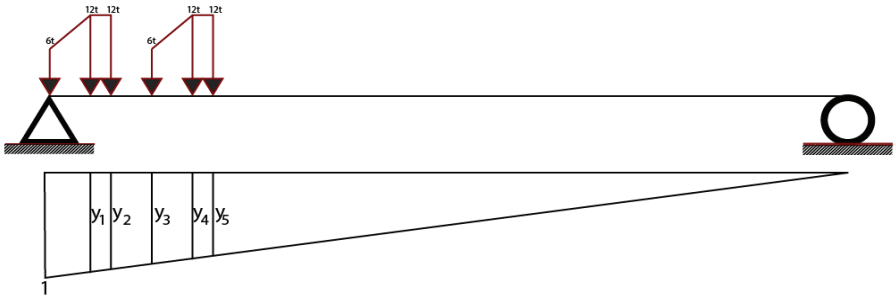


Figure IV.20. Cas de surcharge Bc

Pour $x = 0$ et en utilisant les triangles semblables avec la méthode de T'hales, on trouve les résultats des ordonnées y_i, les résultats présentés dans le tableau IV.31.

Tableau IV.32. Les ordonnées y_i.

y_0	y_1	y_3	y_4	y_5	y_6
1	0.875	0.834	0.709	0.585	0.544
$6t$	$12t$	$12t$	$6t$	$12t$	$12t$

On procède de la même manière pour le reste des sections :

Tableau IV.33. Efforts tranchants dus à B_c.

Section		0	L/8	L/6	L/4	L/2
x(m)		0	4.525	6.03	9.05	18.1
$T(t)$	1 Convoi	56.47	49.92	43.72	37.33	18.26
	2 Convois	104.7	86.99	81.06	69.21	33.85
	3 Convois	136.77	115.42	105.89	90.41	44.22

IV.5.2.5. Surcharge B_t

De la même façon que précédemment, on calcule l'effort tranchant induit au droit de différentes sections :

Tableau IV.34. Efforts tranchants dus à B_t.

Sections		0	L/8	L/6	L/4	L/2
x (m)		0	4.525	6.03	9.05	18.1
y(m)	y_1	1	0.855	0.832	0.749	0.5
	y_2	0.94	0.818	0.795	0.712	0.462
$T(t)$	2Tandems	78.67	67.84	65.97	59.25	39.01

IV.5.2.6. Surcharge Mc120

Pour calculer l'effort tranchant de la surcharge Mc120, on a :

$$T = q \times \Omega \times \delta \qquad \text{(IV.34)}$$

avec : $\delta_{\text{Mc120}} = 1.072$ et : $q = \frac{110}{6.1} = 18.033t/ml$

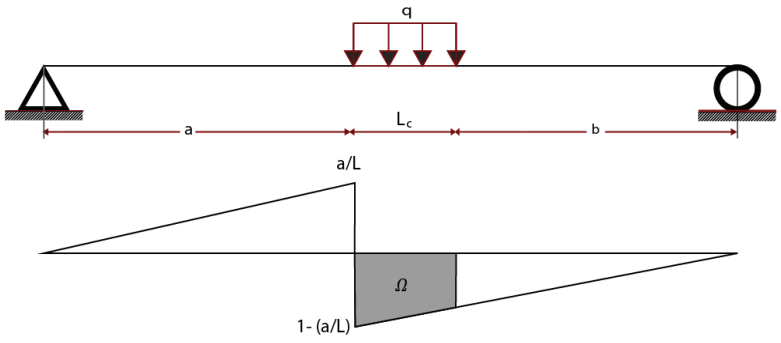


Figure IV.21. Charges du système Mc120.

Tableau IV.35. Efforts tranchants dus à la charge Mc120.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
x(m)	0	4.525	6.03	9.05	18.1
Ω (m)	5.57	4.806	4.552	4.043	2.51
$T(t)$	107.47	92.73	87.83	78.012	48.43

IV.5.2.7. Surcharge D240

De la même façon que précédemment, on calcule l'effort tranchant induit au droit de différentes sections :

$q = \frac{240}{Lc} = 12.903\ t/ml$; avec : $L_C = 18.6m$

Tableau IV.36. Efforts tranchants dus à la charge D240.

Section	0	L/8	L/6	L/4	L/2
x (m)	0	4.525	6.03	9.05	18.1
Ω (m)	13.66	11.33	10.56	9	4.94
$T(t)$	176.25	146.2	136.255	116.127	63.74

IV.5.3. Récapitulation des résultats

Pour les résultats trouvés des moments on a le tableau suivant :

Tableau IV.37. Récapitulatif des moments fléchissant de charges (t.m).

Type de charge	N° de voies	Section				
		0	L/8	L/6	L/4	L/2
Poids Propre		0	207.827	263.908	356.276	475.034
Surcharge A	3 Voies	0	70.082	88.978	120.123	160.17
Surcharge sur les trottoirs	2 Trottoirs	0	24.2	30.7	41.46	55.28
Surcharge B_c	3 Convois	0	534,985	672,176	881,288	1008,37
Surcharge B_t	2 Tandems	0	158.174	200.198	270.1415	355.637
Convoi	$Mc120$	0	360.82	482.38	682.67	940.067
	$D240$	0	392.243	648.122	1071	1541.97

Et pour les efforts tranchants, on a le tableau suivant :

Tableau IV.38. Récapitulatif des efforts tranchant de charges (t).

Type de charge	N° de voie	Section				
		0	L/8	L/6	L/4	L/2
Poids Propre		52.67	39.36	34.99	26.245	0
Surcharge A	3 Voies	18.305	13.729	12.204	9.153	0

Surcharge sur les trottoirs	2Trottoirs	6.109	4.582	4.074	3.054	0
Surcharge b_c	3Convois	136,77	115,42	105,89	90,41	44,22
Surcharge b_t	2Tandems	78.67	67.84	65.97	59.25	39.01
Convoi	$Mc120$	107.47	92.73	87.83	78.012	48.43
	$D240$	176.25	146.2	136.255	116.127	63.74

IV.6. Répartition transversale des efforts

IV.6.1. Calcul du paramètre d'entretoisement θ

Le paramètre d'entretoisement θ est donné par la relation suivante :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad \text{(IV.35)}$$

Tant que ρ_p et ρ_E sont respectivement les rigidités flexionnelles de la poutre et la dalle dans notre cas à cause de l'absence des entretoises.

IV.6.1.1. Rigidité flexionnelle ρ_p et ρ_E

IV.6.1.1.1. Poutre

D'après l'étude géométrique de l'ouvrage on a le moment d'inertie de la poutre avec l'hourdis à la section d'about I_0 est égal à $55002931.77\ cm^4$, et le moment d'inertie de la section à mi-travée à la présence de l'hourdis I_m est égal à $42697837.11\ cm^4$. On a le moment polaire I_p est défini pas l'équation (IV.36).

$$I_p = I_0 + \frac{8(I_m - I_0)}{3\pi} \quad \text{(IV.36)}$$

$I_p = 44558043.02\ cm^4 = 0.44558 m^4$

La rigidité flexionnelle de la poutre est définie par l'équation (IV.37).

$$\rho_p = \frac{E \times Ip}{\lambda} \quad \text{(IV.37)}$$

$$\rho_p = \frac{0.44558E}{1.815} = 0.2454988E$$

IV.6.1.1.2. Entretoise

Pour l'entretoise on a :

$$I_E = \frac{be_d^3}{12} \quad \text{(IV.38)}$$

$$I_E = \frac{100 \times 22^3}{12} = 88733.33 cm^4 = 0.000887333 m^4$$

Et la rigidité flexionnelle de la dalle est :

$$\rho_E = \frac{EI_E}{b} \quad \text{(IV.39)}$$

Tant que : $b = 1m$

$$\rho_E = \frac{0.000887333E}{1} = 0.0008873333E$$

La largeur utile b

$$b = 0.5 \times n \times \lambda \quad \text{(IV.40)}$$

$b = 6.3525m$

Donc le paramètre d'entretoisement θ à l'aide de l'équation (IV.35) égale à 0.715.

Tant que le paramètre d'entretoisement est supérieur à 0.3 donc on utilise la méthode de Guyon-Massonnet.

IV.6.2. Le paramètre de torsion α

Le paramètre de torsion α est donné par la relation suivante :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_p . \rho_E}} \quad \text{(IV.41)}$$

Tant que γ_p et γ_E sont respectivement les rigidités torsionnelles de la poutre et l'entretoise (dalle).

IV.6.2.1. Rigidité torsionnelle

IV.6.2.1.1. Poutre

Pour calculer la rigidité torsionnelle de la poutre, il faut simplifier la poutre vers une poutre équivalente (Fig. IV.22) :

S_1=1054 cm^2; B_1=76 cm ⇒ h_1=13.87 cm
S_2=2322 cm^2; B_2=18 cm ⇒ h_2=129 cm
S_3=1650 cm^2; B_3=50 cm ⇒ h_3=33 cm
La rigidité de la poutre est définie par :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{\lambda} \quad \text{(IV.42)}$$

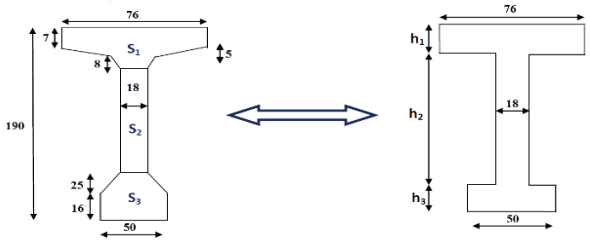


Figure IV.22. Dimensionnement d'une section équivalente à la section médiane.

Tant que :

$$Cp = \frac{G}{3}\left[\sum B_i \times {H_i}^3 + 0.5\lambda . e^3\right] \quad \text{(IV.43)}$$

$$Cp = \frac{0.416E}{3}(0.76 \times 0.1387^3 + 0.18 \times 1.29^3 + 0.5 \times 0.33^3 + 0.5 \times 1.815 \times 0.22^3)$$

$$Cp = 0.05769231288\text{E}$$

Donc :

$$\gamma_p = \frac{0.05769231288E}{1.815} = 0.03178639828E$$

IV.6.2.1.2. Entretoise

On a :

$$C_E = 2G \times I_E \quad \text{(IV.44)}$$

$$C_E = 2 \times 0.416\text{E} \times 0.00088733 = 0.00073825E$$

Donc :

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1} \quad \text{(IV.45)}$$

Tant que L_1 est égale à $100cm$

$$\gamma_E = \frac{0.00073825E}{1} = 0.00073825E$$

Donc la valeur de α à l'aide de l'équation (IV.41) est égale à 0.55049.

IV.6.3. Détermination du coefficient longitudinal K_α

On fait une interpolation de la valeur de K_α pour $\alpha = 55049$ et $\theta = 0.71569$ depuis les 4 tableaux de coefficients pour $\theta = 0.75$ et $\theta = 0.7$ et $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$; pour obtenir le tableau ci-dessous (Pour plus de détails voir les tableaux de l'interpolation sur annexe C.8) :

Tableau IV.39. Coefficients longitudinaux pour α et θ calculés.

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.4634	0.7266	1.0127	1.2906	1.4351	1.2906	1.0127	0.7266	0.4634
b/4	0.1928	0.4216	0.6949	0.9848	1.2906	1.4744	1.3806	0.6902	0.9389
b/2	0.0535	0.2214	0.4222	0.6949	1.0127	1.2748	1.6681	1.7239	1.6932
3b/4	-0.0143	0.0879	0.2214	0.4216	0.7266	1.1195	1.7239	2.3079	2.7657
b	-0.0525	-0.0143	0.0535	0.1928	0.4634	0.9389	1.6932	2.7657	4.0925



Figure IV.23. La disposition des poutres.

Ensuite on trouve ; avec une interpolation ; les coefficients longitudinaux pour chaque poutre sont présentés dans ce tableau (Pour plus de détails voir annexe C.9).

Tableau IV.40. Coefficients longitudinaux de chaque poutre.

	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre1	0.4634	0.7266	1.0127	1.2906	1.4351	1.2906	1.0127	0.7266	0.4634
Poutre2	0.1643	0.3806	0.6390	0.9254	1.2337	1.4335	1.4395	0.9020	1.0934
Poutre3	0.0257	0.1667	0.3398	0.5829	0.8954	1.2111	1.6910	1.9633	2.1329
Poutre4	-0.0378	0.0251	0.1181	0.2809	0.5647	1.0084	1.7051	2.5894	3.5816

Dont les lignes d'influence de chaque poutre sont représentées dans la figure (IV.24).

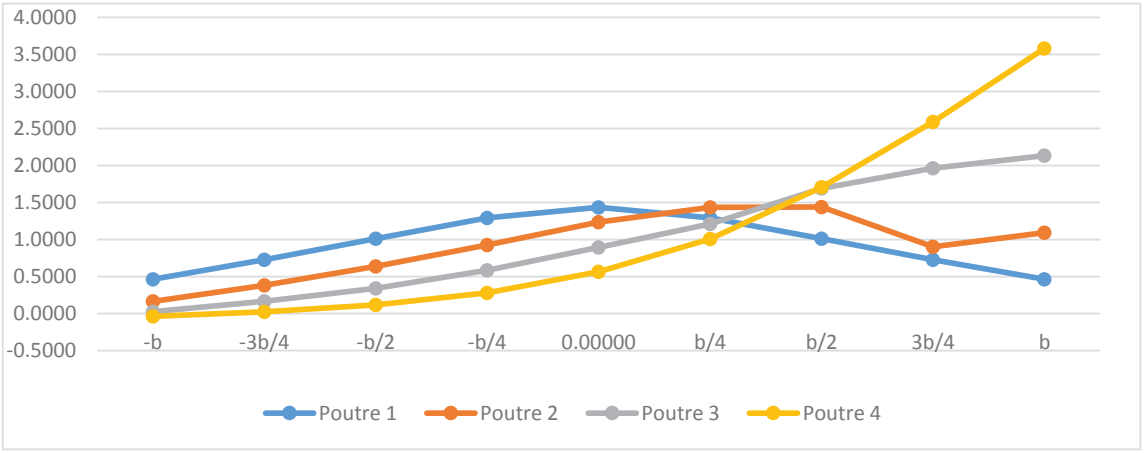


Figure IV.24. Lignes d'influence des poutres.

IV.6.4. Détermination du coefficient de répartition transversale moyenne $K_{\alpha moy}$

Le coefficient $K_{\alpha moy}$dépend du type de chargement, tel que :

IV.6.4.1. Cas d'un chargement concentré

$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i} \quad \text{(IV.46)}$$

IV.6.4.2. Cas d'un chargement uniformément reparti

$$K_{\alpha moy} = \frac{\Omega}{l_D} \quad \text{(IV.47)}$$

Avec : Ω : est la surface d'influence déterminée par la méthode de Simpson.

l : est la largeur chargeable.

Tableau IV.41. Valeurs de $K_{\alpha moy}$ pour chaque poutre.

Surcharge		Poutre1	Poutre2	Poutre3	Poutre4
A(l)	3 voies	1.3318	1.2689	1.3262	1.3537
Surcharge des trottoirs	2 trottoirs	0.5726	0.7380	1.3886	2.0693
B_c	3 convois	1.0941	1.0261	0.8974	0.7227
B_t	2 tandems	1.1074	1.0485	0.8611	0.6853
Convoi	Mc120	1.2598	1.1786	0.9166	0.6949
	D240	1.3601	1.2053	0.9021	0.6170

IV.6.5. Moments fléchissant et effort tranchant engendrés sur chaque poutre

La formule du moment fléchissant est :

$$M_{Poutre_i}(x) = \frac{M(x)}{7} \times K_{\alpha moy} \quad \text{(IV.48)}$$

Et la formule de l'effort tranchant est :

$$T_{Poutre_i}(x) = \frac{T(x)}{7} \times K_{\alpha moy} \quad \text{(IV.49)}$$

Donc les tableaux suivants représentent les moments et l'effort tranchant sur chaque poutre.

Tableau IV.42. Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 1 en (t.m).

Type de charge	N° voies	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Surcharge A	3 Voies	T	3.483	2.612	2.322	1.741	0.000
		M	0.000	13.334	16.929	22.854	30.473
Surcharges des trottoirs	2 Trottoirs	T	0.500	0.375	0.333	0.250	0.000
		M	0.000	1.980	2.511	3.391	4.522
Surcharge B_c	3 convoies	T	21.324	17.996	16.510	14.096	6.895
		M	62.637	83.412	104.802	137.405	157.219
Surcharge B_t	2 Tandems	T	12.446	10.732	10.436	9.373	6.171
		M	0.000	25.023	31.671	42.736	56.262
Convois	Mc120	T	19.342	16.689	15.807	14.040	8.716
		M	0.000	64.937	86.815	122.861	169.185
	D240	T	34.245	28.407	26.474	22.563	12.385
		M	0.000	76.213	125.930	208.095	299.605

Tableau IV.43. Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 2 en (t.m).

Type de charge	N° voies	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Surcharge A	3 Voies	T	3.318	2.489	2.212	1.659	0.000
		M	0.000	12.704	16.129	21.775	29.034
Surcharge sur les trottoirs	2 Trottoirs	T	0.644	0.483	0.430	0.322	0.000
		M	0.000	2.551	3.237	4.371	5.828
Surcharge B_c	3 convoies	T	20.049	16.919	15.522	13.253	6.482
		M	58.889	78.421	98.531	129.184	147.813
Surcharge B_t	2Tandems	T	11.784	10.161	9.881	8.875	5.843
		M	0.000	23.692	29.987	40.463	53.269
Convois	Mc120	T	18.095	15.613	14.788	13.135	8.154
		M	0.000	60.752	81.219	114.942	158.280
	D240	T	30.348	25.174	23.461	19.995	10.975
		M	0.000	67.539	111.597	184.411	265.505

Tableau IV.44. Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 3 en (t.m).

Type de charge	N° voies	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Surcharge A	3 Voies	T	3.468	2.601	2.312	1.734	0.000
		M	0.000	13.278	16.858	22.758	30.345
Surcharge sur les trottoirs	2 Trottoirs	T	1.212	0.909	0.808	0.606	0.000
		M	0.000	4.801	6.090	8.224	10.966
	3 convoies	T	17.534	14.797	13.575	11.591	5.669

Surcharge B_c		M	51.503	68.585	86.173	112.981	129.273
Surcharge B_t	2Tandems	T	9.678	8.345	8.115	7.289	4.799
		M	0.000	19.458	24.627	33.231	43.748
Convois	Mc120	T	14.072	12.142	11.501	10.215	6.342
		M	0.000	47.247	63.164	89.391	123.095
	D240	T	22.714	18.841	17.559	14.965	8.214
		M	0.000	50.549	83.524	138.021	198.716

Tableau IV.45. Efforts tranchants et moments fléchissant de la poutre 4 en (t.m).

Type de charge	N° voies	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Surcharge A	3 Voies	T	3.540	2.655	2.360	1.770	0.000
		M	0.000	13.553	17.207	23.230	30.975
Surcharge sur les trottoirs	2 Trottoirs	T	1.806	1.355	1.204	0.903	0.000
		M	0.000	7.154	9.075	12.256	16.342
Surcharge B_c	3 convoies	T	14.121	11.916	10.932	9.334	4.565
		M	41.477	55.233	69.397	90.987	104.107
Surcharge B_t	2 Tandems	T	7.702	6.642	6.458	5.801	3.819
		M	0.000	15.485	19.599	26.447	34.817
Convois	Mc120	T	10.669	9.205	8.719	7.744	4.808
		M	0.000	35.819	47.887	67.770	93.322
	D240	T	15.535	12.886	12.010	10.236	5.618
		M	0.000	34.573	57.127	94.401	135.914

Ainsi que les combinaisons de charge selon BAEL sont :

$$ELU\begin{cases} Al : 1.35G + 1.6(A(l) + Q_{trottoir}) \\ Bc : 1.35G + 1.6(B_C + Q_{trottoir}) \\ Mc120 : 1.35G + 1.35Mc120 \\ D240 : 1.35G + 1.35D240 \end{cases}$$

$$ELS\begin{cases} Al : G + 1.2(A(l) + Q_{trottoir}) \\ Bc : G + 1.2(B_C + Q_{trottoir}) \\ Mc120 : G + Mc120 \\ D240 : G + D240 \end{cases}$$

Les efforts dans les poutres ; moment fléchissant en $(t.m)$ et effort tranchant en (t) ; après les combinaisons de charges sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.46. Efforts internes dans la poutre 1 après les combinaisons ELU.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	77.476	57.915	51.485	38.617	0.000
	M	0.000	305.068	387.380	522.966	697.289
B_c	T	106.023	82.529	74.185	58.384	11.031

	M	100.219	417.193	527.977	706.247	900.082
Mc120	T	97.216	75.666	68.576	54.385	11.767
	M	0.000	368.233	473.476	646.835	869.696
D240	T	117.336	91.485	82.977	65.891	16.719
	M	0.000	383.455	526.282	761.901	1045.762

Tableau IV.47. Efforts internes dans la poutre 2 après les combinaisons ELU.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	77.444	57.891	51.463	38.601	0.000
	M	0.000	304.976	387.261	522.806	697.076
B_c	T	104.213	80.979	72.759	57.150	10.371
	M	94.223	410.123	519.105	694.661	887.121
Mc120	T	95.533	74.214	67.200	53.163	11.008
	M	0.000	362.582	465.922	636.144	854.974
D240	T	112.074	87.120	78.909	62.425	14.816
	M	0.000	371.744	506.932	729.927	999.728

Tableau IV.48. Efforts internes dans la poutre 3 après les combinaisons ELU.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	78.592	58.752	52.229	39.175	0.000
	M	0.000	309.492	392.992	530.545	707.394
B_c	T	101.098	78.265	70.250	54.945	9.070
	M	82.405	397.984	503.897	674.901	865.678
Mc120	T	90.102	69.528	62.762	49.221	8.561
	M	0.000	344.350	441.548	601.650	807.474
D240	T	101.768	78.571	70.942	55.634	11.089
	M	0.000	348.808	469.034	667.301	909.562

Tableau IV.49. Efforts internes dans la poutre 4 après les combinaisons ELU.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	79.658	59.551	52.940	39.707	0.000
	M	0.000	313.698	398.328	537.750	717.002
B_c	T	96.587	74.369	66.655	51.810	7.305
	M	66.363	380.387	481.832	646.161	834.014
Mc120	T	85.507	65.563	59.007	45.886	6.490
	M	0.000	328.923	420.923	572.461	767.280
D240	T	92.077	70.533	63.450	49.249	7.585
	M	0.000	327.241	433.398	608.414	824.779

Tableau IV.50. Efforts internes dans la poutre 1 après les combinaisons ELS.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	57.449	42.944	38.176	28.634	0.000
	M	0.000	226.203	287.236	387.771	517.028
B_c	T	78.859	61.405	55.202	43.460	8.273
	M	75.164	310.297	392.684	525.232	669.123
Mc120	T	72.012	56.049	50.797	40.285	8.716
	M	0.000	272.765	350.723	479.137	644.219
D240	T	86.915	67.767	61.464	48.808	12.385
	M	0.000	284.040	389.838	564.371	774.639

Tableau IV.51. Efforts internes dans la poutre 2 après les combinaisons ELS.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	57.425	42.926	38.160	28.622	0.000
	M	0.000	226.134	287.147	387.651	516.869
B_c	T	77.501	60.242	54.132	42.535	7.778
	M	70.667	304.995	386.030	516.542	659.403
Mc120	T	70.765	54.973	49.778	39.380	8.154
	M	0.000	268.579	345.127	471.218	633.314
D240	T	83.018	64.534	58.451	46.240	10.975
	M	0.000	275.366	375.505	540.687	740.539

Tableau IV.52. Efforts internes dans la poutre 3 après les combinaisons ELS.

Combinaisons	Effort	0	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	58.286	43.572	38.734	29.053	0.000
	M	0.000	229.521	291.445	393.455	524.608
Bc	T	75.165	58.207	52.250	40.881	6.803
	M	61.804	295.890	374.624	501.723	643.321
Mc120	T	66.742	51.502	46.491	36.460	6.342
	M	0.000	255.074	327.072	445.667	598.129
D240	T	75.384	58.201	52.549	41.210	8.214
	M	0.000	258.377	347.433	494.297	673.750

Tableau IV.53. Efforts internes dans la poutre 4 après les combinaisons ELS.

Combinaisons	Effort	0.000	L/8	L/6	L/4	L/2
Al	T	59.085	44.171	39.267	29.452	0.000
	M	0.000	232.676	295.447	398.859	531.813
Bc	T	71.782	55.285	49.554	38.529	5.478

	M	49.772	282.692	358.075	480.167	619.572
Mc120	T	63.339	48.565	43.709	33.989	4.808
	M	0.000	243.647	311.795	424.046	568.356
D240	T	68.205	52.246	47.000	36.481	5.618
	M	0.000	242.401	321.035	450.677	610.948

IV.7. Conclusion

Ce chapitre a le but de déterminer les charges établies. Et effectivement, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, on a déterminé l'effort tranchant et le moment fléchissant selon les combinaisons de l'ELU et l'ELS.

D'après les résultats précédentes la poutre la plus sollicitée est la première poutre (Fig.IV.23), dont les efforts maximaux ; selon les combinaisons ELS et ELU ; sont les suivants :

Tableau IV.54. Le moment fléchissant et l'effort tranchant max.

	L'effort tranchant T (t)	Le moment M (t.m)
ELU	117.336	1045.762
ELS	86.915	774.639

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

V.1. Introduction

La technologie de la précontrainte a pour but de limiter les contraintes de traction développées par les charges appliquées à la structure lors de chargement, cette méthode repose sur l'application d'une force initiale a des câbles avant de mettre la structure en service.

V.2. Dimensionnement de la précontrainte

V.2.1. Vérification de la section

Pour vérifier la section, on a l'inégalité :

$$\frac{I}{V\prime} \geq \frac{M_M - M_m}{\sigma_M - \sigma_m} \quad \text{(V.1)}$$

avec la contrainte de compression σ est définie par le tableau suivant :

Tableau V.1. Vérification de la section de béton.

	Phase de construction	Phase d'exploitation
σ_m	$\sigma_{ts} = -4.59MPa$	$\sigma_{ti} = -3.6MPa$
σ_M	$24.6MPa$	
$\frac{M_M - M_m}{\sigma_M - \sigma_m}$	$0.1026m^3$	$0.1062m^3$
$\frac{I}{V'}$	$0.303187m^3$	

On a du tableau (VI.1) la condition : $\frac{I}{V\prime} \geq \frac{M_M - M_m}{\sigma_M - \sigma_m}$ est vérifiée.

Donc la section est vérifiée pour la phase de construction et la phase d'exploitations .

V.2.2. Le nombre de câbles

On détermine la valeur de la précontrainte minimale P_{min} tant que :

$$P_{min} = \max(P_I; P_{II}) \quad \text{(V.2)}$$

Tel que :

$P_I = \frac{M_{max} - M_{min}}{\rho \times h} + \frac{\rho(v\sigma_{ti} + v\prime\sigma_{ts})}{\rho \times h} = -0.21MN$; pour une section sous critique

$P_{II} = \frac{M_{max} + \rho.B.V.\sigma_{ti}}{\rho.V + V' - d\prime} = 4.21MN$; pour une section sur critique.

$P_{min} = max(-0.21; 4.21) = 4.21MN = P_{II}$; donc on a une section sur critique.

Avec la valeur de P_0 est définie par la relation :

$$P_0 = min\left(0.8 \times f_{prj}.A_p;\ 0.9 \times f_{pej} \times A_p\right) \quad \text{(V.3)}$$

$P_0 = min(2.6784; 2.6616) = 2.6616MN$.

Donc le nombre de câbles ; pour des pertes estimées à 32% ; est défini par l'inégalité suivante :

$$N \geq \frac{P_{min}}{0{,}68 \times P_0} \quad \text{(V.4)}$$

$N \geq 2 \rightarrow$ On prend N égale à 2 $c\hat{a}bles$ de 12T15S.

V.2.3. Vérification des contraintes totales

Les vérifications sont pour les 5 étapes, tel que :

Première étape : elle commence dès le septième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont de 10 % (document SETRA).

Deuxième étape : Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100%, et les pertes considérées sont de 20%.

Troisième étape : Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et le coulage de l'hourdis sur place. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Quatrième étape : Dans cette étape on a le tablier vide sans effort de service et la mise en tension est faite à 100% avec des pertes de 32%.

Cinquième étape : Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100% et des pertes de 32%.

Le tableau suivant présente les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales, tant que :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \cdot f_{c28} \quad \text{(V.5)}$$

$$\sigma_{max} = 0.6 f_{cj} \quad \text{(V.6)}$$

$$\sigma_{min} = 1.5 f_{tj} \quad \text{(V.7)}$$

$$P = n_{cable} \times P_0 \times (1 - \%_{Pertes\ considérées}) \quad \text{(V.8)}$$

$$e_0 = -(V' - d) \quad \text{(V.9)}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + (P \times e_0 + M) \times \frac{V}{I} \quad \text{(V.10)}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - (P \times e_0 + M) \times \frac{V'}{I} \quad \text{(V.11)}$$

Tableau V.2. Vérification des contraintes totales.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
La mise en tension	50%	100%	100%	100%	100%
Les pertes considérées	10%	20%	20%	32%	32%
$f_{cj}\ (MPa)$	27.15	41	41	41	41
$F(MN)$	1.19	2.1293	2.1293	1.81	1.81
$\sigma_{max}(MPa)$	16.29	24.6	24.6	20.5	24.6
$\sigma_{min}(MPa)$	−3.34	−4.59	−4.59	−4.59	−4.59
$P\ (MN)$	2.3954	4.2586	4.2586	3.62	3.62
$M\ (MN.m)$	2.2588	2.2588	3.248	3.248	4.75
$V'(m)$	−0.93	−0.93	−0.93	−1.4	−1.4
$V(m)$	0.97	0.97	0.97	0.72	0.72
$e_0(m)$	−0.81	−0.81	−0.81	−1.28	−1.28

$I_n(m^4)$	0.213	0.213	0.213	0.474	0.474
$B_n(m^2)$	0.5026	0.5026	0.5026	0.9109	0.9109
$\sigma_{sup}(MPa)$	6.28453	3.13123	10.1389	2.7324	4.195
$\sigma_{inf}(MPa)$	3.30942	13.5963	6.87507	6.5247	3.65
$Vérification$	$Vérifiée$	$Vérifiée$	$Vérifiée$	$Vérifiée$	$Vérifiée$

(Pour plus de détails voir annexe D.1)

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles, donc notre emplacement des câbles est convenable.

V.2.4. Tracé des câbles

V.2.4.1. Disposition constructives des câbles

Au niveau de la section mi travée, le moment fléchissant est maximal, donc les armatures de précontraintes doivent travailler à leur capacité maximale. Elles seront disposées de manière à avoir une excentricité maximale entre la section mi travée et la section d about.

V.2.4.1.1. Section d'about

On a l'espacement x entre les deux câbles est de $0.55m$, ainsi que $d_1$est égal à $0.6m$ donc $d_2 = 1.15m$.

V.2.4.1.2. Section de mi-travée

En respectant la distance du gain φ autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

On a : $\varphi = 0.08m$ et $d_1 > 1.5\varphi$

Alors on a : $d_1 = 0.121m$

Donc $d_2 > d_1 + \varphi$

$d_2 = 0.203m$.

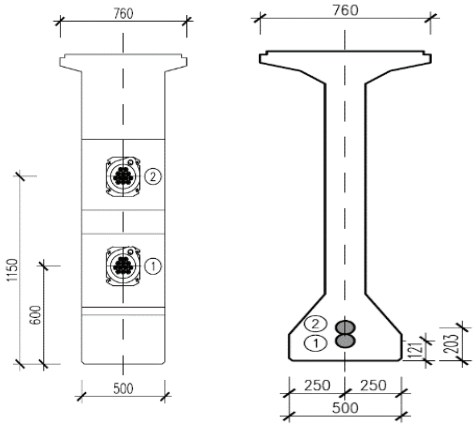


Figure V.1. Disposition des câbles sur les deux sections.

V.2.4.2. Détermination de l'angle de relevage

L'angle de relevage est donné par l'équation :

$$arcsin\left(\frac{V_M-\bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq arcsin\left(\frac{V_m+\bar{V}}{P}\right) \quad (V.12)$$

Avec : $V_M = V_G + V_{D240} = 77.8485t = 0.7784MN$

$V_m = V_G = 52.67t = 0.5267MN$

Et : $$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times (0.8h_{poutre}) \quad (V.13)$$

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4f_{tj} \times (f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x)} \quad (V.14)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \quad (V.15)$$

$$B_n = B_{poutre+hourdis} - \frac{2\pi\varphi^2}{4} = 1.372 - \frac{2\times\pi\times0.08^2}{4} = 1.36m^2 \quad (V.16)$$

$P = 2 \times (1 - 0.32) \times 2.661 = 3.6176MN$

$\sigma_x = \frac{3.6176}{1.36} = 2.66MPa$

$\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times 3.06 \times (3.06 + \frac{2}{3} \times 2.66)} = 2.4322MPa$

$b_n = b_0 - nk\varphi = 0.56m$ $\quad \begin{pmatrix} k = 0.5\ pour\ le\ cas\ de\ poste\ de\ tension \\ n = 1\ pour\ le\ nombre\ de\ gain \\ b_0 = 0.6m\ pour\ la\ largeur\ du\ talon \end{pmatrix}$

$\bar{V} = 2.4322 \times 0.56 \times (0.8 \times 2.12) = 2.31MN$

Donc :

$$arcsin\left(\frac{0.7784 - 2.31}{3.61}\right) \leq \alpha \leq arcsin\left(\frac{0.5267 + 2.31}{3.61}\right)$$

$$-25.1° \leq \alpha \leq 51.8°$$

On fixe α_1 à 9.5°et α_2 à 10.18°.

V.2.4.3. Détermination des paramètres des câbles.

L'équation du câble est la suivante : $\begin{cases} x \leq X_k & Y = ax^2 \\ x \geq X_k & Y = f \end{cases}$ (V.17)

Donc si $x \leq X_k \rightarrow \frac{dy}{dx} = 2ax = \tan(\alpha(x))$

Pour $x = X_k$, on a : $\tan(\alpha(x)) = 2aX_k$, donc $a = \frac{\tan(\alpha)}{2X_k} \rightarrow Y_k = \frac{\tan(\alpha)}{2X_k} \times X_k^2$

Donc : $X_k = \frac{2Y_k}{\tan(\alpha)}$ et $X_d = \frac{L}{2} - X_k$ et $Y_k = d_i - d'$ avec $d' = 0.12m$

Tableau V.3. Paramètres des câbles.

Câble	α	$\tan(\alpha)$	$d_i(m)$	$Y_k(m)$	$X_k(m)$	$X_d(m)$	$a(m^{-1})$
1	9.5°	0.167	0.6	0.48	5.74	12.16	0.0146
2	10.18°	0.179	1.15	1.03	11.47	6.43	0.00782

Donc pour déterminer le tracé de chaque câble on utilise les conditions aux limites :

Câble 1 :

$$\begin{cases} x = 0; & y = 0.6 \\ x = 5.74; & y = 0.12 \\ x = 5.74; & y' = 0 \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} y = ax^2 + bx + c \\ y' = 2ax + b \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c = 0.6 \\ b = -0.167247 \\ a = 0.0145685 \end{cases}$$

$$\begin{cases} x \leq 5.74 \rightarrow y = 0.0145685x^2 - 0.167247x + 0.6 \\ x \geq 5.74 \rightarrow y = 0.12 \end{cases} \quad (V.18)$$

(V.18) est l'équation du premier câble.

Câble 2 :

$$\begin{cases} x = 0; & y = 1.15 \\ x = 11.47; & y = 0.12 \\ x = 11.47; & y' = 0 \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} y = ax^2 + bx + c \\ y' = 2ax + b \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c = 1.15 \\ b = -0.1795989538 \\ a = 0.00782907383 \end{cases}$$

$$\begin{cases} x \leq 11.47 \rightarrow y = 0.00782907383x^2 - 0.1795989538x + 1.15 \\ x \geq 11.47 \rightarrow y = 0.12 \end{cases} \quad (V.19)$$

(V.19) est l'équation du deuxième câble (Pour plus de détails sur les tracés des câbles voir annexe D.2).

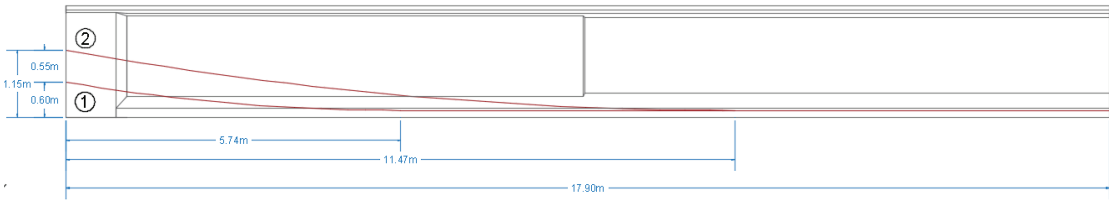


Figure V.2. Tracé des cables de précontrainte.

V.3. Calcul des pertes

Le nom de perte de précontrainte est la différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évaluation précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, on a deux types de pertes qui sont les pertes instantanées et les pertes différées.

V.3.1. Pertes instantanées

V.3.1.1. Pertes dues au frottement de câble sur la gaine

Selon BPEL, les pertes dues au frottement de câble sur la gaine sont définies par les la loi suivante :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\alpha+\varphi x)}) \qquad \text{(V.20)}$$

Tant que f représente le coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que : $f = 0.18$. Et φ est la perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi = 0.002m^{-1}$

Tableau V.4. Valeurs des pertes dues aux frottements en (MPa).

x	cable 1	α	$f\alpha + \varphi x$	$\Delta\sigma_f$	$\Delta\sigma_f$
0	0.6	0.1672	0.03011	43.8521	45.4455
	1.15	0.1795	0.03233	47.0387	
3	0.229	0.0798	0.02037	29.8170	36.6680
	0.681	0.1326	0.02987	43.5190	
5.74	0.12	0	0.01148	16.8784	28.5876
	0.377	0.0897	0.02763	40.2969	
6	0.12	0	0.012	17.6383	28.81459
	0.3542	0.08565	0.02741	39.9908	
9	0.12	0	0.018	26.3784	31.4161
	0.1677	0.0386	0.0249	36.4538	
11.47	0.12	0	0.02294	33.5353	33.5353
	0.12	0	0.02294	33.5353	
12	0.12	0	0.024	35.0663	35.0663
	0.12	0	0.024	35.0663	
15	0.12	0	0.03	43.7021	43.7021
	0.12	0	0.03	43.7021	

17.9	0.12	0	0.0358	52.0010	52.0010
	0.12	0	0.0358	52.0010	

V.3.1.2. Pertes par recul d'ancrage

Les pertes par recul d'ancrage sont définies par la loi suivante :

$$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_{recule}\left(1 - \frac{X_i}{X}\right) \quad (V.21)$$

$$\Delta\sigma_{recule} = 2 \times \sigma_{p0} \times \left(f \times \frac{\propto}{L} + \varphi\right) X \quad (V.22)$$

Avec X définie comme suit :

$$X_i = \sqrt{\frac{gE_a}{\sigma_{p0}(f \times \frac{\alpha_i}{L} + \varphi)}} \quad (V.23)$$

Les valeurs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Pertes du au recul d'ancrage.

x	$\frac{f\alpha}{L} + \varphi$		$X_1(m)$	$X_2(m)$	$\Delta\sigma_{\text{recule}}(MPa)$		$\Delta\sigma_r$ Câble 1	$\Delta\sigma_r$ Câble 2	$\Delta\sigma_r$ moyenne
0	0.002834	0.002893	16.5	16.32	138.2714626	139.6444533	138.2715	139.6445	138.957958
3							113.3577	114.2546	113.8061191
6							88.44391	88.86465	88.6542803
9							63.53013	63.47475	63.50244148
12							38.61635	38.08485	38.35060266
15							13.70258	12.69495	13.19876384
17.9							0	0	0

V.3.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Les pertes dues au raccourcissement sont définies par :

$$\Delta\sigma_a = \frac{E_a}{2E_i} . \sigma'_{bj} \quad (V.24)$$

σ'_{bj} représente la contrainte parabole du béton et elle est définie par :

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe}{I} + \frac{Mg.e}{I} \quad (V.25)$$

Et :

$$P = n \times A_P \times (\Delta\sigma_{P0} - \Delta\sigma_f) \quad (V.26)$$

Tableau V.6. Pertes du au raccourcissement instantané du béton.

Section	P	I	B	e	M_g	σ'_{bj}	$\Delta\sigma_{a_{7j}}$	$\Delta\sigma_{a_{28j}}$
0	5.160	0.302	0.963	0.097	0	7.022	20.176	17.587
3	5.191	0.225	0.586	0.423	0.016	18.671	53.649	46.764
6	5.220	0.225	0.586	0.423	0.064	18.866	54.209	47.252
9	5.220	0.207	0.207	0.826	0.144	46.521	133.672	116.516
12	5.210	0.207	0.207	0.826	0.256	46.883	134.714	117.425
15	5.203	0.207	0.207	0.826	0.399	47.389	136.166	118.690
17.9	5.197	0.207	0.207	0.826	0.569	48.014	137.964	120.258

V.3.2. Pertes différées

V.3.2.1. Pertes dues au retrait du béton

Les pertes finales due au retrait du béton sont donnée par :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r(1 - r(j))E_P \quad (V.27)$$

Tel que ε_r est le retrait total du béton, ça valeur est de 0.0003

Et : $r(t) = \frac{t}{t+9r(m)}$; $r(m) = \frac{B_n}{p}$ et p et le périmètre de la section.[2]

Tableau V.7. Pertes du au retrait du béton.

Section	$B_n(cm^2)$	$p(m)$	$r(m)$	$r(7)$	$r(28)$	ε_r	$\Delta\sigma_{r_{7j}}(MPa)$	$\Delta\sigma_{r_{28j}}(MPa)$
0	0.915	6.202	0.147	0.841	0.955	0.0003	9.085	2.580
3	0.556	9.590	0.058	0.931	0.982		3.956	1.043
6	0.556	9.590	0.058	0.931	0.982		3.956	1.043
9	0.468	10.410	0.045	0.945	0.986		3.114	0.812
12	0.468	10.410	0.045	0.945	0.986		3.114	0.812
15	0.468	10.410	0.045	0.945	0.986		3.114	0.812
17.9	0.468	10.410	0.045	0.945	0.986		3.114	0.812

V.3.2.2. Pertes dues au fluage

Les pertes dues au fluage sont définies par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m)\frac{E_P}{E_{ij}} \quad (V.28)$$

Avec : $\sigma_b + \sigma_m = K_{fl} \times \sigma'_{bj}$

Tel que : $K_{fl} = \frac{E_i - E_v}{E_v} = 1.973$ sachant que les câbles sont tirés à 7jours avec une dissipation de 15% du fluage de béton donc :

$$K_{fl} = K_{fl}(1 - 0.15) = 1.67705$$

Donc : $\Delta\sigma_{fl} = K_{fl} \times \sigma'_{bj} \times \frac{E_P}{E_{i7}} = \sigma'_{bj} \times 1.67705 \times \frac{1.9\times10^5}{33062} = 9.6375 \times \sigma'_{bj}$

Tableau V.8. Pertes dues au fluage de béton.

Section	$\sigma'_{bj}(MPa)$	$\Delta\sigma_{fl}(MPa)$
0	7.022	67.672
3	18.671	179.943
6	18.866	181.819
9	46.521	448.342
12	46.883	451.839
15	47.389	456.708
17.9	48.014	462.739

V.3.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers

Les pertes dues à la relaxation sont définies par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_{rela} = 0.06 \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi(x)}}{f_{prg}} - \mu_0\right)\sigma_{pi(x)} \quad (V.29)$$

Avec : $\mu_0 = 0.43$ pour les aciers utilisés

$\rho_{1000} = 2.5\%$

$\sigma_{pi(x)} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}$ (V.30)

Tableau V.9. Pertes dues à la relaxation des aciers.

Section	$\Delta\sigma_{pi}$	$\sigma_{pi(x)}$	$\Delta\sigma_{rela}$
0	201.990	1276.710	49.103
3	197.238	1281.462	49.777
6	164.494	1314.206	54.519
9	208.833	1269.867	48.139
12	187.192	1291.508	51.213
15	165.424	1313.276	54.382
17.9	155.324	1323.376	55.878

V.3.3. Analyse des résultats

Les pertes instantanées sont définies par :

$$\Delta\sigma_{pi} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{recul} + \Delta\sigma_{raccourcissment} \quad \text{(V.31)}$$

Le tableau récapitulatif des pertes instantanées est le suivant :

Tableau V.10. Valeurs des pertes instantanées.

Section	Frottement (MPa)	Recul (MPa)	Raccourcissement (MPa)	$\Delta\sigma_{pi}(MPa)$
0	45.445	138.958	17.587	201.9902
3	36.668	113.806	46.764	197.2381
6	28.815	88.654	47.252	164.4935
9	31.416	63.502	116.516	208.8332
12	35.066	38.351	117.425	187.1916
15	43.702	13.199	118.690	165.4244
17.9	52.001	0	120.258	155.324

Et les pertes différées sont représentées par :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fluage} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_{relaxation} \quad \text{(V.32)}$$

Le tableau récapitulatif des pertes différées est le suivant :

Tableau V.11. Valeurs des pertes différées.

Section	$\Delta\sigma_{relaxation}(MPa)$	$\Delta\sigma_{fluage}(MPa)$	$\Delta\sigma_{retrait}(MPa)$	$\Delta\sigma_{pd}(MPa)$
0	49.103	67.672	2.580	111.171
3	49.777	179.943	1.043	222.467
6	54.519	181.819	1.043	228.295
9	48.139	448.342	0.812	489.270
12	51.213	451.839	0.812	495.328
15	54.382	456.708	0.812	502.838
17.9	55.878	462.739	0.812	510.116

Et pour le pourcentage des pertes, le tableau V.12 présente le pourcentage des pertes totales :

Tableau V.12. Pourcentage des pertes totales.

Section	$\Delta\sigma_{pi}(MPa)$	$\Delta\sigma_{pd}(MPa)$	$\Delta\sigma t(MPa)$	pourcentage
0	201.9902	111.171	313.1613	10.59%
3	197.2381	222.467	419.7049	14.19%
6	164.4935	228.295	392.7888	13.28%
9	208.8332	489.270	698.103	23.61%
12	187.1916	495.328	682.5199	23.08%
15	165.4244	502.838	668.2628	22.60%
17.9	155.324	510.116	665.4401	22.50%

Le pourcentage maximal des pertes est de 23.61% qui est inférieur à la valeur des pertes citée au début de ce chapitre. Donc l'estimation des pertes à 32% est vérifiée après les calculs, ainsi que le nombre de câbles est suffisant qui égale à 2 câbles de $12T15S$ chacun.

V.3.4. Vérification des contraintes normales

Les vérifications sont pour les 5 étapes, tel que :

Première étape : Elle commence dès le quinzième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont des pertes instantanées (document SETRA).

Deuxième étape : Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100%, et les pertes considérées sont les pertes instantanées et 40% des pertes différées.

Troisième étape : Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et le coulage de l'hourdis sur place. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de l'hourdis coulé sur place, tant que la poutre est la section résistante.

Quatrième étape : Dans cette étape on a le tablier vide sans effort de service et la mise en tension est faite à 100% avec des pertes instantanées des deux câbles 32%.

Cinquième étape : Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100%.

A l'aide des équations (V.5, V.6, V.7, V.8, V.9) on vérifie les contraintes normales. Le tableau suivant présente les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales, tel que :

Tableau V.13. Vérification des contraintes normales.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
La mise en tension	50%	100%	100%	100%	100%
Les pertes considérées	$\Delta\sigma_{pi}$	$\Delta\sigma_{pi}$ + 40% $\Delta\sigma_{pd}$	$\Delta\sigma_{pi}$ + 40% $\Delta\sigma_{pd}$	$\Delta\sigma_{pi}$	$\Delta\sigma_{pt}$
$f_{cj}\ (MPa)$	35.73	41	41	41	41
$\sigma_{max}(MPa)$	21.44	24.6	24.6	24.6	24.6
$\sigma_{min}(MPa)$	3.34	4.59	4.59	4.59	4.59
$N\ (MN)$	2.4737	4.5801	4.5801	4.9474	4.0667
$M(MN.m)$	2.2588	2.2588	3.248	3.248	4.75
$V'(m)$	-0.93	-0.93	-0.93	-1.4	-1.4
$V(m)$	0.97	0.97	0.97	0.72	0.72
$e_0\ (m)$	-0.81	-0.81	-0.81	-1.28	-1.28

$I_n\ (m^4)$	0.213	0.213	0.213	0.474	0.474
$B_n\ (m^2)$	0.5026	0.5026	0.5026	0.9109	0.9109
$\sigma_{sup}(MPa)$	11.5823	12.6824	17.185	17.406	7.0837
$\sigma_{inf}(MPa)$	-1.3038	5.96207	1.644	-2.414	-0.1286
$Vérification$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Pour plus de détails voir annexe D.3.

V.3.5. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue de la même manière que les contraintes normales, tel que :

Première étape : les pertes considérées sont des pertes instantanées à l'about.

Deuxième étape : les pertes considérées sont les pertes instantanées avec 30% des pertes différées.

Troisième étape : les pertes sont les pertes totales, instantanées et différées.

Quatrième étape : les pertes sont les pertes totales, instantanées et différées.

Cinquième étape : les pertes sont les pertes totales, instantanées et différées.

Avec :

$$f_{tj} = 0.06 f_{cj} + 0.6 \quad \text{(V.33)}$$

$$\sigma_t = \frac{\sum P_i \cos(\alpha_i)}{b_n} \quad \text{(V.34)}$$

$$\tau_1 = 0.4\left(f_{tj} + \frac{2\sigma_t}{3}\right) \quad \text{(V.35)}$$

$$T_P = \%_{la\ mise\ en\ tension} \times A_P \times (n \times \sigma_{p0} - Les\ pertes) \quad \text{(V.36)}$$

$$V_{red} = T_g + T_P \quad \text{(V.37)}$$

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} S}{b_n I} \quad \text{(V.38)}$$

Tableau V.14. Vérification des contraintes tangentielles.

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
La mise en tension	50%	100%	100%	100%	100%
Les pertes considérées	$\Delta\sigma_{pi}$ (à l'about)	$\Delta\sigma_{pi} + 30\%\ \Delta\sigma_{pd}$	$\Delta\sigma_{pi(about)} + \Delta\sigma_{pd}$	$\Delta\sigma_{pt}$	$\Delta\sigma_{pt}$
$f_{tj}\ (MPa)$	2.7438	3.06	3.06	3.06	3.06
$\sigma_t\ (MPa)$	5.2436	5.2436	5.2436	5.2436	5.2436
$\tau_1(MPa)$	2.4942	2.6222	2.6222	2.6222	2.6222
$Tg\ (MN)$	0.2522	0.2522	0.3629	0.3629	0.526
$Tp(MN)$	2.4798	2.4498	2.0329	2.0329	2.0329
$Vred(MN)$	2.732	2.702	2.3958	2.3958	2.5589
$S\ (m^3)$	0.4441	0.4441	0.4441	1.27	1.27
$I_n\ (m^4)$	0.213	0.213	0.213	0.474	0.474
$b_n\ (m)$	0.412				

$\tau(MPa)$	13.825	13.673	12.1242	15.5804	16.641
$Vérification$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc selon les tableaux (V.13 et V.14), les contraintes normales et tangentielles sont vérifiées.

V.4. Conclusion

Dans ce chapitre, on a entamé l'étude de la précontrainte, qui consiste les tracés des câbles, les pertes des contraintes et des vérifications de contraintes ; totales, normales et tangentielles ; pour confirmer le choix des nombres de cables et leurs emplacements.

CHAPITRE VI : Etude de l'hourdis et calcul des déformations

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va entamer le ferraillage transversal et longitudinal de l'hourdis ainsi que les déformations engendrées par la précontrainte dans le cas fonctionnel et constructif.

VI.2. Etude de l'hourdis

VI.2.1. Ferraillage transversal de la dalle

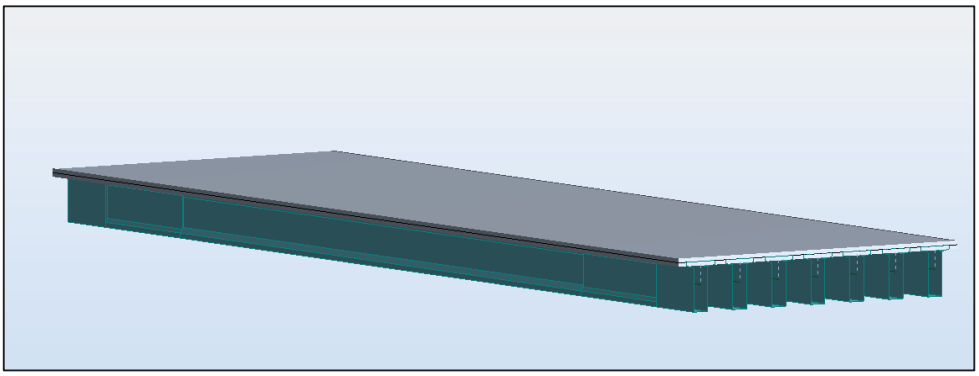


Figure VI.1. Modèle du tablier en 3D

On a obtenu les valeurs de moments transversaux à l'état limite ultime à l'aide du logiciel ROBOT structural Analysis en configuration tridimensionnel modèle coque, pour faire le ferraillage de l'hourdis.

Pour avoir le ferraillage transversal sur la dalle, on a :

- Zone sur appuis : $M_{max}(+) = \ 3.91t.m$
  $M_{max}(-) = -3.45t.m$
- Zone sur travée : $M_{max}(+) = \ 8.2 \ t.m$
  $M_{max}(-) = -2.16t.m$

Selon BAEL on a : $\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (VI.1)

tel que γ_b est égale à 1.5 pour la situation durable.

$\sigma_b = 19.83MPa$

$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$: tel que $\gamma_s$est égale à 1.15 pour la durabilité.

$\sigma_s = 434.7826MPa$

Le tableau ci-dessous représente les paramètres calculés pour déterminer la section de ferraillage A_s.

Tableau VI.1. Ferraillage transversal de l'hourdis

Les paramètres	Loi de calcul	Zone d'appui		Zone de la travée	
		Armatures inférieures	Armatures supérieures	Armatures inférieures	Armatures supérieures
$M_{max}u$		$3.91t.m$	$3.45t.m$	$8.2t.m$	$2.16t.m$
Epaisseur de la dalle e_d		$22cm$			
Enrobage c		$4cm$	$3.5cm$	$4cm$	$3.5cm$

Longueur utile d	$e_d - c$	$18cm$	$18.5cm$	$18cm$	$18.5cm$
Moment réduit μ	$\frac{M_{max}u}{\sigma_b \times b \times d^2}$	0.061	0.0508	0.1276	0.031
$\propto$	$\frac{1-\sqrt{1-2\times\mu}}{0.8}$	0.07853	0.0652	0.17126	0.0393
Z	$d(1-0.4\propto)$	0.1743	0.1801	0.1677	0.182
$A_s$calculée	$\frac{M_{max}u}{\sigma_s \times Z}$	$5.168cm^2$	$4.404cm^2$	$11.24cm^2$	$2.7cm^2$
Ferraillage		$4HA14$	$4HA12$	$4HA20$	$4HA12$
$A_s$retenue		$6.16cm^2$	$4.52cm^2$	$12.57cm^2$	$4.52cm^2$
Condition de non fragilité	$A_s \geq 0.23bd.\frac{f_{c28}}{fe}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Espacement S_t	$\frac{b}{nombre\ de\ barres}$	$25cm^2$	$25cm^2$	$25cm^2$	$25cm^2$

Le ferraillage transversal illustré dans les deux figures VI.1 et VI.2.

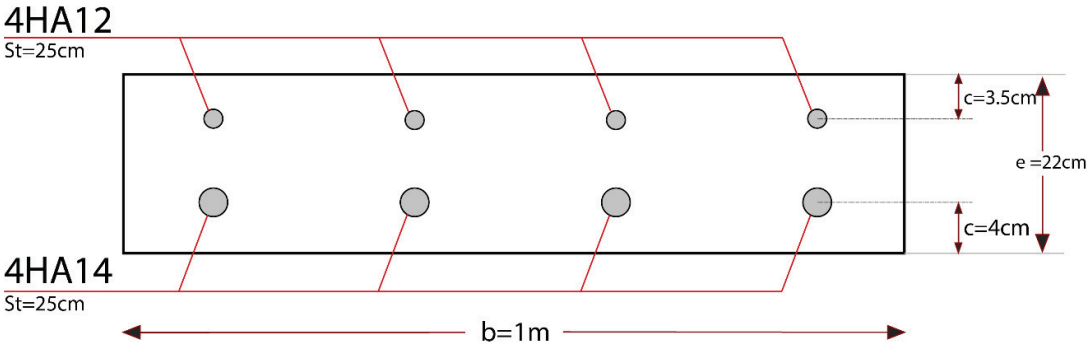


Figure VI.2. Ferraillage transversal de la dalle dans la zone d'appui

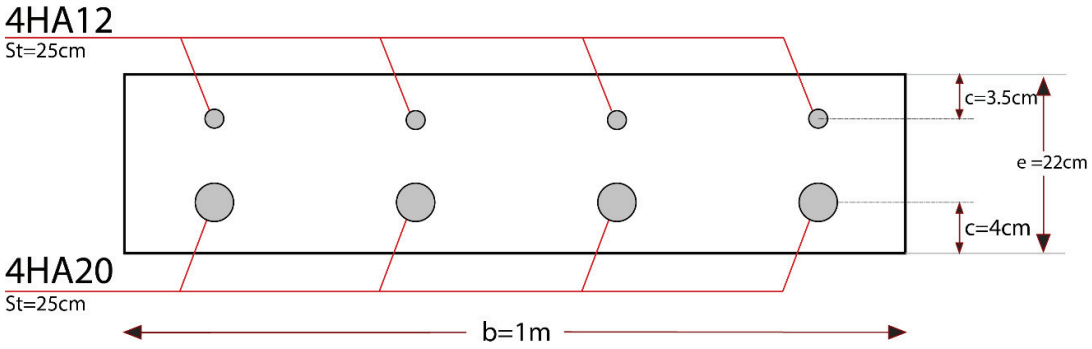


Figure VI.3. Ferraillage transversal de la dalle dans la zone de la travée

VI.2.2. Ferraillage longitudinal de l'hourdis

On a utilisé un logiciel des éléments finis pour déterminer les valeurs des moments longitudinaux à l'état limite ultime à l'aide du logiciel ROBOT, qui nous aide à déterminer le ferraillage, tel que :

$$M_{max}(+) = 2.46\ t.m$$

$$M_{max}(-) = -1.5\ t.m$$

Le tableau ci-dessous récapitule les paramètres calculés pour déterminer la section de ferraillage longitudinal A_s.

Tableau VI.2. Ferraillage longitudinal de l'hourdis

Les paramètres	Loi de calcul	Armatures inférieures	Armatures supérieures
$M_{max}u$		$2.46t.m$	$1.5t.m$
Epaisseur de la dalle e_d		$22cm$	
Enrobage c		$4cm$	$3.5cm$
Longueur utile d	$e_d - c$	$18cm$	$18.5cm$
Moment réduit μ	$\frac{M_{max}u}{\sigma_b \times b \times d^2}$	0.0382	0.0221
$\propto$	$\frac{1-\sqrt{1-2\times\mu}}{0.8}$	0.0487	0.0279
Z	$d(1-0.4\propto)$	0.1765	0.1829
$A_s$calculée	$\frac{M_{max}u}{\sigma_s \times Z}$	$3.206cm^2$	$1.886cm^2$
Ferraillage		$4HA12$	$4HA10$
$A_s$retenue		$6.16cm^2$	$4.52cm^2$
Condition de non fragilité	$A_s \geq 0.23bd.\frac{f_{c28}}{fe}$	Vérifiée	Vérifiée
Espacement S_t	$\frac{b}{nombre\ de\ barres}$	$25cm^2$	$25cm^2$

La figure ci-dessous représente le ferraillage longitudinal de l'hourdis.

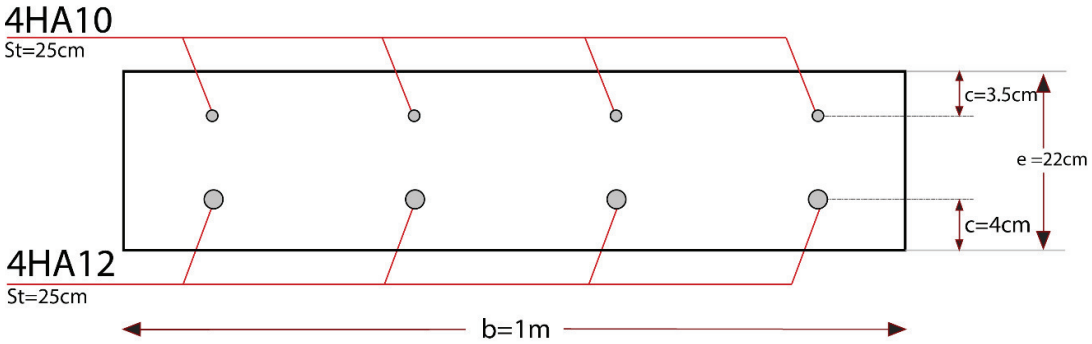


Figure VI.4. Ferraillage longitudinal de l'hourdis

VI.3. Calcul des déformations

VI.3.1. Calcul des flèches

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{5ML^2}{48E_v I_G} \quad \text{(VI.1)}$$

Tant que M est le moment qui provoque la flèche, I_G est le moment d'inertie équivalent de la poutre avec l'hourdis et E_v est la déformation du béton (IV.3).

$$I_G = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i} \quad \text{(VI.2)}$$

$$I_G = \frac{0.611\times0.85+0.5110997\times7.825+0.474\times9}{0.85+7.825+9} = 0.49m^4$$

VI.3.1.1. Flèche due au poids propre de la structure

$$F_G = \frac{5M_G L^2}{48E_v I_G} \quad \text{(VI.3)}$$

$$F_G = \frac{5\times4.75034\times36.2^2}{48\times12102.945\times0.49} = 0.11054m = 11.054cm$$

VI.3.1.2. Contre flèche de précontrainte

La flèche de précontrainte est donnée par la relation :

$$F_P = -\frac{5M_P L^2}{48E_v I_G} \quad \text{(IV.4)}$$

avec le moment de précontrainte égal à :

$$M_{P_i} = P_i e_i \cos(\alpha) \quad \text{(IV.5)}$$

$$M_{P_1} = M_{P_2} = 2.6617 \times 1.28 = 3.4069MN.m$$
$$M_P = 2 \times M_{P_i} = 2 \times 3.4069 = 6.813952MN.m$$
$$F_P = \frac{-5\times6.81359\times36.2^2}{48\times12102.945\times0.49} = -0.165844m = -16.5844cm$$

VI.3.1.3. Flèche due aux surcharges

Le moment à l'ELS est de $774.639t.m$ sur la Poutre 1.

$$F_S = \frac{5M_q L^2}{48E_v I_G} \quad \text{(IV.6)}$$

$$F_S = \frac{5\times7.74639\times36.2^2}{48\times12102.945\times0.49} = 0.174335m = 17.4335cm$$

VI.3.1.4. Flèche totale

Il existe deux valeurs pour la flèche totale la première est l'ouvrage à vide et la deuxième quand l'ouvrage est en service, tel que :

- A vide : $F = F_P + F_G = -5.5304cm$
- En service sous charges de service : $F = F_P + F_G + F_S = 11.903cm$

Tant que la flèche admissible est définie par :

$$F_{adm} = \frac{L}{300} \quad \text{(IV.7)}$$

$F_{adm} = 0.1206m = 12.06cm.$

VI.3.2. Calcul des rotations

La rotation est donnée par la formule suivante :

$$\theta = \frac{M.L}{3E_v \times I_G} \quad \text{(IV.8)}$$

Tant que M est le moment qui provoque la flèche, I_G est le moment d'inertie de la poutre avec l'hourdis et E_v est la déformation du béton (IV.3).

VI.3.2.1. Rotation due au poids propre de la structure

$$\theta_G = \frac{M_G.L}{3E_v I_G} \quad \text{(IV.9)}$$

$$\theta_G = \frac{4.75034 \times 36.2}{3 \times 12102.945 \times 0.49} = 0.0099 rad = 0.572°$$

VI.3.2.2. Rotation due aux surcharges de service

Le moment max de service est de $774.639 t.m$

$$\theta_S = \frac{M_S L}{3E_v I_G} \quad \text{(IV.10)}$$

$$\theta_S = \frac{7.74639 \times 36.2}{3 \times 12102.945 \times 0.49} = 0.0157628 rad = 0.903600°$$

VI.3.2.3. Rotation due au précontrainte

$$\theta_P = -\frac{M_P L}{3E_v I_G} \quad \text{(IV.11)}$$

$$\theta_P = \frac{-6.81 \times 35.8}{3 \times 12102.945 \times 0.49} = -0.0141657\ rad = -0.8116375°$$

VI.3.2.4. Rotation résultante à vide

Il existe deux valeurs pour la flèche totale la première est l'ouvrage à vide et la deuxième quand l'ouvrage est en service, tel que :

- A vide : $\theta = \theta_P + \theta_G = -0.0042657\ rad$
- En service : $\theta = \theta_P + \theta_G + \theta_S = 0.0114971\ rad = 0.6590°$

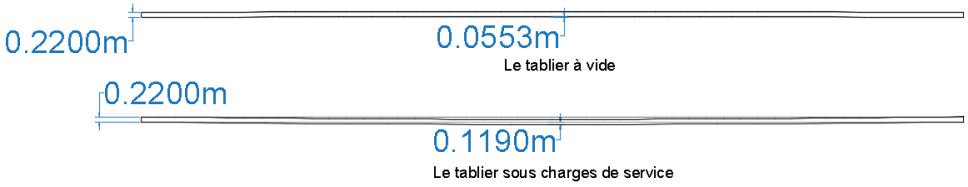


Figure VI.5. Flèches du tablier.

VI.3.3. Calcul des déplacements d'appuis

VI.3.3.1. Déplacement du à la rotation

$$\Delta_\theta = \frac{\theta \times h_{poutre}}{2} \quad \text{(IV.12)}$$

$$\Delta_\theta = 0.0101812m = 1.09155cm$$

VI.3.3.2. Déplacement du au retrait

Le déplacement dû au retrait est donné par la relation :

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} \quad \text{(IV.13)}$$

Avec $\varepsilon_r = 3.10^{-4}$

$\Delta_r = \frac{35.8 \times 3 \times 10^{-4}}{2} = 0.00537m = 0.537cm$

VI.3.3.3. Déplacement du au fluage

$$\Delta_{fl} = \frac{L}{2} \times \frac{\Delta\sigma_{flu}}{E_P} \quad \text{(IV.14)}$$

$\Delta_{fl} = \frac{35.8 \times 462.7393}{2 \times 1.9 \times 10^5} = 0.04359m = 4.359cm$

VI.3.3.4. Déplacement du à la température

$$\Delta_t = \Delta L \times \frac{L}{2} \quad \text{(IV.15)}$$

Avec ΔL égale à $\pm 2 \times 10^{-4}$ pour une variation de température de $\pm 20°C$ pour chaque appui.

$\Delta_t = \pm 2 \times 10^{-4} \times \frac{35.8}{2} = \pm 0.00358m = \pm 0.358cm$

VI.3.3.5. Déplacement total

Le déplacement total est défini par la relation suivante :

$$\Delta_{max}^{(\pm)} = \frac{2}{3}(\Delta_\theta + \Delta_r + \Delta_f) \pm \Delta_t \quad \text{(IV.16)}$$

$\Delta_{max}^{(+)} = \frac{2}{3}(1.09155 + 0.537 + 4.359) + 0.358 = 4.3497cm$

$\Delta_{max}^{(-)} = \frac{2}{3}(1.09155 + 0.537 + 4.359) - 0.358 = 3.6337cm$

VI.4. Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé le ferraillage nécessaire pour l'hourdis dans la direction longitudinale et la direction transversale. Ensuite, on a entamé les déplacements et les rotations. On conclut que la flèche trouvée est inférieure à la flèche admissible.

CHAPITRE VII : Equipements du tablier

VII.1. Introduction

Les équipements du pont ont un rôle très important dans la conception, le calcul et la vie estimée de l'ouvrage. Ces derniers permettent à un pont de garantir sa fonction vis-à-vis des usagers. Dans ce chapitre, on va entamer les équipements nécessaires pour cet ouvrage.

VII.2. Appareil d'appui

Les appareils d'appui ont pour but d'assumer la liaison entre la structure et son support en éliminant toutes les déplacements verticaux, horizontaux et les rotations.

- Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :
- Appareils d'appui en élastomère fretté.
- Articulations en béton.
- Appareils d'appui spéciaux.
- Appareils d'appui métalliques.

VII.2.1. Choix de l'appareil d'appui

Dans ce projet, l'appareil d'appui utilisé est celle en élastomère fretté. Ce type d'appareils d'appuis est le plus utilisé dans les ouvrages en béton parce qu'ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis, il est facile à contrôler, ils exigent aucun entretien et leur coût est relativement modéré.

L'intérêt de ces appareils appuis réside dans leur déformabilité lors des efforts qui les sollicitent.

VII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui

VII.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui [SETRA]

$$2MPa \leq \sigma_m \leq 15MPa \quad \text{(IIV.1)}$$

$$2MPa \leq \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15MPa \quad \text{(IIV.2)}$$

Tel que $2MPa$ est la condition de non cheminement et $15MPa$ est la condition de non écrasement. Et l'effort tranchant maximal est défini par l'équation (IIV.3) :

$$N_{max} = T_G + D240 = 52.67 + 25.1428 = 77.812t = 0.77812MN \quad \text{(IIV.3)}$$

On trouve que la surface de l'appareil est définie par l'inégalité suivante :

$$0.051874m^2 \leq a.b \leq 0.38906m^2$$

VII.2.2.2. Hauteur nette d'élastomère T

$T \geq \frac{U}{0.5}$ tel que U est la déformation lente, donc :
On prend $T = 60mm$ qui est 5 feuillettes de $12mm$.

VII.2.2.3. Condition de non flambement de l'appareil d'appui

La condition de non flambement est la suivante :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \text{(IIV.4)}$$

Donc on prend $a = 0.3\ m$ qui vérifie la condition.

VII.2.2.4. Dimensionnement des frettes

Le dimensionnement repose sur la relation suivante :

$$t_s \geq \max\left\{\frac{a.\sigma_m}{\beta.\sigma_e}; 2mm\right\} \quad \text{(IIV.5)}$$

tant que :

$\sigma_e = 2200kg/cm^2 = 220MPa$;(Acier E24-1 : $e < 3mm$ [SETRA Bulletin technique)].

$t_S \geq max\{0.088mm; 2mm\}$

Donc, on prend :

- 5 feuillets d'élastomères intermédiaire d'épaisseur t = 12 mm En pratique, l'épaisseur des couches externes est souvent la moitié de celle des feuillets internes. La distorsion sera donc maximum pour ces feuillets internes.
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $\frac{t}{2} = 6mm$.
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3mm$.

L'appui sera désigné par l'appellation de t est t_s donc l'épaisseur de l'appareil d'appui est de $75mm$.

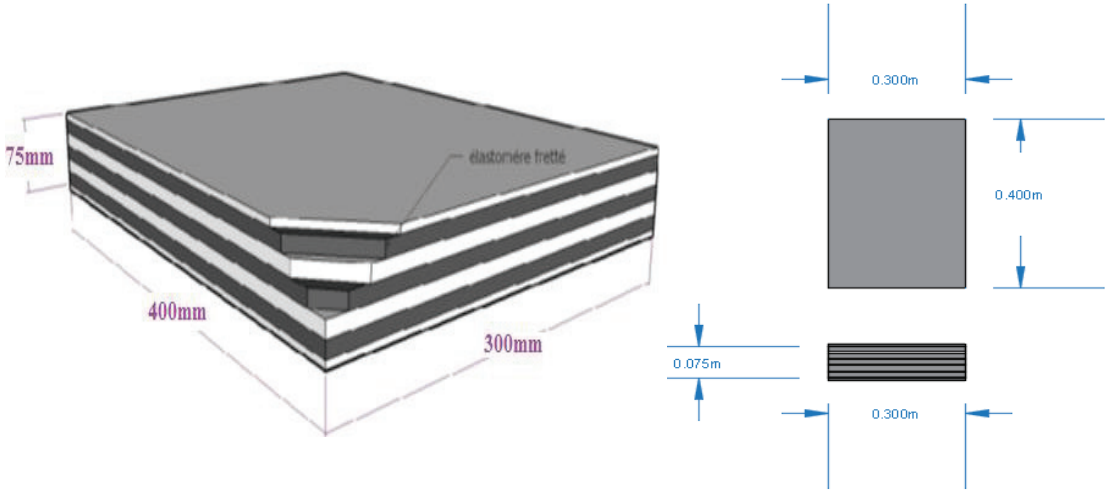


Figure VII.1. Appareil d'appui en élastomère fretté.

VII.2.2.5. Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure

VII.2.2.5.1. Effort de système Bc

Cet effort est défini par la relation suivante :

$$H_{Bc} = \frac{F(B_c)}{n_{appareil\ d'appui}} \quad \text{(IIV.6)}$$

$H_{Bc} = \frac{28.5}{7\times2} = 2.0357t$

VII.2.2.5.2. Effort du au séisme

Effort horizontal : $H_H = 0.25G$ (IIV.7)

Effort vertical : $H_V = \pm 0.075G$ (IIV.8)

Tel que G représente le poids propre du tablier

Donc :

$H_{H/app} = 13.125t$

$H_{V/app} = 3.9375t$

VII.2.2.5.3. Effort du au vent

Cet effort est défini par la loi suivante :

$$H_{vent} = P_v \times S \quad \text{(IIV.9)}$$

Tel que :

P_{vent} est la pression de vent $2.5kN/m^2$, et S l'aire de la surface

$H_{vent} = 2.5 \times 2.12 \times 36.2 = 191.86kN = 19.186t$

Donc l'effort de vent sur l'appareil d'appui $H_{vent_{/app}}$ est de $1.37t$.

VII.2.2.5.4. Effort du aux déformations

L'effort dû aux déformations est défini par :

$$H_\Delta = \frac{\Delta_{max} \times G \times a \times b}{T} \quad \text{(IIV.10)}$$

$H_\Delta = \frac{1.681 \times 10^{-2} \times 0.8 \times 0.3 \times 0.4}{0.06} = 0.0268MN = 2.68t$

Donc l'effort sur chaque appareil d'appui $H_{\Delta_{/app}}$ est de $0.19211t$.

VII.2.2.6. Vérification des contraintes

VII.2.2.6.1. Sollicitation sous charge verticale

Il faut vérifier l'inégalité suivante : $\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3G$ (IIV.11)

Avec : $\beta = \frac{a \times b}{2 \times (t \times (a+b))} = 7.1428$ et $\sigma_m = \frac{N_{max}}{ab} = 6.48MPa$

Donc la condition $\tau_N = \frac{1.5 \times 6.48}{7.1428} = 1.36MPa \leq 3G$ Vérifiée.

VII.2.2.6.2. Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal

VII.2.2.6.2.1. Sous déplacement lent

Il faut vérifier l'inégalité suivante : $\tau_{H_1} = \frac{G.U}{T} \leq 0.5G$ (IIV.12)

Donc la condition $\tau_{H_1} = 0.2241MPa \leq 0.5G$ Vérifiée.

VII.2.2.6.2.2. Sous un effort dynamique

La contrainte est calculée pour le freinage du système B_c selon l'équation (IIV.13).

$$\tau_{H_2} = \frac{H_{Bc}}{ab} \quad \text{(IIV.13)}$$

$$\tau_{H_2} = \frac{10^{-2} \times 2.0357}{0.3 \times 0.4} = 0.1696MPa$$

VII.2.2.6.2.3. Déformation lente et déformation rapide

Il faut que : $\tau_H \leq 0.7G$ (IIV.14)

Tel que : $\tau_H = \tau_{H_1} + 0.5 \times \tau_{H_2}$

Donc la condition : $\tau_H = 0.2241 + 0.5 \times 0.1696 = 0.3089MPa \leq 0.7G$ Vérifiée.

VII.2.2.6.2.4. Sollicitation dû à une rotation

La sollicitation due à une rotation est défini par l'équation (IIV.15).

$$\tau_\alpha = \frac{G.a^2(\alpha_0 + \alpha_T)}{2.T^2 n} \quad \text{(IIV.15)}$$

Avec α_0 représente la rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose, dans ce cas ; béton préfabriqué ; on a $\alpha_0 = 10^{-2}$ et α_T est une rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$\tau_\alpha = \frac{0.8\times0.3^2\times(10^{-2}+4.26\times10^{-2})}{2\times0.06^2\times7} = 0.1052MPa$

Il faut vérifier l'inégalité suivante : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$

$\tau = 0.3089 + 1.36 + 0.1052 = 1.7741MPa \leq 5G$ Vérifiée.

VII.3. Dés d'appui

VII.3.1. Dimensionnement des dés d'appui

Le dé d'appui aura les dimensions suivantes : $a = 0.75m$ et $b = 0.75m$

Avec une hauteur déterminée par l'inégalité suivante :

$$H \geq \frac{2ab}{2(a+b)} \quad \text{(IIV.16)}$$

Donc on prend $H \geq 0.375m$, ; on prend $H = 0.4m$ mais pour garantir le divers du tablier Hest variante.

VII.3.2. Ferraillage des dés d'appui

La section de ferraillage A des dés d'appui est définie par la relation :

$$\mathrm{A} = \frac{R_{max}}{\overline{\sigma_s}} \quad \text{(IIV.17)}$$

Avec la réaction maximale ultime est égale à :

$R_{max} = 1.35T_G + 1.6T_{D240} = 111.39t = 1.1139MN$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78MPa \quad \text{(IIV.18)}$$

VII.3.2.1. Armatures de chainage

Les armatures de chainage résiste à 25% de R_{max}.

Donc : $A_C = 0.25 \times \frac{R_{max}}{\overline{\sigma_S}} = 0.25 \times \frac{1.1139}{434.78} = 6.4cm^2$ → On prend 6HA12 pour une section A_C de $6.79cm^2$.

VII.3.2.2. Armatures profondeur

Ces armatures résiste à 12.5% de R_{max}.

Donc : $A_P = 0.125 \times \frac{R_{max}}{\overline{\sigma_S}} = 0.125 \times \frac{1.1139}{434.78} = 3.2cm^2$ → On prend 6HA10 pour une section A_P de $4.71cm^2$.

VII.3.2.3. Armatures de diffusion

VII.3.2.3.1. Ferraillage de surface ou supérieur

Les armatures de diffusion de surface capables de reprendre 4% de R_{max}.

Donc : $A_{d_{sup}} = 0.04 \times \frac{R_{max}}{\overline{\sigma_S}} = 0.04 \times \frac{1.1139}{434.78} = 1.02cm^2$ → On prend 6HA8 pour une section $A_{d_{sup}}$ de $3.02cm^2$.

VII.3.2.3.2. Ferraillage d'éclatement ou inférieur

Les armatures de diffusion de surface capables de résister à 10% de R_{max}.

Donc : $A_{d_{inf}} = 0.1 \times \frac{R_{max}}{\overline{\sigma_S}} = 0.1 \times \frac{1.1139}{434.78} = 2.561cm^2$ → On prend 6HA10 pour une section $A_{d_{inf}}$ de $4.71cm^2$.

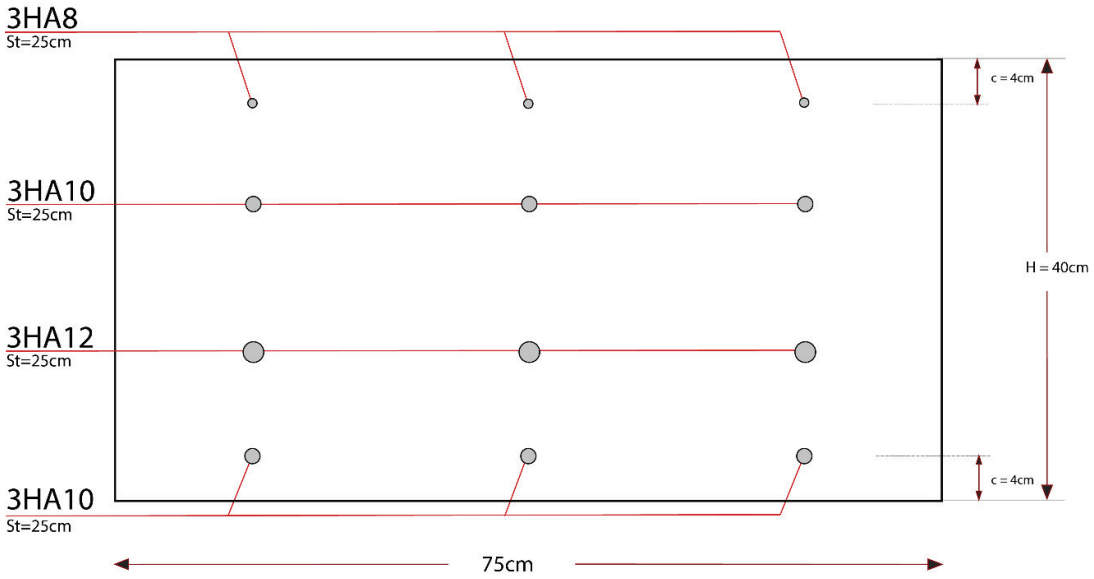


Figure VII.2. Ferraillage des dés d'appui.

VII.4. Joint de chaussée

Pour un passage entre les tabliers confortable, ainsi que limiter les déformations sur le début et la fin des tabliers. Il faut placer à chaque extrémité du tablier des joints de chaussée pour garantir la continuité de la surface de circulation, tout en permettant les déformations dû à la température, fluage, retrait, freinage et séisme.

VII.4.1. Choix du joint de chaussée

Le choix du joint est fait d'après le déplacement maximum qui peut être engendrerait selon les deux conditions suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (retrait, fluage, rotation et température), doit être inférieur à W.
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au freinage, doit être inférieur à $1{,}3W$.
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus celle dû au séisme, doit être inférieur à $1{,}3W$.

Avec W représente le déplacement qui caractérise le type de joint de chaussée choisi.

VII.4.2. Calcul des déplacements

VII.4.2.1. Déplacement du aux vibrations linéaires

$$\Delta_t = \frac{2}{3} \times \left(\Delta_{fl} + \Delta_r + \Delta_\theta\right) + \Delta_T = 4.3497cm$$

VII.4.2.2. Déplacement du au freinage

Le freinage est une variation instantanée donc $G = 1.6MPa$.

$$\Delta_{freinage} = \frac{T \times H_f}{G \times a \times b} = \frac{0.06 \times 2.0357 \times 10^{-2}}{1.6 \times 0.3 \times 0.4} = 0.006359m = 0.6359cm$$

VII.4.2.3. Déplacement du au séisme

$$\Delta_{séisme} = \frac{T \times H_{H/appui}}{G \times a \times b} = \frac{0.06 \times 13.125 \times 10^{-2}}{1.6 \times 0.3 \times 0.4} = 0.04101m = 4.101cm$$

VII.4.3. Combinaison de calcul

$\Delta_t + \Delta_{freinage} = 4.3497 + 0.6359 = 4.9856cm$

$\Delta_t + \Delta_{séisme} = 4.3497 + 4.101 = 8.4507cm$

Donc on prend le type REJ100.



Figure VII.3. Joint de chaussée REJ100.

VII.5. Autres équipements du tablier

- **Etanchéité :** ce système est à base d'asphalte coulé, de feuilles préfabriquées. Cette couche aide à améliorer l'adhérence au tablier, la résistance mécanique et la résistance au choc thermique. Dans notre cas, l'épaisseur de l'étanchéité est égale à 0.01m.
- **Couche de roulement :** cette couche doit assurer le bon confort et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes. Dans notre projet, on prendra 0.08m pour la couche de roulement.
- **Trottoirs :** le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants. Les trottoirs sont encadrés par une glissière de sécurité et un garde-corps. Pour le cas de notre pont et comme il sera conçu pour relier une route nationale ; la largeur des trottoirs sera donc : $L_t = 1{,}5m + 0{,}75m$.
- **Revêtements du tablier :** l'épaisseur de cette couche est de 0.07m.
- **Garde-corps :** ce sont des barrières à hauteur de poitrine. En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique ; pour notre pont on va employer des garde-corps standard de 1.1m de hauteur.
- **Corniches :** ces éléments ont essentiellement un rôle esthétique, mais aussi elles aident à éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse.

- **Glissières de sécurité :** son rôle principal est de sécuriser les piétons sur les trottoirs en les prolongeant le long des véhicules qui roulent sur les voies du pont ; généralement c'est les glissières souples qui sont employés dont leurs dimensions normalisées.

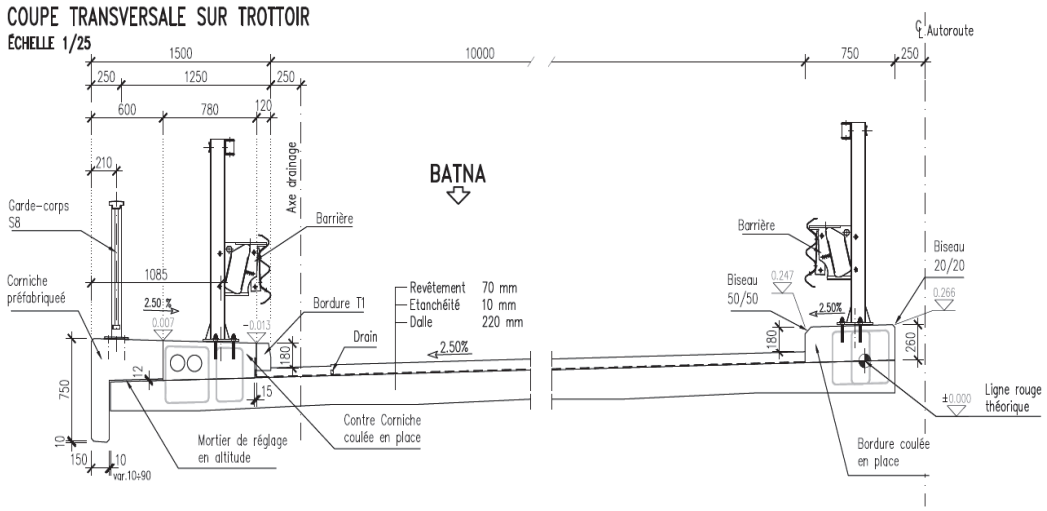


Figure VII.4. Coupe transversale des équipements de tablier.

VII.6. Conclusion

Dans ce chapitre, on a cité les rôles des équipements, ainsi que leurs dimensionnement pour garantir le meuilleur confort des usagers du pont.

CHAPITRE VIII : Etude de l’infrastructure

VIII.1. Introduction

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est une étude très importante de l'ouvrage. La détermination des appuis et des fondations consiste une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Le choix et le dimensionnement de l'infrastructure est basé sur la nature et le mode de la construction du tablier, les contraintes naturelles du site et les contraintes fonctionnelles du projet.

VIII.2. Etude de la pile

Les piles reprennent les efforts exercés par le tablier ; tel que les efforts de freinage, les efforts sismiques et le vent.

VIII.2.1. Conception de la pile

Selon les caractéristiques et contraintes naturelles, on a opté pour la solution d'une pile poteau qui permet une transmission régulière le long de la semelle de la charge importante du tablier et du trafic routier, tel que :

La hauteur H_{pile} est définie par :

$$H_{pile} = C\hat{o}te_{projet} - C\hat{o}te_{fondation} - (h_{appareil} + d\acute{e}_{appui} + h_{tablier}) \quad \text{(VIII.1)}$$

Tableau VIII.1. Paramètres de la pile.

Pile	Pile 1	Pile 2
Hauteur de pile H_{pile} (m)	11.50	11.50
Hauteur de fut $H_{f\hat{u}t}(m)$	10.25	10.25

VIII.2.2. Evaluation des efforts sur la pile

La pile étant soumise à une flexion composée, puisqu'elle est sollicitée par un effort normal provenant du tablier et un moment de flexion, elle sera considérée comme une console encastrée dans la semelle de fondation. Les tableaux ci-dessous présentent les efforts qui sollicitent la pile (Pour plus de détails voir annexe E.1).

Tableau VIII.2. Effort verticaux sur la pile.

L'effort vertical	Valeur (T)
Poids propre de la pile "G_p"	547.325
Poids propre du tablier "G_t"	735
Surcharge A(l)	172.9
Surcharge B_c	104.95
Surcharge Mc120	112.564
Surcharge D240	208.12
Surcharge S(T)	12.22

Tableau VIII.3. Effort horizontaux sur la pile.

L'effort horizontal	Valeur (T)
Effort de freinage dû à l'A	29.68
Effort de freinage dû au B_c	28.5

Séisme	192.38

VIII.2.3. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008

L'évaluation et l'analyse d'un pont se fait par la méthode monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.

On a un pont de deuxième groupe, ainsi que la zone sismique et zone I, donc on a un coefficient d'accélération 0.12 (Pour plus de détails voir Annexe E.2).

Et selon le RPOA on a les caractéristiques dynamiques suivantes :

Tableau VIII.4. Caractéristiques dynamiques.

	Spectre horizontal	Spectre vertical
Coef d'accélération de zone A	0.12	0.12
Période T_1	0.20	0.20
Période T_2	0.50	0.40
Coefficient de site S	1.20	1
Facteur η	1	1
Taux d'amortissement % ξ	5	

Pour les zones de faible sismicité, on peut négliger la composante verticale.

VIII.2.4. Stabilité vis-à-vis le glissement

VIII.2.4.1.1. Condition normale

La condition à vérifier est (H/V) ≤ tg $(\frac{2}{3}\varphi)$, tel que φ est Angle de frottement latérale qui égale 30°.

$H = 29.68 + 30 = 59.68t.$

$V = 1546.933t$

$\frac{H}{V} = \frac{59,68}{1546,933} = 0.039$ $\qquad tg\,(\frac{2}{3}\varphi) = 0.36$

$0.039 < 0.36$ Vérifiée.

VIII.2.4.1.2. Condition sismique

La condition à vérifier est (H/V) ≤ 0,4

V = 1282.525 t.

H = 192.38 t.

$\frac{H}{V} = \frac{192.38}{1282.525} = 0.15$

$0.15 < 0.4$ Vérifiée.

VIII.2.4.1.3. En présence de vent

La condition à vérifier est : (H/V) ≤ tg $(\frac{2}{3}\varphi)$

$H = 2 \times 11.5 \times 1 = 23\ KN = 230\ t.$

$V = 1546.933t$

$\frac{H}{V} = \frac{230}{1546.933} = 0.149$; $tg(\frac{2}{3}\varphi) = 0.36$

$0.149 < 0.36$ Vérifiée.

VIII.2.4.2. Ferraillage de la pile

VIII.2.4.2.1. Etude de chevêtre

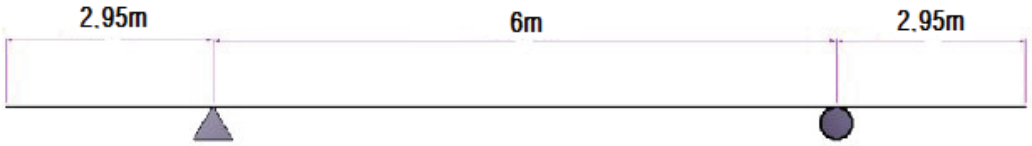


Figure VIII.1. Schéma statique du chevêtre.

Les diagrammes des sollicitations de chevêtres sont les suivants :

VIII.2.4.2.2. Armatures longitudinales

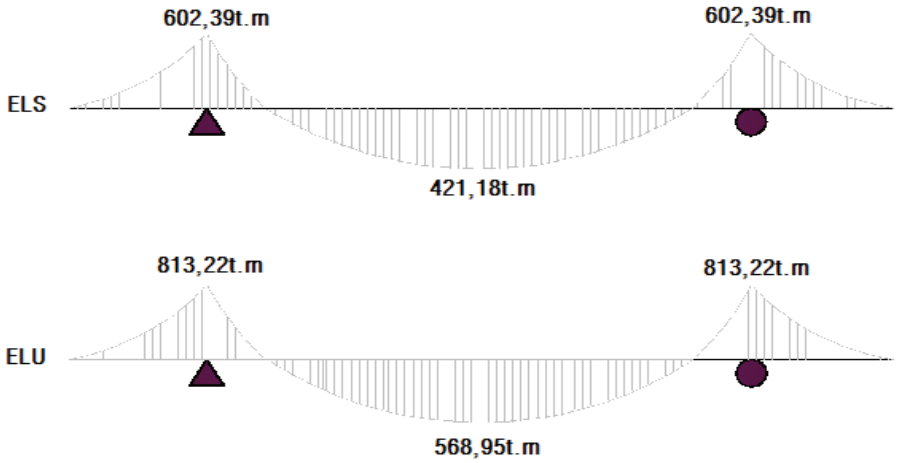


Figure VIII.2. Moments sollicitant le chevêtre.

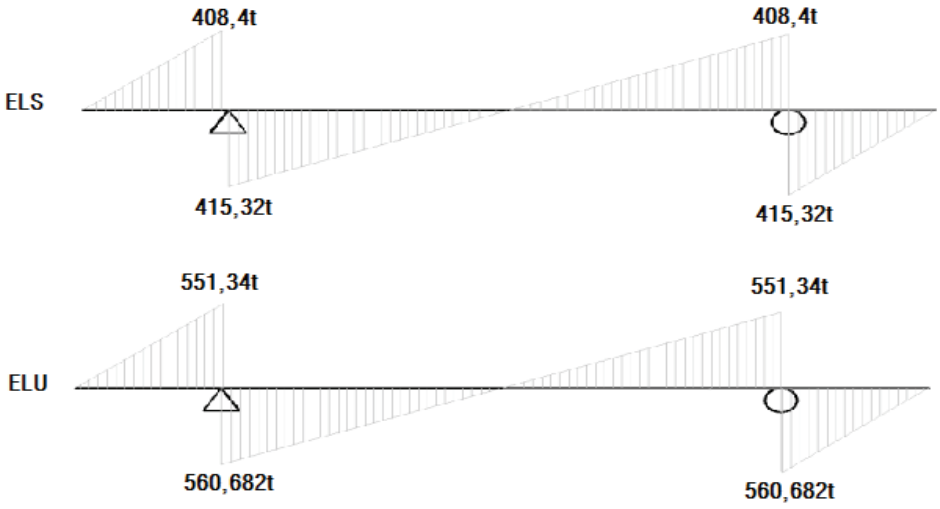


Figure VIII.3. Effort tranchant sollicitant le chevêtre.

Tableau VIII.5. Ferraillage longitudinal du chevêtre.

Direction de ferraillage	Section	M (t.m)			As min (cm²)	As_1 (cm²)	As_2 (cm²)	Ferraillage adopté	S_t (cm)
			M_{min}	M_{max}					
Longitudinal	b=270cm h=125 cm d_1= 5 cm d_2=5 cm	ELU	-813.22	568.95	41.70	142 .24	208.75	HA32	S_t= 15
		ELS	-602.22	421.18					

VIII.2.4.2.3. Armatures transversales

D'abord on doit vérifier la condition sur la contrainte tangentielle τ_u

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} < \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\ MPa\right) \quad \text{(VIII.2)}$$

$\tau_u = \frac{5.606}{2.7 \times 1.21} = 1.72 < \min(2.7 ; 4\ MPa)$ Vérifiée.

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de S_t inférieur à $20cm$ d'après « S.E.T.R.A ».

VIII.2.5. Etude de fût

Les fûts ont une hauteur de $10.25m$, avec un diamètre ϕ de $1.5m$ et chaque piles à deux fûts.

VIII.2.5.1. Vérification de flambement du fût

$L_C = 0.7 \times 10.25 = 7.175\ m$

$\lambda = \frac{Lc}{i}$ telle que : $i = \frac{1.50}{4} = 0.375$ (VIII.3)

$\lambda = \frac{7.175}{0.375} = 19.13 < 50$

On n'a pas de déformation sur l'axe hors l'axe d'application des efforts de la pièce.
Donc on n'a pas un risque de flambement.

VIII.2.5.2. Ferraillage de fût

VIII.2.5.2.1. Armatures longitudinales

(Pour plus de détails voir Annexe E.3).

Tableau VIII.6. Section d'armatures longitudinales de fût.

Efforts		A_{SL} (cm²)	Choix des barres
$N\ (t)$	1154.19	103.068	$21HA25$
$M\ (t.m)$	1163.08		

VIII.2.5.2.2. Armatures transversales

On prend $\phi = HA16$ avec un espacement de $10cm$ dans les zones de recouvrement (zone critique) et 25 cm pour la courante.

VIII.2.6. Etude des fondations

VIII.2.6.1. Les semelles

Les semelles ont une épaisseur de $1.5m$, avec une longueur de $10.7m$, et une largeur de $7.8m$ (Pour plus de détails voir annexe E.4).

VIII.2.6.1.1. Ferraillage de la semelle

Tableau VIII.7. Ferraillage de la semelle.

Condition	Normale	Sismique			Espacement
Ferraillage	As_1 (cm^2)	As_2 (cm^2)	Ferraillage adopté	Enrobage	St (cm)
Armatures transversales inférieures	53.62	43.86	8 HA32	10	35
Armatures longitudinales inférieures			5HA25		0.65
Armatures transversales supérieures			7HA12		0.45
Armatures longitudinales supérieures			5HA25		0.65
Armatures latérales			6HA12		

VIII.2.6.2. Les pieux

VIII.2.6.2.1. Nombre de pieux

On détermine le nombre de pieu avec la relation : $n = \frac{N_{max}}{Q_p}$ (VIII.4)

Tel que : Q_p est la capacité portante d'un pieu donnée par le rapport de sol = 169.85t

$n = \frac{1677.249}{169.85} = 9.87$

On a pris 11 pieux pour des raisons constructives.

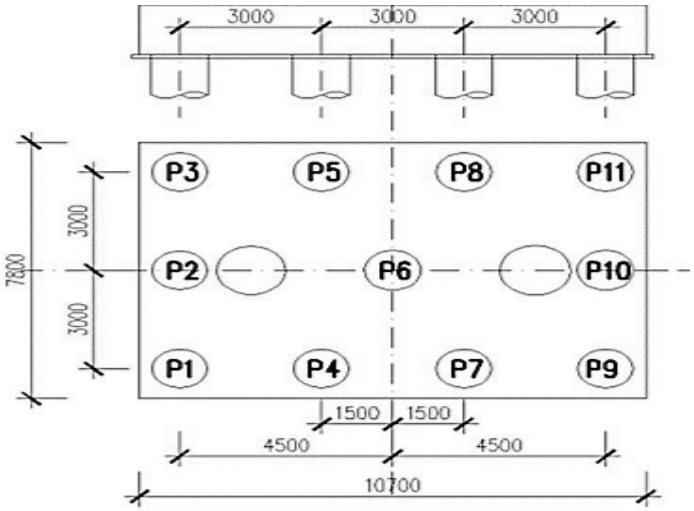


Figure VIII.4. Disposition des pieux

VIII.2.6.2.2. Moments flechissant des pieux

Tableau VIII.8. Valeurs des moments induits dans chaque pieu

Z(m)	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L	0,6L	0,7L	0,8L

	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00
$\chi_{\theta M}$	0.970	0.880	0.650	0.440	0.260	0.100	0.040	0.010
$\chi_{\theta P}$	0.380	0.630	0.660	0.560	0.420	0.250	0.140	0.040
Condition Normal	-18.749	-9.9893	-2.5879	1.0348	2.804	3.2555	2.2866	0.6947
Condition sismique	-38.204	-22.918	-8.9159	-1.3748	2.8546	4.739	3.542	1.0913

D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : $M_{max} = -38.204t.m.$

VIII.2.6.2.3. Ferraillage des pieux

(Pour plus d'information voir annexe E.5).

Tableau VIII.9. Ferraillage des pieux.

Sens du Ferraillage	As	Ferraillage adopté	St (cm)
Longitudinales	90.01	21HA25	
Transversales		HA12	10 (la zone critique) 20 (la zone courante)

VIII.3. Etude de la culée

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit assurer les fonctions mécaniques et techniques.

VIII.3.1. Choix du type de culée

Pour un meuilleur choix de culée, il faut une connaissance sur les contraintes naturelles et les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage et le mode de construction du tablier.

Il existe deux types de culée :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

VIII.3.2. Pré-dimensionnement de la culée

Tableau VIII.10. Dimension de la culée.

Elément	Hauteur ou largeur (m)	Longueur(m)	Epaisseur(m)
Mur de front	7.20	12.05	1.20
Mur de garde grève	2.50	12.05	0.313
Mur en retour	9.610	9.30	0.50
Dalle de transition	9.61	5.766	0.313
Corbeau	1.50	1.80	0.33
La semelle	7.80	12.57	1.70

Pour plus de détails voir annexe E.6.

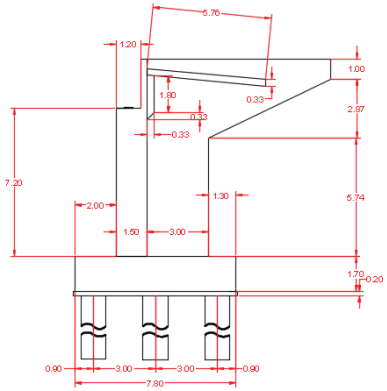


Figure VIII.5. Schéma de la culée.

VIII.3.3. Stabilité de la culée

VIII.3.3.1. Cas normal (sans séisme)

VIII.3.3.1.1. Stabilité interne

Pour assurer la stabilité interne de la culée, la résultante de tous les efforts agissants doit rester à l'intérieur du noyau central de la fondation. Cette condition doit être respectée pendant toutes les phases de réalisation de la culée.

Tableau VIII.11. Poids de la culée et terre.

Désignation	Poids(t)	e (m)	$M_{/G}$ (t.m)
1-Mur en retour	11.25	4.1	46.125
2-Mur en retour	10.7625	4.6	49.5075
3-Mur en retour	32.28	1.1	35.508
4-Mur frontal	325.35	−1.15	−374.1525
5-Mur garde grève	21.78	−0.55	−11.979
6-la semelle	416.7	0	0
7-la dalle de transition	57.32	2.483	142.325
8- Corbeau	13.6125	−0.235	−3.198
Somme	889.055		−115.864
Poids des terres	895.36	1.75	1566.88
Somme	1784.41		1451.016

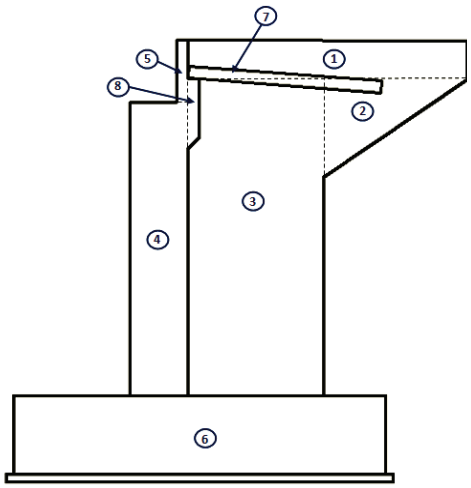


Figure VIII.6. Décomposition de la culée.

Tableau VIII.12. Vérification de la stabilité en construction.

Stabilité interne	Condition à vérifier	Calcul	Observation
Poids propre	$\frac{M_g}{N} \leq \frac{B}{6}$	$\frac{115.864}{889.055} \leq \frac{7.8}{6}$	Vérifiée
Poids propre + poids des terres	$\frac{M_g}{N} \leq \frac{B}{6}$	$\frac{1451.016}{1784.41} \leq \frac{7.8}{6}$	Vérifiée

Tableau VIII.13. Vérification de la stabilité en service.

Élément	Poids(t)	e (m)	$M_{/G}$ (t.m)
Réaction transmise par le tablier	293.66	-0.175	-51.3905

Poids propre de la culée	889.055	-0.235	-208.92
Poids des terres	895.36	1.75	1566.88
Surcharge sur remblai	62.178	1.75	108.811
Somme	2140.25		1415.37
$\frac{M_g}{N} = \frac{1415.37}{2140.25} = 0.66 \leq \frac{7.8}{6} = 1.3$ donc la stabilité interne en service est vérifiée.			

VIII.3.3.1.2. Stabilité externe

Tableau VIII.14. Effort intervenant dans la stabilité externe

Élément	Calcul	N(t)	H(t)	e(m)	MS (t.m)	MR (t.m)
Réaction transmise par le tablier		293.66		0.175		51.3905
Terre						
Poussée	$0{,}5\times 0{,}33\times 1{,}8\times 9{,}61^2\times 12{,}05$		329.82	2.8		923.496
Poids	$1{,}8\times 12{,}05\times 9{,}61\times 4{,}3$	895.36		1.75	1566.88	
Surcharge sur le remblai						
Poussée	$0{,}33\times 1{,}2\times 12{,}05\times 9{,}61$		45.85	2.8		128.38
Poids	$1{,}2\times 12{,}05\times 4{,}3\times 1$	62.178		1.75	108.81	
Somme		1251.198	375.67		1675.69	1103.26

Tableau VIII.15. Vérification de la stabilité externe.

Stabilité externe	Condition de stabilité	Calcul	Observation
Renversement	$M_S > 1.5M_R$	1675.69> 1654.89	Vérifiée
Glissement	$\frac{H}{N} \leq tg\left(\frac{2}{3}\varphi\right)$	$\frac{375.67}{1251.198} = 0.3 \leq 0.36$	Vérifiée
Enfoncement	N'est pas prise en compte car les fondations sont profondes		

VIII.3.3.2. Cas d'un séisme

La poussée dynamique des terres est calculée par toutes méthodes scientifiquement validées. A défaut, la méthode de Mononbé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée.

On néglige en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques K_H et K_V.

$K_H = A$

K_V=0,3K_H

D'après le RPOA le coefficient A correspondant à notre cas vaut 0.15 d'où :

$K_H = 0{,}15$

K_V=0,045

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportent à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma(1 + K_V)H^2 \times K_{ad} \quad \text{(VIII.4)}$$

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2(1+\sqrt{\frac{sin\varphi.\sin(\varphi-\beta-\theta}{cos\theta.cos\beta}})^2} \quad \text{(VIII.5)}$$

Avec : $\theta =$ angle entre la direction du séisme et la verticale $\theta = arctan\left(\frac{k_H}{1+K_v}\right)$

Tableau VIII.16. Valeurs de K_{ad} pour trois cas de séisme.

Action du séisme	Cas	K_V	k_H	θ	K_{ad}
Verticale+horizontal	1	0.045	0.15	8.168	0.42
Horizontal	2	0	0.15	8.53	0.43
Verticale	3	0.045	0.15	8.92	0.38

Les résultats trouvés dans le cas normal (sans séisme) restent valables sauf pour la poussée des terres, et la poussée due aux surcharges sur remblai.

VIII.3.3.2.1. Stabilité interne

La condition à vérifier dans le cas des séismes est : $\frac{M_g}{N} \leq \frac{B}{4}$

On a vu dans le cas normal que la condition : $\frac{M_g}{N} \leq \frac{B}{6}$ est vérifiée donc : $\frac{M_g}{N} \leq \frac{B}{4}$ l'ai aussi.

VIII.3.3.2.2. Stabilité externe

Tableau VIII.17. Calcul des poussées dans les trois cas de séisme.

Élément	Cas	F_{ad}	e	M_R
Poussée des terres	1	$0.5\times1.8\times(1+0.045)\times9.61^2\times0.42\times12.05=439.6$	2.8	1230.83
	2	$0.5\times1.8\times(1+0)\times9.61^2\times0.43\times12.05=430.67$	2.8	1205.87
	3	$0.5\times1.8(1-0.045)\times9.61^2\times0.38\times12.05=363.46$	2.8	1017.7
Poussée des surcharges	1	$0.42\times1.2\times9.61\times12.05\times1=58.36$	2.8	163.41
	2	$0.43\times1.2\times9.61\times12{,}05\times1=59.75$	2.8	167.31
	3	$0.38\times1.2\times9.61\times12.05\times1=52.8$	2.8	147.85

Tableau VIII.18. Efforts intervenant dans la stabilité externe.

Élément		N(t)	H(t)	e(m)	MS (t.m)	MR(t.m)
Réaction transmise par le tablier		293.66		0.175		51.39
Terre						
Poussée	1er cas		439.6	2.8		1230.83
	2éme cas		430.67	2.8		1205.87

	3éme cas		363.46	2.8		1017.7
Poids		895.36		1.75	1566.88	
Surcharge sur le remblai						
Poussée	1er cas		58.36	2.8		163.41
	2éme cas		59.75	2.8		167.31
	3éme cas		52.8	2.8		147.85
Poids		62.178		1.75	108.81	
Somme	1er cas	1251.2	497.96		1675.69	1394.24
	2éme cas	1251.2	490.42		1675.69	1373.18
	3éme cas	1251.2	416.26		1675.69	1165.55

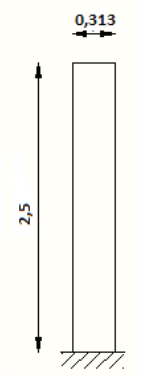
Tableau VIII.19. Vérification de la stabilité externe en cas de séisme

Stabilité externe	Condition de stabilité	Calcul		Observation
Renversement	$M_S \geq M_R$	M_S	M_R	
		1675.69	1394.24	Vérifiée
		1675.69	1373.18	Vérifiée
		1675.69	1165.55	Vérifiée
		H/N		
Glissement	H/N ≤ 0,4	0.39		Vérifiée
		0.38		Vérifiée
		0.33		Vérifiée
Enfoncement	N'est pas prise en compte car les fondations sont profondes			

La stabilité interne et externe est vérifiée dans tous les cas donc les dimensions trouvées lors du pré dimensionnement sont valables.

VIII.3.4. Ferraillage

VIII.3.4.1. Mur garde grève



VIII.3.4.1.1. Moment dû à la poussée des terres

$F_P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2$

$M_t = F_P \times d$ Comme la répartition de la poussée des terres et triangulaire.

$d = \frac{H}{3} = 0.833m$

$F_P = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 1.8 \times 2.5^2 = 1.856t$

$M_P = 1.856 \times 0.833 = 1.55t.m$

VIII.3.4.1.2. Moment d'une poussée d'une charge locale située en arrière du mur de garde grève

L'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrière de 6t, placées de façon que le rectangle d'impact soit en contact avec la face arrière du mur garde grève.

Le moment d'encastrement à la base du mur G.G a pour expression :

$$M_l = \frac{12K}{0,75+2H} \int_0^H \frac{H-x}{0,25+x} dx \quad \text{(VIII.6)}$$

Avec : $K = K_a.\gamma.\delta.b_c$ (VIII.7)

b_c: 0,95

δ: Coefficient de majoration dynamique

γ: coefficient de pondération $\begin{Bmatrix}1{,}6\ ELU\\1{,}2\ ELS\end{Bmatrix}$

La valeur $M_l/\ K$ est donnée pour différente valeur de H dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.20. Moments dû à une charge locale.

H(m)	0.5	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
$M_l/\ K$	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Dans notre cas $H = 2.5m$ donc $M_l/\ K = 8.56$

$M_l = 8.56K$

$ELU \rightarrow\ M_l = 8.56 \times 0.33 \times 1.6 \times 1.083 \times 0.95 = 4.65t.m$

$ELS \rightarrow\ M_l = 8.56 \times 0.33 \times 1.2 \times 1.083 \times 0.95 = 3.48t.m$

VIII.3.4.1.3. Moment dû à la force de freinage B_C

Le moment est défini par l'équation suivante :

$$M_f = \frac{\mu \times P \times h}{0.25+2H} \qquad \text{(VIII.8)}$$

Tel que $\mu\ est\ le$ coefficient de pondération

$$M_{fu} = \frac{1.6 \times 6 \times 2.5}{0.25 + 2 \times 2.5} = 4{,}57t.m$$

$$M_{fs} = \frac{1.2 \times 6 \times 2.5}{0.25 + 2 \times 2.5} = 3{,}42t.m$$

Donc :

$M_u = 1{,}35M_P + (M_L + M_F) = 1.35 \times 1.55 + (4.65 + 4.57)\ = 11{,}31\ t.m$

$M_s = M_P + (M_L + M_F) = 1.55 + (\ 3.48\ + 3.42) = 8.4\ t.m$

Donc le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire (b.h) = (1×0.313)

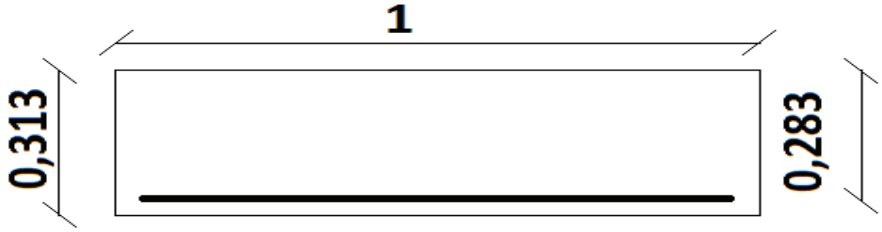


Figure VIII.7. Bande de ferraillage.

VIII.3.4.1.4. Calcul à l'ELU

$M_u = 11.31\ t.m$

$$\mu = \frac{M_u}{f_b.b.d^2} \qquad \text{(VIII.9)}$$

$$f_b = \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83$$

$$\mu = \frac{11.31 \times 10^6}{19.83 \times 10^2 \times 100 \times 28.3^2} = 0.0712$$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(0.074)\ =\ 0.0925 =$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times d(1 - 0.4\alpha)} = \frac{11.31 \times 10^6}{348 \times 10^2 \times 28.3 \times 0.963} = 11.92cm^2/ml$$

On prend : 6HA16 soit $A_s = 12.06cm^2/ml$

L'armature comprimée n'est pas obligatoire dans ce cas mais pour des raisons constructives, on prend : $A'_s = \frac{A_s}{3} = 4.02cm^2/ml$

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{min} \geq 0.23.\frac{f_{t28}}{f_e}.bd \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times \frac{2.7}{400} \times 100 \times 28.3 = 4.39cm^2/ml$ Vérifiée.

Vérification à l'ELS

$\sigma_b = \frac{M_s}{I} y$ (VIII.10)

$\sigma_s = n \times \frac{M_s}{I}(d-y)$ (VIII.11)

Pour déterminer y on résout l'équation suivante :

$b\frac{y^2}{2} + nA'(y-d') - nA(d-y) = 0$ dans notre cas on obtient l'équation suivante :

$$50y^2 + 241.2y - 5300.37 = 0 \quad \text{(VIII.12)}$$

Après résolution de l'équation on trouve :

$Y = 8.163$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-d')^2 \quad \text{(VIII.13)}$$

$I = 84027.74cm^4$

Donc :

$\sigma_b = \frac{8.4 \times 10^6}{84027.74} \times 8.163 = 816.03N/cm^2$

$\sigma_b = 8.16MPa < 0{,}6f_{c28}$ Vérifiée.

$\sigma_s = 15 \times \frac{8.4 \times 10^6}{84027.74}(28.3 - 8.163) = 302MPa$

Pour une fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_s}$=min$\{2/3f_e\ ; 110\sqrt{\eta f_{tJ}}\}$= 228,1 MPa

$\sigma_s = 302MPa > \overline{\sigma_s}$=228,1 MPa non vérifiée donc on doit changer la section d'armature.

On prend : $A_s = 8HA20 = 25.13cm^2$

pour des raisons lieés à la facilité de réalisation, on prend $A'_s = 5.36cm^2$

soit 6HA14 ($9.24cm^2$)

Donc : $y = 12.3$; $I = 112464.18cm^4$

$\sigma_b = 9.18MPa < 0.6f_{c28}$ Vérifiée.

σ_s =179.25MPa< $\overline{\sigma_s}$=228.1 MPa Vérifiée.

VIII.3.4.1.5. Ferraillage horizontal

D'après les documents SETRA on dispose tous les 15cm un HA20.

VIII.3.4.2. Dalle de transition :

Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2.5 \times 0.33 \times 1 = 0.825t$/ml

Poids du remblai $g_2 = 1.8 \times 1.2 \times 1 = 2.16t$/ml

Poids propre du revêtement $g_3 = 2.2 \times 0.06 \times 1 = 0.132$t/ml

Poids total $G_1 = g_1 + g_2 + g_3 = 3.117$t/ml

Surcharge sur remblai $Q = 1 \times 1.2 = 1.2t/ml$

$M_{max} = \frac{ql^2}{8}$ et $T_{max} = \frac{ql}{2}$

Tableau VIII.21. Sollicitation induite dans la dalle de transition

	M (t.m)	T
G	12.95	8.98
Q	4.98	3.46

VIII.3.4.2.1. Combinaison des efforts

ELU : $M_u = 1.35M_G + 1.6M_Q = 25.45\text{t.m}$

$T_U = 1.35T_G + 1.6T_Q = 17.66\ t.m$

ELS: $M_S = M_G + M_Q = 17.93\ \text{t.m}$

$T_S = T_G + T_Q = 12.44\ t.m$

VIII.3.4.2.2. ELU

VIII.3.4.2.2.1. Longitudinale

On suit les mêmes étapes qu'on suivies pour le ferraillage du mur garde grève on trouve :

$$\mu = \frac{M_u}{f_b . b . d^2}$$

$$f_b = \frac{0.85 . f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83$$

$$\mu = \frac{25.45 \times 10^6}{19.83 \times 10^2 \times 100 \times 30^2} = 0.142$$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ =1.057

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times d(1 - 0.4\alpha)} = \frac{25.45 \times 10^6}{348 \times 10^2 \times 30 \times 0.577} = 42.23 cm^2/ml$$

On prend : 9HA25 soit $A_s = 44.18 cm^2/ml$

L'armature comprimée n'est pas obligatoire dans ce cas mais pour des raisons constructives.

On prend : $A'_s = \frac{A_s}{3} = 14.72\ cm^2/ml$ Soit : 9HA16 pour A's = 18.10 cm²/ml.

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} . bd \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \frac{2.7}{400} \times 100 \times 30 = 4.65 cm^2/ml$$ Vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{T_u}{b . d} = \frac{0.1766}{1 \times 0.3} = 0.59 MPa$$

Pour une fissuration préjudiciable $\overline{\tau_u} = min(4MPa\ ;\ 0.1 f_{c28}) = 3.5 MPa$

$\tau_U < \overline{\tau_u}$ est vérifiée

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u . b}{0.8 f_e} = \frac{0.59 \times 1}{400 \times 0.8} = 0.18 cm$$

$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 27cm$ $\quad soit \quad$ $S_t = 20cm$

$A_t \geq 0.18 \times 20 = 3.6 cm^2$

Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.4 \times 100}{400} = 0.10 cm \quad avec \quad S_t = 20cm\ et\ A_t = 2cm^2$$

Soit : 2 cadres de HA12/ml pour As = 4.52 cm².

VIII.3.4.3. Corbeau :

Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = \frac{ql}{2} = 0.33 \times 5.766 \times \frac{2.5}{2} = 2.38$t/ml

Réaction due aux poids des terres : $R_2 = \frac{ql}{2} = 1 \times 5.677 \times \frac{1,8}{2} = 5.19$t/ml

Réaction due au revêtement : $R_3 = \frac{ql}{2} = 0.06 \times 5.677 \times \frac{2.2}{2} = 0.38$t/ml

Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = \frac{ql}{2} = 0.68$t/ml

Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = \frac{ql}{2} = 1 \times 5.766 \times \frac{1.2}{2} = 3.45t/\text{ml}$

$R_{ELU} = 1.35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.6R_5 = 1.35(2.38 + 5.19 + 0.38 + 0.68) + 1.6(3.45)$

$R_{ELU} = 17.17t/ml$

$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1.2R_5 = (2.38 + 5.19 + 0.38 + 0.68) + 1.2(3.45)$

$R_{ELS} = 12.77t/ml$

$M_{ELU} = R_{ELU} \times 0.33 = 5.65t.m/ml$

$M_{ELS} = R_{ELS} \times 0.33 = 4.21t.m/ml$

VIII.3.4.3.1. Calcul du ferraillage à ELU

$M_u = 5.65t.m$

$$\mu = \frac{M_u}{f_b.b.d^2}$$

$$f_b = \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83$$

$$\mu = \frac{5.65 \times 10^6}{19.83 \times 10^2 \times 100 \times 170^2} = 0.00098$$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.00123$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times d(1 - 0.4\alpha)} = \frac{5.65 \times 10^6}{348 \times 10^2 \times 170 \times 0.999} = 0.95cm^2/ml$$

On prend 2HA8 soit $A_s = 1{,}01cm^2/ml$

Vérification de la condition de non fragilité

$A_{min} \geq 0.23\frac{f_{t28}}{f_e}.b.d \rightarrow A_{min} \geq 0{,}23\frac{2{,}7}{400}.100.170 \geq 7.92$ non vérifiée

La condition de non fragilité est non vérifiée, donc on doit rajouter une autre quantité d'acier.

Donc 5 barres de HA25 (5HA25) $As = 24.54\ cm^2$

Alors on prend : $A_s = A_{min}$ soit 5HA25

Pour l'armature de construction on prend : $A'_s = \frac{A_s}{3} = 8.18cm^2/ml$

Soit 6HA14 $A'_s = 9.24cm^2$

VIII.3.4.3.2. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I}y \qquad \text{(VIII.14)}$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_s}{I}(d - y)$$

Pour déterminer y on résout l'équation suivante :

$b\frac{y^2}{2} + nA'(y - d') - nA(d - y) = 0$ dans notre cas on obtient l'équation suivante :

$50y^2 + 271.5y - 26077.8 = 0$ après résolution de l'équation on trouve :

$Y = 20.28$

$I = \frac{b.y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$

$I = 3745119.5cm^4$

Donc :

$$\sigma_b = \frac{4.21 \times 10^6}{3745119.5} \times 20.28 = 22.79N/cm^2$$

$\sigma_b = 0.228MPa < 0.6f_{c28}$ Vérifiée.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4.21 \times 10^6}{3745119.5}(170 - 20.28) = 25.24MPa$$

Pour une fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_s} = min\{2/3f_e\ ; 110\sqrt{\eta f_{tJ}}\} = 228.1\ MPa$

$\sigma_s = 25.24MPa < \overline{\sigma_s} = 228.1MPa$ Vérifiée.

VIII.3.4.3.3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{T_u}{b.d} = \frac{0.1717}{1 \times 1.7} = 0.101MPa$$

Pour une fissuration préjudiciable $\overline{\tau_u}$=inf. (4MPa ; 0,1f_{c28})= 3.5MPa

$\tau_U < \overline{\tau_u}$ est vérifiée

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u.b}{0.8f_e} = \frac{0.101 \times 1}{400 \times 0.8} = 0.000315cm$$

$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$ $soit$ $S_t = 30cm$

$A_t \geq 0.000315 \times 30 = 0.00945cm^2$

VIII.3.4.3.4. Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.4 \times 100}{400} = 0.10cm \; avec \; S_t = 30cm \; et \; A_t = 4cm^2$$

Soit 4 cadres de HA12/ml pour As = 4.52 cm².

VIII.3.4.4. Mur frontal :

Le mur frontal est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée, les sollicitations auxquelles il est soumis sont :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau VIII.22. Efforts et moments agissants sur le mur frontal.

Effort		Calcul	N(t)	H(t)	e (m)	M_h(t.m)	M(t.m)
Réaction du tablier			293.66	/	0		0
Corbeau + G. grève				35.4	0.66		23.36
Poids propre			325.35		0		0
Poussée des terres	1er Cas	$0.5 \times 1.8 \times (1 + 0.045) \times 7.2^2 \times 0.42 \times 12.05$		246.75	3.6	888.3	
	$2^{éme} Cas$	$0.5 \times 1.8 \times (1 - 0.045) \times 7.2^2 \times 0.42 \times 12.05$		255.5	3.6	919.8	
Poussée remblai	1er Cas	$1.2 \times (1 + 0.045) \times 7.2 \times 0.42 \times 12.05$		45.7	3.6	164.52	
	$2^{éme} Cas$	$1,2 \times (1 - 0.045) \times 7.2 \times 0.42 \times 12.05$		41.75	3.6	150.03	
Force de freinage						4.57	

Tableau VIII.23. Valeurs des sollicitations.

Condition normale		Condition sismique	
$N(t)$	$M\ (t.m)$	$N(t)$	$M\ (t.m)$
619.01	753	619.01	1069.83

Le calcul est se fait par un mètre linéaire (L=12,05m) donc :

Tableau VIII.24. Valeurs des sollicitations à ELS.

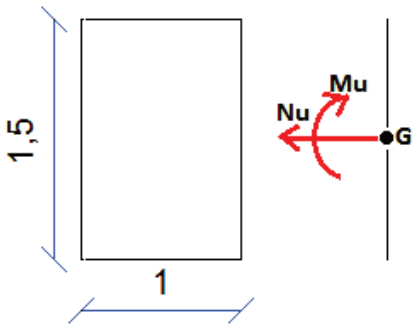
Condition normale		Condition sismique	
$N(t/ml)$	$M\ (t.m/ml)$	$N(t/ml)$	$M\ (t.m/ml)$
103.17	125.5	103.17	106.53

Tableau VIII.25. Valeurs des sollicitations à ELU.

Condition normale		Condition sismique	
$N(t/ml)$	$M\ (t.m/ml)$	$N(t/ml)$	$M\ (t.m/ml)$
137.55	167.33	137.55	142.052

VIII.3.4.4.1. Ferraillage vertical

On est dans le cas d'une flexion composée définie par un effort de compression et un moment.



$\frac{l_f}{h} \leq max(15; 20\frac{e_1+e_a}{2})$

$l_f = 0.7 \times 7.2 = 5.04m$

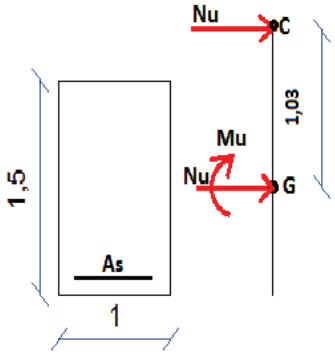
$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{142.05}{137.55} = 1.03m$

$e_a = max\left(2cm; \frac{l}{250}\right) = max\left(2cm; \frac{720}{250}\right) = 2.88cm$

$\frac{l_f}{h} = 3.36$ et $max\left(15; 20\frac{e_1+e_a}{2}\right) = 15$

Donc l'inégalité $\frac{l_f}{h} \leq max(15; 20\frac{e_1+e_a}{2})$ est vérifiée

On calcul l'armature de la section avec les efforts suivant :



$$\begin{cases} \text{N} \\ \text{M} = \text{N}\ (e_1 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$e_2 = \frac{3{l_f}^3}{10000}(2 + \alpha\varphi)$

$\varphi \approx 2$

$e_2 = \frac{3{l_f}^3}{10000}(2 + \alpha\varphi)$

$e_2 = 0{,}095$

$$\begin{cases} \text{N} = 137.55\text{t. m/ml} \\ \text{M} = 137.55\ (1.03 + 0.0288 + 0.095) = 158.7t.m/ml \end{cases}$$

$\frac{158.7}{137.55} = 1.15m > \frac{h}{2} - c$

→ La section est partiellement comprimée

$M_{As} = N_u(1.03 + 0.75 - 0.0288) = 240.08t.m$

$\mu = \frac{M_{As}}{f_b.b.d^2}$

$f_b = \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83$

$\mu = \frac{240.08 \times 10^6}{19.83 \times 10^2 \times 100 \times 147^2} = 0.056$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.072$

$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times d(1 - 0.4\alpha)} = \frac{240.08 \times 10^6}{348 \times 10^2 \times 147 \times 0.95} = 48.32cm^2/ml$

On prend : 8HA32 soit $A_s = 64.34cm^2/ml$ coté remblais (intérieur)

Et côté extérieur on prend $A'_s = \frac{A_s}{3} = 21.44cm^2$ soit 8HA20 (25.13cm²)

Vérification de la condition de non fragilité

$A_{min} \geq 0.23\frac{f_{t28}}{f_e}.b.d \rightarrow A_{min} \geq 0.23\frac{2.7}{400} \times 100 \times 147 = 22.82cm^2/ml$

La condition de non fragilité est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$\tau_U = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1.375}{1 \times 1.47} = 0.936MPa$

Pour une fissuration préjudiciable $\overline{\tau_u} = min(4MPa\ ;\ 0.1f_{c28}) = 3.5MPa$

$\tau_U < \overline{\tau_u}$ Vérifiée.

$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u.b}{0.8f_e} = \frac{0.936 \times 1}{400 \times 0.8} = 0.003cm$

$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)\ \ soit\ S_t = 30cm$

Pourcentage minimal

$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.4 \times 100}{400} = 0.10cm\ avec\ A_t \geq 3cm^2\ et\ S_t = 30cm^2$

Soit 2 cadres de HA14/ml pour As = 3.08 cm².

VIII.3.4.4.2. Ferraillage horizontal

Le ferraillage horizontal se détermine en flexion simple on trouve :

M_u =142.052t.m

$\mu = \frac{M_u}{f_b.b.d^2}$

$f_b = \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1{,}5} = 19{,}83$

$\mu = \frac{148.052 \times 10^6}{19.83 \times 10^2 \times 100 \times 147^2} = 0.034$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.044$

$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times d(1 - 0.4\alpha)} = \frac{142.052 \times 10^6}{348 \times 10^2 \times 140 \times 0.976} = 24.26cm^2/ml$

On prend : *5HA25* soit $A_s = 24.54cm^2/ml$

$A'_s = \frac{A_s}{3} = 8.18cm^2$ Soit 5HA16 (10.15cm²)

VIII.3.4.5. Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

Efforts horizontaux

Poussée des terres $P_t = \frac{1}{2}(0.33 \times 1.8 \times 9.61^2 \times 1) = 27.37t/ml$

Poussée des surcharges sur remblai $P_{sr} = 0.33 \times 1.2 \times 9.61 \times 1 \times 1 = 3.8t/ml$

Poussée de la surcharge concentrée (2t) $P_{sc} = 2 \times 1.2 = 2.4t$

Les moments

Poussée des terres $M_t = 27.37 \times 9.61/3 = 87.67t.m/ml$

Poussée des surcharges sur remblai $M_{Sr} = 3.8 \times 9.61/2 = 18.26t.m/ml$

Poussée de la surcharge concentrée $M_{Sc} = 2.8 \times (9.61 - 1) = 24.11t.m/$ml

Les combinaisons

$M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_{Sr} + M_{Sc}) = 186.15t.m/ml$

$M_{ELS} = M_t + 1.2(M_{Sr} + M_{Sc}) = 138.5t.m/ml$

Efforts verticaux

Poids propre du mur $P_G = 1 \times 0.5 \times 9.61 \times 2.5 = 12.01t$ /ml

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{Sc} = 4 \times 1.2 = 4.8t$/ml

Les moments

Poids propre du mur : $M_G = 12.01 \times 2.8 = 33.6t.m$/ml

Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $M_{Sc} = 4{,}8(9.3 - 1) = 39.84t.m$/ml

Les combinaisons

$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6(M_{Sc}) = 109.104t.m/ml$

$M_{ELS} = M_t + 1.2(M_{Sc}) = 81.408t.m/ml$

VIII.3.4.5.1. Calcul du ferraillage

VIII.3.4.5.1.1.Ferraillage horizontal

En calcul le ferraillage en flexion simple

$M_u = 186.15t.m$

$$\mu = \frac{M_u}{f_b.b.d^2}$$

$$f_b = \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83$$

$$\mu = \frac{186.15 \times 10^6}{19.83 \times 10^2 \times 100 \times 45^2} = 0.46$$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.912$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times d(1 - 0.4\alpha)} = \frac{186.15 \times 10^6}{348 \times 10^2 \times 45 \times 0.634} = 187.5cm^2/ml$$

On prend : 28HA32 soit $A_s = 225.12cm^2/ml$

Vérification de la condition de non fragilité

$A_{min} \geq 0.23\frac{f_{t28}}{f_e}.b.d \rightarrow A_{min} \geq 0.23\frac{2.7}{400} \times 100 \times 45 \geq 6.98$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Pour l'armature de construction, on prend : $A'_s = \frac{A_s}{3} = 75.04cm^2/ml$ Soit 15HA25 (75.36cm²)

VIII.3.4.5.1.2.Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I}y$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_s}{I}(d - y)$$

Pour déterminer y on résout l'équation suivante :

$b\frac{y^2}{2} + nA'(y - d') - nA(d - y) = 0$ dans notre cas on obtient l'équation suivante :

$50y^2 + 4024.8y - 135900 = 0$

Après résolution de l'équation on trouve :

$Y = 25.61cm$

$I = \frac{b.y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'\left(y - d'\right)^2 \rightarrow I = 2128272.17cm^4$

Donc :

$$\sigma_b = \frac{138.5 \times 10^6}{2128272.17} \times 25.61 = 1666.6N/cm^2$$

$\sigma_b = 16.66MPa < 0.6f_{c28}$ Vérifiée.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{135.8 \times 10^6}{2128272.17}(45 - 25.61) = 185.6MPa$$

Pour une fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_s} = min\{2/3f_e\ ; 110\sqrt{\eta f_{tJ}}\} = 228.1\ MPa$

$\sigma_s = 185{,}6MPa > \overline{\sigma_s} = 228{,}1\ MPa$ Vérifiée**.**

VIII.3.4.5.1.3.Ferraillage vertical

En calcul le ferraillage en flexion simple

$M_u = 109.104t.m$

$\mu = \dfrac{M_u}{f_b.b.d^2}$

$f_b = \dfrac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} = \dfrac{0.85\times35}{1.5} = 19.83$

$\mu = \dfrac{109.104\times10^6}{19.83\times10^2\times100\times45^2} = 0.271$

$\alpha = 1.25(1-\sqrt{1-2\mu}) = 0.405$

$A_s = \dfrac{M_u}{\sigma_s\times d(1-0.4\alpha)} = \dfrac{109.104\times10^6}{348\times10^2\times45\times0.838} = 83.15cm^2/ml$

On prend : 23HA25

Vérification de la condition de non fragilité

$A_{min} \geq 0.23\dfrac{f_{t28}}{f_e}.b.d \rightarrow A_{min} \geq 0.23\dfrac{2.7}{400}\times100\times45 \geq 6.98$

La condition de non fragilité est vérifiée

Pour l'armature de construction on prend : $A'_s = \dfrac{A_s}{3} = 29.5cm^2/ml$ Soit 19HA16 (38.19cm²)

VIII.3.4.5.1.4.Vérification à l'ELS

$\sigma_b = \dfrac{M_s}{I}y$

$\sigma_s = n\times\dfrac{M_s}{I}(d-y)$

Pour déterminer y on résout l'équation suivante :

$b\dfrac{y^2}{2} + nA'(y-d') - nA(d-y) = 0$ dans notre cas on obtient l'équation suivante :

$50y^2 + 1868{,}4y - 62370 = 0$

Après résolution de l'équation on trouve :

Y=21,27cm

$I = \dfrac{b.y^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'\left(y-d'\right)^2 \rightarrow I = 2580731.83cm^4$

Donc :

$\sigma_b = \dfrac{81.408\times10^6}{2580731.83}\times21.27 = 670.95N/cm^2$

$\sigma_b = 6.7MPa < 0.6f_{c28}$ Vérifiée.

$\sigma_s = 15\times\dfrac{81.408\times10^6}{2580731.83}(45-21.27) = 112.3MPa$

Pour une fissuration préjudiciable $\overline{\sigma_s} = min\{2/3f_e\ ; 110\sqrt{\eta f_{tJ}}\} = 228.1MPa$

$\sigma_s = 112.3MPa > \overline{\sigma_s} = 228.1\ MPa$ Vérifiée.

VIII.3.4.5.2. Ferraillage de la semelle

Les efforts agissant sur la semelle sont :

- Réaction transmise par le tablier $(Rt) = 293.66t$
- Poids des terres $(Pt) = 1.8\times12.05\times9.61\times4.3 = 895.36t$
- Poids propre du reste des éléments de la culée

$$(Pc) = (P_{GG} + P_{Mr} + P_{Mf} + P_{D+C}) = 472.34t$$

- Poids dû à la surcharge sur remblai $(Ps) = 1.2 \times 12.05 \times 4.3 \times 1 = 62.178t$

Tableau. Récapitulatifs des efforts agissant sur la semelle.

Effort	N(t)	M_S (t.m)	M_R (t.m)
(Rt)	293.66		51.4
(Pt)	895.36	1790.72	
(Pc)	472.34		82.66
(Ps)	62.178	124.356	

$N_{max} = 1723.54t$
$M_{max} = 1781.016\ t.m$

VIII.3.4.5.3. Détermination du nombre de pieux

$n = \frac{N_{max}}{Q_p}$, $Q_p =$ Capacité portante d'un pieu donnée par le rapport de sol : $Q_p = 169.85t$

$$n = \frac{N_{max}}{Q_p} = \frac{1723,54}{169.85} = 10.47\ On\ prend\ n = 12\ Pieux$$

VIII.3.4.5.4. Effort revenant à chaque pieu

L'effort normal revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_{pieu} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2} \qquad \text{(VIII.15)}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

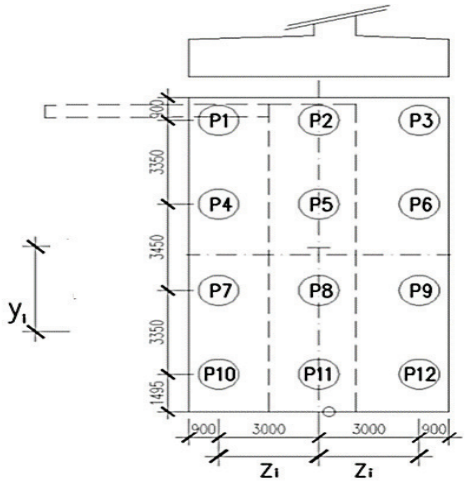


Figure VIII.8. Disposition des pieux sous culée

Le tableau suivant résume les résultats de chaque pieu :

Tableau VIII.26. Récapitulatifs des efforts revenant à chaque pieu.

N°Pieu	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
$C.N$	126.8	199.4	271.8	124.8	197.6	270.2	122.1	194.8	267.4	118.6	191.2	263.6
$C.S$	149.9	132.8	115.6	141.7	124.5	107.3	132.6	115.5	98.2	132.2	106.2	98.0

VIII.3.4.5.5. Ferraillage transversale

VIII.3.4.5.5.1. Nappe inférieure

D'après les documents « *SETRA* » la section d'armature transversale inférieur est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_a}\left(\frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h}\right) \qquad \text{(VIII.16)}$$

Tel que l est l'entraxe des pieux, b est la largeur du mur frontal et h est la hauteur utile. On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les deux

Conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{Bmatrix} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{Bmatrix}$$

$\text{tg}\,\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}} = \frac{1,6}{\frac{3}{2}-\frac{1,5}{4}} = 1.33$

$\alpha = 54.8°$ Vérifiée.

$\frac{3}{2} - \frac{1.5}{4} = 1.125 \leq h$ Condition vérifiés

VIII.3.4.5.5.2.Condition normale

$\sigma_a = \frac{2}{3}\sigma_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267MPa$

$A_s = \frac{271.8}{26700}\left(\frac{112.,5}{160}\right) = 71.6\ cm^2$ soit : 9 HA32 (72.38cm^2)

VIII.3.4.5.5.3.Condition sismique

$\sigma_a = \sigma_e = 400MPa.$

$A_s = \frac{149.9}{40000}\left(\frac{112.5}{160}\right) = 26.34\ cm^2$

La condition la plus la plus défavorable c'est la condition normale donc On prend :

$A_s = 72.38\text{cm}^2$ soit 9 HA32

L'espacement est de : $S_t = \frac{\varphi_{pieu} + H_{semelle} - d}{n-1}$ (VIII.17)

Avec : $n =$ Nombre de barre = 9

$d =$ Enrobage $= 10\text{cm}$

$\varphi =$ Diamètre de pieu =120cm

$$S_t = \frac{120 + 160 - 10}{9 - 1} = 33.75cm$$

On prend $S_t = 30cm$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + Fpieu = 160 + 120 = 280cm$

Entre les différentes bandes, on utilisera des armatures de répartitions tel que :

$A_r = \frac{72.38}{3} = 24.12\ cm^2\ Soit\ 9HA20(28.27cm^2)$ avec espacement de 30cm

VIII.3.4.6. Nappe Supérieure

$A_{\sup(t)} = \frac{72,38}{10} = 7.24cm^2\ Soit\ 9HA12(10.18cm^2)$ avec espacement de 30cm

VIII.3.4.7. Longitudinal

VIII.3.4.7.1. Nappe inférieure

Pour assurer la transmission des efforts entre la culée et les pieux, on utilise les armatures de répartition, telle que :

$A_{\inf(l)} = \frac{72.38}{3} = 24.12\ cm^2 Soit\ 9HA20(28.27cm^2)$ avec espacement de 30cm.

VIII.3.4.7.2. Nappe Supérieure

$A_{\sup(l)} = \frac{A_{\inf(l)}}{3} = \frac{28.27}{3} = 9.42cm^2 Soit\ 9HA12(10.18cm^2)$ avec espacement de 30cm.

VIII.3.4.7.3. Ferraillage des pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre suivante :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + C_u b_y = 0 \qquad \text{(VIII.18)}$$

Tel que : b : Diamètre du pieu b = 1.2m
C_u : Module de réaction du sol = 6.6Kg/cm^3
y : Déplacement en tête du pieu
E : Module d'élasticité du béton E = 359820Kg/ cm²
I : Moment d'inertie du pieu = $10.178 \times 10^6\ cm^4$

La solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$ (VIII.19)

α: Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WARNER

Notre pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

VIII.3.4.7.4. Calcul du coefficient d'amortissement du module de WERNER λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} \qquad \text{(VIII.20)}$$

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{6.6\times120}{4\times359820\times10.178\times10^6}} = 0.271$

D'où la largeur est de $\lambda_L = 0.267 \times 20 = 5.42$

VIII.3.4.8. Effort tranchant en tête du pieu

VIII.3.4.8.1. Condition normale

La force de freinage $F_r = 0.95 \times 300 = 28.5t$
Poussée des terres et surcharges $329.82t$
$H = 28.5 + 329.82 = 358.32t$

D'où : $\bar{P} = \frac{H}{12} = 29.86t/$ pieu

VIII.3.4.8.2. Condition sismique

$H_{sé} = 0.15 \times (889.055 + 735) = 243.6t$
Poussée des terres et surcharges 439.6t
$H = 243.6 + 439.6 = 683.21t$ D'où $\bar{P} = \frac{H}{12} = 57.24t/pieu$

VIII.3.4.8.3. Calcul des moments par la formule de WERNER

À l'aide de la formule : $EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P}$ (VIII.21)

On peut déterminer les moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différent points.

Le pieu est encastré dans la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$M(z) = X_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta P}$ (VIII.22)

Tant que :

$\bar{M}$: moment en tête du pieu

λ: coefficient d'amortissement

$X_{\theta M}$ *et* $X_{\theta P}$ Donnée par l'abaque de WERNER en fonction λ_L

$$M(z) = EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = -\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}}$$

VIII.3.4.8.3.1.Déterminations des coefficients $\chi_{\theta M}$: et $\chi_{\theta P}$

$\lambda_L = 4 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.26$; $\chi_{\theta P} = 1.54$

$\lambda_L = 6 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.45$; $\chi_{\theta P} = 1.65$

Pour $\lambda_L = 5.42 \rightarrow X_{\theta P} = 1.355$; $X_{\theta M} = 1.595$

Condition normale $\bar{P} = 29.86t \rightarrow \bar{M} = -93.6t.m$

Condition sismique $\bar{P} = 57.24t \rightarrow \bar{M} = -179.43t.m$

VIII.3.4.8.3.2.Détermination des moments tout au long du pieu

$$M(z) = X_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta P} \quad \text{(VIII.23)}$$

Condition normale :

$$M(z) = X_{\theta M} \times (-93.6) + \frac{29.86}{0.271} \times X_{\theta P} \quad \text{(VIII.24)}$$

Condition sismique :

$$M(z) = X_{\theta M} \times (-179.43) + \frac{57.24}{0.271} \times X_{\theta P} \quad \text{(VIII.25)}$$

Tableau VIII.27. Valeurs des moments induits dans un pieu.

Z(m)	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L
	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00
$\chi_{\theta M}$	0.970	0.880	0.650	0.440	0.260	0.100	0.040	0.010
$\chi_{\theta P}$	0.380	0.630	0.660	0.560	0.420	0.250	0.140	0.040
Condition Normal	-48.92	-12.95	11.87	20.51	21.93	18.18	11.68	3.47
Condition sismique	-93.78	-24.83	22.76	39.32	42.05	34.85	22.39	6.65

D'après les résultats donnés, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables $\mathrm{M_{max}} = 93.78\mathrm{t.m}$

VIII.3.4.8.4. Calcul du ferraillage

VIII.3.4.8.4.1. Armature longitudinale

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de WALTHER, Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée

$N_r = 149.9t \quad \rightarrow \frac{N_r}{\pi R^2 f_{c28}} = \frac{149{,}9\times10^{-2}}{\pi.0{,}6^2.35} = 0.037$

$M_r = 93.78t.m \quad \rightarrow \frac{M_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{93{,}78\times10^{-2}}{\pi.0{,}6^2.1{,}2.35} = 0.019$

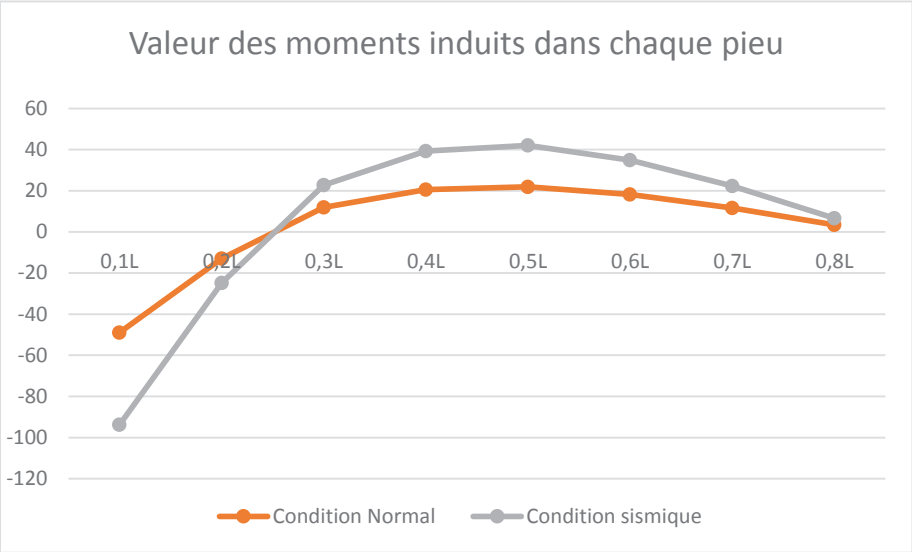


Figure VIII.9. Valeurs des moments induits dans chaque pieu.

D'après l'abaque $\omega = 0.105$

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28}\omega}{f_e} = \frac{\pi.0.6^2 \times 35 \times 0.105}{400} \times 10^4 = 103.9cm^2$$

On prend 22HA25 (108.02cm²)

Vérification du non de fragilité

$A_s = 0.23.\frac{\pi D^2}{4}.\frac{f_{t28}}{f_e} = 17.55cm^2 < 108.02cm^2$ Vérifiée.

VIII.3.4.8.4.2. Armatures transversales

On prendra des cerces avec de HA12 et un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de jonction.

VIII.4. Conclusion

Dans ce chapitre, on a entamé l'étude de l'infrastructure ; les piles, la semelle, la culée et les pieux ; dans les différentes conditions selon les combinaisons données pour une meilleure résistance.

Conclusion générale

Conclusion générale

Durant la période que nous avons consacré à notre projet de fin d'étude, nous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour la conception et l'étude d'un ouvrage d'art en utilisant les règlements nécessaires.

Ce projet nous a permis également de mettre en application un certain nombre de notions théoriques, d'améliorer nos compétences et d'enrichir nos connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur au sein de l'école nationale supérieure des travaux publics.

Enfin, ce mémoire nous a permis de toucher à un domaine privilégie, très vaste, et l'apprentissage dans ce domaine ne cesse jamais.

Ainsi, la formation d'ingénieur de l'ENSTP a été vraiment très bénéfique pour nous, et on espère bien de collaborer dans les études et la réalisation dans le domaine des travaux publics, et de contribuer dans le développement de ce pays.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BENREDHOUANE Mustapha, Cours de Béton Armé, Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2017.

BPEL91 Revisé 99.

Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, *Calcul des pieux courts rigides soumis à des forces horizontales*, Août 1997, RÉF.4149, p 55-75.

CALGARO J. A. & Bérnard-Gély A., Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, France, 1994.

CHAUSSIN. R. Béton précontraint. Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France, 1992.

Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer, France, Juin 2003.

Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton, Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer, France, Septembre 2009.

Document SETRA, Ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et du la mer, France, Février 1996.

EURO CODE 2, *Calcul des structures en béton,* Bruxelles, 2004, p 250.

KIBBOUA. A., Cours des règles parasismiques applicables sur un pont. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger, 2018.

Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art 2008, Ministère des travaux publics, Alger, Algérie, 27 Juin 2009.

THONIER. H., Le béton précontraint aux états limites. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2ème édition, France, 1992.

HANNACHI Z. & BENHADDED M., Conception et étude d'un pont à poutre en béton précontraint sur la RN 44 Wilaya de SKIKDA, ENSTP, Kouba, Algérie, 2013.



ANNEXES



ANNEXE A

Annexe A.1

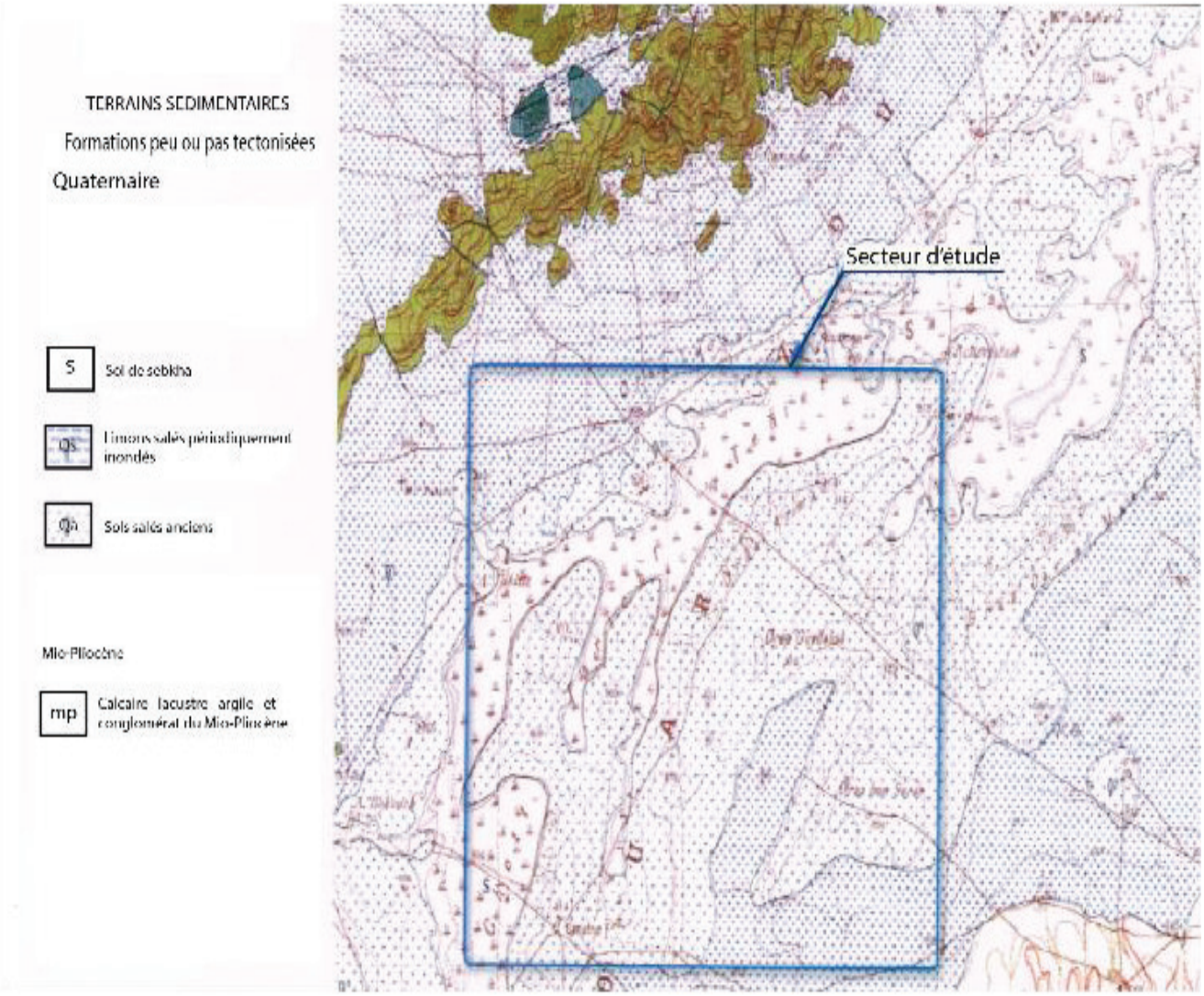


Figure A.1. La carte géologie de la région d'AIN-YAGOUT (Feuille N°146) à l'échelle 1/50000.

Annexe A.2

Tableau A.1. Résultats de sondages pressiometriques.

Caractéristiques géo-mécaniques				
	0-10 m		10-24 m	
Sondage	E (MPa)	Pl (MPa)	E (MPa)	Pl (MPa)
SC 00	8.8	0.8	17.9	1.5
SP 00	4.8	0.5	21.8	1.6
SP 01	2.2	0.3	10.8	1.4
SP 02	4.6	0.6	18.1	1.7
SP 03	2.1	0.4	16.7	1.6
SP 04	2.3	0.5	19.7	1.9
SP 05	5.0	0.7	24.2	2.0
SP 06	6.3	0.7	17.7	1.7
SP 07	4.2	0.5	25.6	1.6
SP 08	5.0	0.7	24.1	1.4
SP 09	6.7	0.7	34.1	2.2
SP 10	11.4	0.8	28.2	1.9
SP 11	13.4	1.0	27.5	2.3
SP 12	29.0	0.9	49.4	1.0
SP 13	26.5	1.1	56.8	1.7
SP 14	13.0	0.9	30.4	1.0
SP 15	14.6	0.8	8.7	0.8
SP 16	11.2	0.9	14.3	1.1
SP 17	20.3	1.7	22.8	1.5
SP 18	17.6	1.7	20.7	1.6
SP 19	17.6	1.1	32.1	1.3
SP 20	21.9	1.0	47.7	1.4
SP 21	27.2	1.5	15.5	0.9
SP 22	20.1	0.9	40.6	1.5
SP 23	24.0	1.2	39.2	1.6
SP 24	1.5	0.1	34.6	1.6
SP 25	14.6	0.8	35.5	1.4
SP 26	17.1	0.6	48.9	2.0
SP 27	14.5	1.1	21.4	1.8
SP 28	7.3	0.5	33.0	2.0
SC01	6.3	0.4	28.5	1.8
Valeur moyenne	**12.3**	**0.8**	**28.0**	**1.6**

Annexe A.3

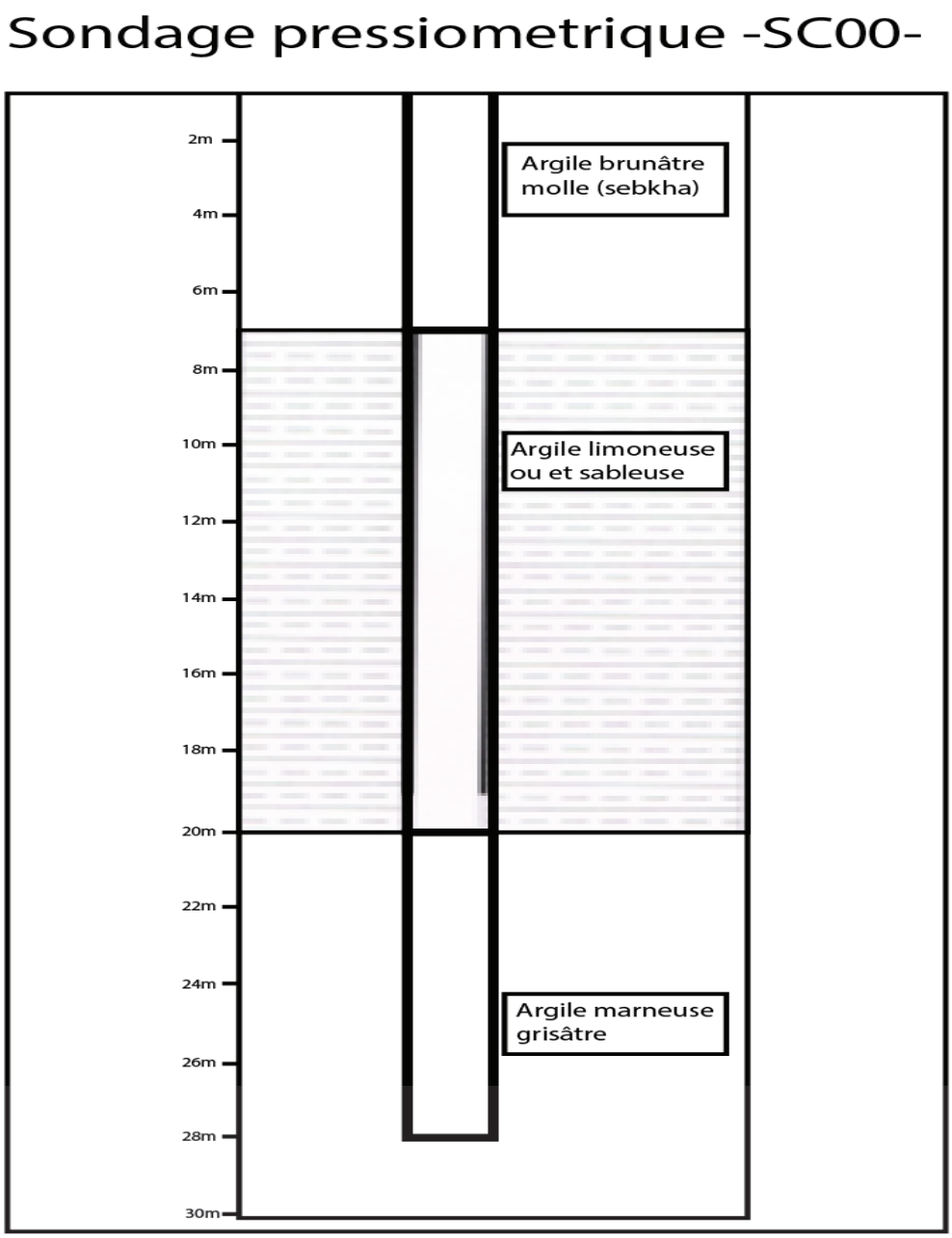


Figure A.2. Coupe géologique.

ANNEXE B

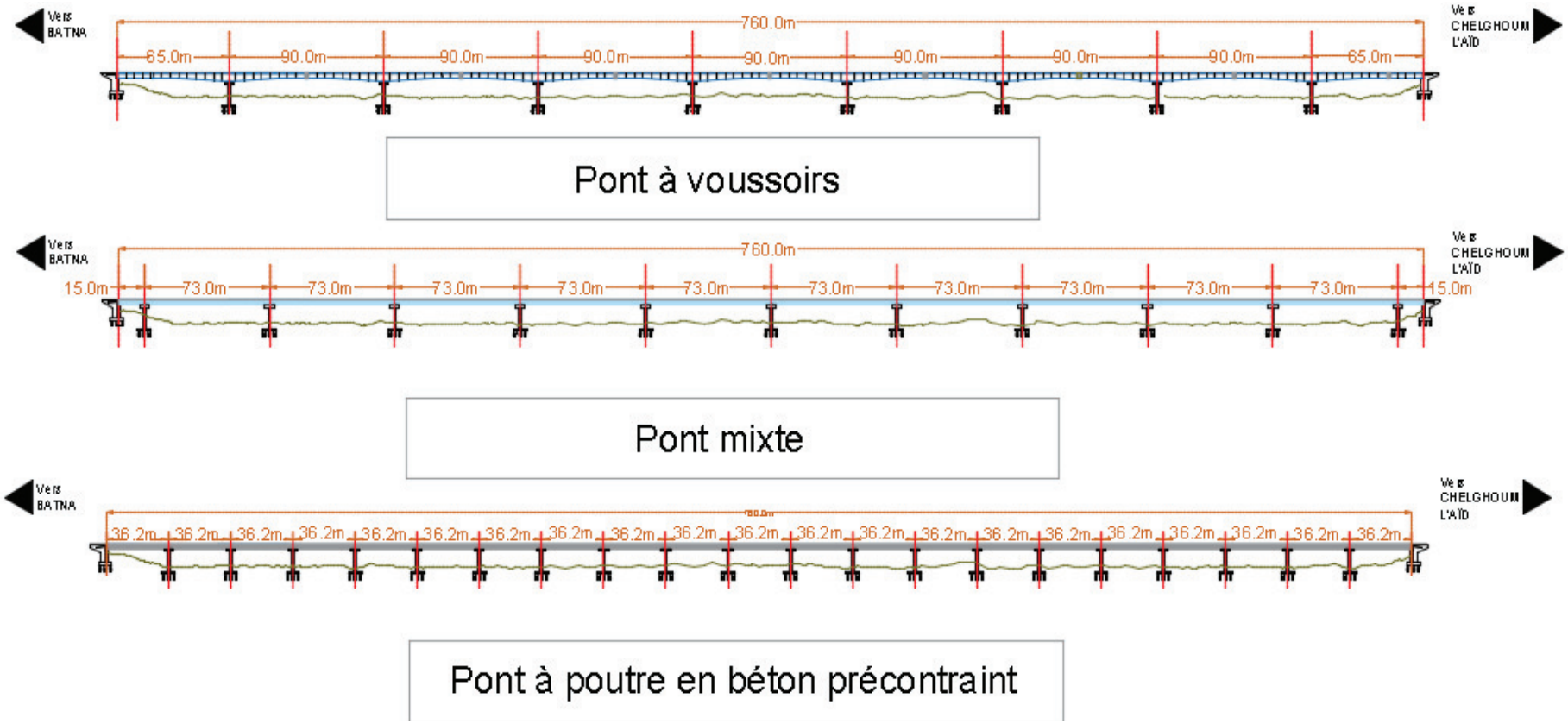


Figure B.1.Coupe longitudinale des variantes.

ANNEXE C

Annexe C.1

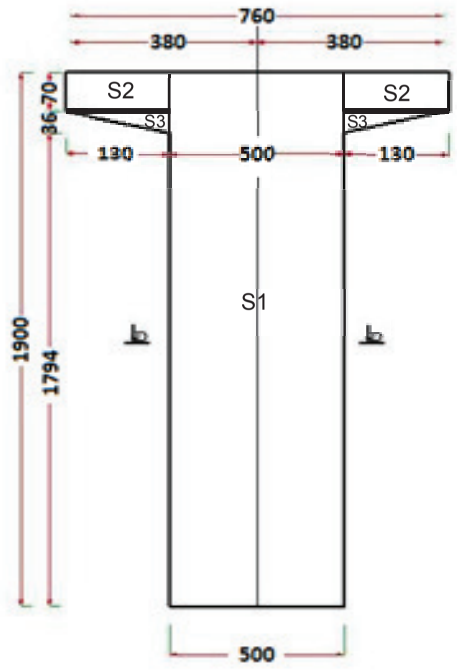


Figure C.1. Section d'about.

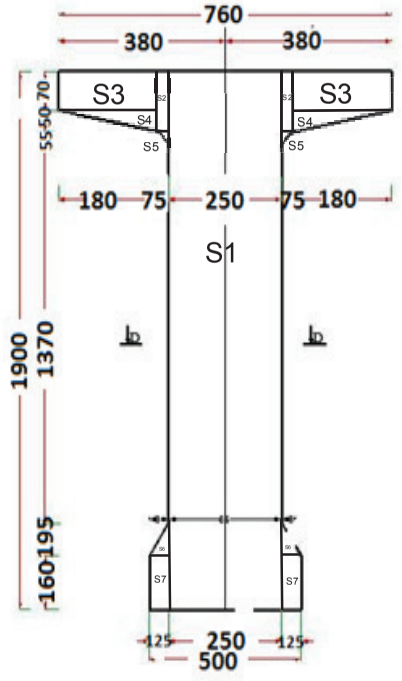


Figure C.2. Section médiane.

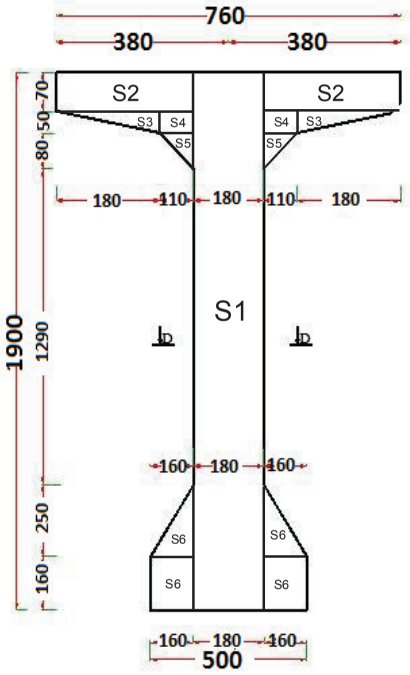


Figure C.3. Section de mi-travée.

Annexe C.2

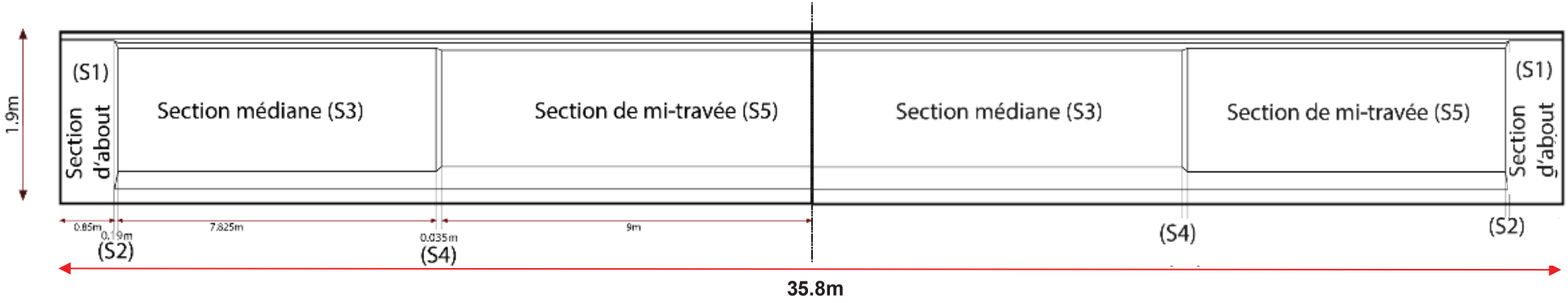


Figure C.4. Coupe longitudinale de la poutre.

Annexe C.3

Tableau C.1. Classe des ponts.

La classe	La largeur roulable
1	$l_r \geq 7$ m
2	5.50 m< l_r< 7 m
3	l_r<5.50 m

Annexe C.4

Tableau C.2. Coefficient de dégressivité transversale.

Nombre de voies chargées	1	2	3	4	5	4 - 0.002L
a_1	1	1	0.9	0.75	0.7	

Annexe C.5

Tableau C.3. Coefficient v_0.

Classe du pont	v_0
1^{er} Classe	3.5
$2^{éme}$ Classe	3.0
$3^{éme}$ Classe	2.75

Annexe C.6

Tableau C.4. Coefficient b_C.

Classe Du pont	Nombre de files disposées transversalement				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1.2	1.10	0.95	0.80	0.70
II	1.00	1.00	-	-	-
III	1.00	0.80	-	-	-

Annexe C.7

Tableau C.5.Coeffcient b_t.

Classe de pont	I	II
b_t	1.2	1.0

Annexe C.8

Pour interpoler à $\boldsymbol{\theta}$ on utilise la relation :

$$K_{\boldsymbol{\theta}} = \left(\frac{\boldsymbol{\theta}_i - \boldsymbol{\theta}_{min}}{\boldsymbol{\theta}_{max} - \boldsymbol{\theta}_{min}}\right) \times (K_{max} - K_{min}) + K_{min}$$

Tableau C.6. Coefficients longitudinaux pour $\boldsymbol{\theta} = 0.7$ et $\boldsymbol{\alpha} = 0$.

e / Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.0216	0.5464	1.0580	1.4938	1.6955	1.4938	1.0580	0.5464	0.0216
b/4	-0.3589	0.1095	0.5862	1.0670	1.4938	1.7118	1.5548	1.1934	0.7809
b/2	-0.5114	-0.1756	0.1798	0.5862	1.0580	1.5548	1.9393	2.0554	2.0618
3b/4	-0.5575	-0.3794	-0.1756	0.1095	0.5464	1.1934	2.0554	3.0254	3.9282
b	-0.5733	-0.5575	-0.5114	-0.3589	0.0216	0.7809	2.0618	3.9282	6.2464

Tableau C.7. Coefficients longitudinaux pour θ=0.75 et α=0.

e / Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.1260	0.4719	1.0606	1.5732	1.8138	1.5732	1.0606	0.4719	-0.1260
b/4	-0.4324	0.0588	0.5657	1.0920	1.5732	1.8140	1.5951	1.1305	0.6074
b/2	-0.4953	-0.1809	0.1589	0.5657	1.0606	1.5951	1.9919	2.0449	1.9577
3b/4	-0.4508	-0.3299	-0.1809	0.0588	0.4719	1.1305	2.0449	3.0841	4.0292
b	-0.3776	-0.4508	-0.4953	-0.4324	-0.1260	0.6074	1.9577	4.0292	6.6762

Tableau C.8. Coefficients longitudinaux pour θ=0.715 et α=0.

e / Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.0227	0.5241	1.0588	1.5176	1.7310	1.5176	1.0588	0.5241	-0.0227
b/4	-0.3810	0.0943	0.5801	1.0745	1.5176	1.7425	1.5669	1.1745	0.7289
b/2	-0.5066	-0.1772	0.1735	0.5801	1.0588	1.5669	1.9551	2.0523	2.0306
3b/4	-0.5255	-0.3646	-0.1772	0.0943	0.5241	1.1745	2.0523	3.0430	3.9585
b	-0.5146	-0.5255	-0.5066	-0.3810	-0.0227	0.7289	2.0306	3.9585	6.3753

Tableau C.9. Coefficients longitudinaux pour θ=0.7 et α=1.

Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.7080	0.8319	0.9923	1.1737	1.2783	1.1737	0.9923	0.8319	0.7080
b/4	0.4808	0.5905	0.7407	0.9437	1.1737	1.3307	1.2824	0.1589	1.0461
b/2	0.3342	0.4253	0.5535	0.7407	0.9923	1.0591	1.5134	1.5539	1.5262
3b/4	0.2417	0.3171	0.4253	0.5905	0.8319	1.0652	1.5539	1.9305	2.1668
b	0.1782	0.2417	0.3342	0.4808	0.7080	1.0461	1.5262	2.1668	2.9395

Tableau C.10. Coefficients longitudinaux pour θ=0.75 et α=1.

Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6670	0.8035	0.9869	1.2018	1.3294	1.2018	0.9869	0.8035	0.6670
b/4	0.4351	0.5490	0.7710	0.9377	1.2018	1.3825	1.3128	1.1584	1.0233
b/2	0.2906	0.3804	0.5118	0.7710	0.9869	1.3128	1.5717	1.5976	1.5456
3b/4	0.2030	0.2741	0.3804	0.5490	0.8035	1.1584	1.5976	2.0174	2.2628
b	0.1452	0.2030	0.2906	0.4351	0.6670	1.0233	1.5456	2.2628	3.1462

Tableau C.11. Coefficients longitudinaux pour θ=0.715 et α=1.

e \ Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.6957	0.8234	0.9907	1.1821	1.2936	1.1821	0.9907	0.8234	0.6957
b/4	0.4671	0.5781	0.7498	0.9419	1.1821	1.3462	1.2915	0.4588	1.0393
b/2	0.3211	0.4118	0.5410	0.7498	0.9907	1.1352	1.5309	1.5670	1.5320
3b/4	0.2301	0.3042	0.4118	0.5781	0.8234	1.0932	1.5670	1.9566	2.1956
b	0.1683	0.2301	0.3211	0.4671	0.6957	1.0393	1.5320	2.1956	3.0015

Tableau C.12. Coefficients longitudinaux pour θ=0.715 et α=0.55.

e \ Y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.4634	0.7266	1.0127	1.2906	1.4351	1.2906	1.0127	0.7266	0.4634
b/4	0.1928	0.4216	0.6949	0.9848	1.2906	1.4744	1.3806	0.6902	0.9389
b/2	0.0535	0.2214	0.4222	0.6949	1.0127	1.2748	1.6681	1.7239	1.6932
3b/4	-0.0143	0.0879	0.2214	0.4216	0.7266	1.1195	1.7239	2.3079	2.7657
b	-0.0525	-0.0143	0.0535	0.1928	0.4634	0.9389	1.6932	2.7657	4.0925

Annexe C.8

L'interpolation pour trouver les coefficients de chaque on fait l'interpolation suivante :

$$K_p = K_{min} + (K_{max} - K_{min}) \times \frac{y_p - y_{min}}{y_{max} - y_{min}}$$

Tel que :

y_p : Coordonnée réelle de la poutre.

y_{min} : Coordonnée juste inférieur à y_p.

y_{max} : Coordonnée juste supérieur à y_p.

K_{min} : Coefficient de répartition transversale de la section juste inférieur à K_p.

K_{max} : Coefficient de répartition transversale de la section juste supérieur à K_p.

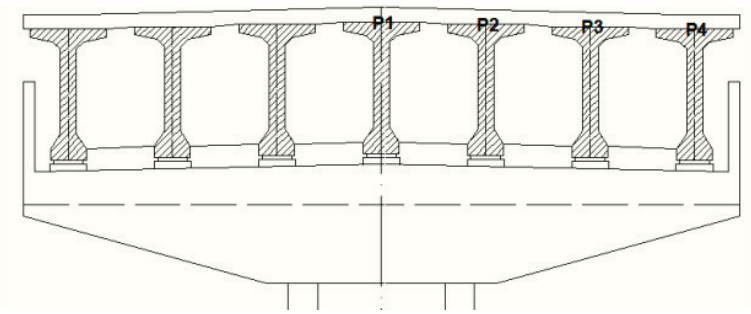


Figure C.5. Désignation des poutres.

Annexe C.9

Tableau C.13. Coefficient de répartition transversale moyenne $K_{\alpha moy}$ pour les chargements repartis.

			P1		P2		P3		P4	
Surcharge		$l_c\ (m)$	S(m^2)	K	S(m^2)	K	S(m^2)	K	S(m^2)	K
A(l)	3voies	9	11.986	1.3318	11.42	1.2689	11.93	1.3262	12.1838	1.3537
Trottoirs	2 trottoirs	2.25	1.2884	0.5726	1.6607	0.7380	3.1244	1.3886	4.656	2.0693
convoi	Mc120	2	2.5196	1.2598	2.3572	1.1786	1.8332	0.9166	1.3898	0.6949
	D240	3.2	4.3524	1.3601	3.8571	1.2053	2.8868	0.9021	1.9747	0.6170

Tableau C.14. Coefficient de répartition transversale moyenne $K_{\alpha moy}$ pour les charges concentrées.

		P1	P2	P3	P4
Bc	3 convois	1.0941	1.0261	0.8974	0.7227
Bt	2 tandems	1.1074	1.0485	0.8611	0.6853

ANNEXE D

Annexe D.1

1. Première étape

1.1. Contraintes dues au moment de la précontrainte

$$F_1 = F_2 = 0.9 \times 0.5 \times 2.66166 = 1.1977MN$$
$$M = F \times n \times e = 1.1977 \times 2 \times (-0.81) = -1.94075MN.m$$
$$\sigma_{sup} = \frac{M.V}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{-1.94075 \times 0.9698}{0.213} = -8.8197MPa$$
$$\sigma_{inf} = \frac{M.V'}{I} \qquad \sigma_{inf} = \frac{-1.94075 \times (-0.9302)}{0.213} = 8.45963MPa$$

1.2. Contraintes dues à la précontrainte

$$N = n \times F = 2.3954MN$$
$$\sigma_{sup} = \frac{N}{B_n} \qquad \sigma_{sup} = \frac{2.3954}{0{,}5026} = 4.766MPa$$
$$\sigma_{inf} = \frac{N}{B_n} \qquad \sigma_{inf} = \frac{2.3954}{0.5026} = 4.766MPa$$

1.3. Contraintes dues au poids propre de la poutre

$$M_{poutre} = 1{,}4 \times \frac{35{,}8^2}{8} = 2.27491MN$$
$$\sigma_{sup} = \frac{M_{poutre}.V}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{2.27491 \times 0.9698}{0.213} = 10.3383\ MPa$$
$$\sigma_{inf} = \frac{M_{poutre}.V'}{I} \qquad \sigma_{inf} = \frac{2.27491 \times (-0.9302)}{0.213} = -9.91621MPa$$

1.4. Contrainte totale

$\sigma_{sup} = (-8.81977 + 4.76602 + 10.3383) = 6.28453MPa > -1{,}5f_{t7}$ Vérifiée.
$\sigma_{inf} = (8.45963 + 4.76602 - 9.91621) = 3.30942\text{MPa} < \sigma_{max}$ Vérifiée.

2. Deuxième étape

2.1. Contraintes dues au moment de la précontrainte

$$F_1 = F_2 = 0.8 \times 1 \times 2.66166 = 2.1293MN$$
$$M = F \times n \times e = 2.1293 \times 2 \times (-0.81) = -3.4503MNm$$
$$\sigma_{sup} = \frac{M.v}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{-3.4503 \times 0.9698}{0.213} = -16.68MPa$$
$$\sigma_{inf} = \frac{M.v'}{I} \qquad \sigma_{inf} = \frac{-3.4503(-0.9302)}{0.213} = 15.03MPa$$

2.2. Contraintes dues à la précontrainte

$$N = n \times F = 2 \times 2.1293 = 4.2586\ MN$$
$$\sigma_{sup} = \frac{N}{B_n} \qquad \sigma_{sup} = \frac{4.2586}{0.5026} = 8.47313\ \text{MPa}$$
$$\sigma_{inf} = \frac{N}{B_n} \qquad \sigma_{inf} = \frac{4.2586}{0.5026} = 8.47313\ \text{MPa}$$

2.3. Contraintes dues au poids propre de la poutre

$$M_{poutre} = 1.4 \times \frac{35.8^2}{8} = 2.27491\ MPa$$
$$\sigma_{sup} = \frac{M_{poutre}.V}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{2.27491 \times 0.9698}{0{,}213} = 10.3383\ MPa$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{poutre}\ .V'}{I} \qquad \sigma_{inf} = \frac{2.27491\times(-0.9302)}{0{,}213} = -9.91621 \text{ MPa}$$

2.4. Contrainte totale

$\sigma_{sup} = (-15.6802 + 8.47313 + 10.3383\ ) = 3.13123 > -1{,}5f_{t28}$ Vérifiée.
$\sigma_{inf} = (15.03944 + \ 8.47313 - 9.91621\ ) = 13.59636 < \ \sigma_{max}$ Vérifiée.

3. Troisième étape

3.1. Contraintes dues au moment de la précontrainte

$$\mathrm{F_1} = \mathrm{F_2} = 0.8 \times 2.66166 = 2.1293MN$$
$$M = F \times n \times e = 2.1293 \times 2 \times (-0.81) = -3.4503\ MPa$$
$$\sigma_{sup} = \frac{M.V}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{-3.4503\times0.9698}{0.213} = -15.68 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{inf} = \frac{M.V'}{I} \qquad \sigma_{inf} = \frac{-3.4503\times(-0.9302)}{0.213} = 15.03MPa$$

3.2. Contraintes dues à la précontrainte

$$N = n \times F = 2 \times 2.1293 = 4.2586MN$$
$$\sigma_{sup} = \frac{N}{B_n} \qquad \sigma_{sup} = \frac{4.2586}{0.5026} = 8.47MPa$$
$$\sigma_{inf} = \frac{N}{B_n} \qquad \sigma_{inf} = \frac{4.2586}{0.5026} = 8.47MPa$$

3.3. Contraintes dues au poids propre

$$M_{p+h} = \left(1.4 + \frac{6.6275}{7}\right) \times \frac{35.8^2}{8} = 3.81688\ MN.m$$
$$\sigma_{sup} = \frac{M_{p+h}\ .V}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{3.81688\times0.9698}{0.213} = 17.346\ MPa$$
$$\sigma_{inf} = \frac{M_{p+h}\ .V'}{I} \qquad \sigma_{inf} = \frac{3.81688\times0.9302}{0.213} = \ 16.6375\text{MPa}$$

3.4. Contrainte totale

$\sigma_{sup} = (-15.6802 + \ 8.47313 + 17.346\ ) = 10.13893 > -1{,}5f_{t28}$ Vérifiée.
$\sigma_{inf} = (15.03944 + \ 8.47313 - 16.6375\ ) = 6.87507 < \ \sigma_{max}$ Vérifiée.

4. Quatrième étape

4.1. Contraintes dues au moment de la précontrainte

$$\mathrm{F_1} = \mathrm{F_2} = 0.68 \times 1 \times 2.66166 = 1.81MN$$
$$M = F \times n \times e = 1.81 \times 2 \times (-1.288) = -4.66256\ MN.m$$
$$\sigma_{sup} = \frac{M.v}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{-4.66256\times0.7117}{0.47} = -7.0603MPa$$
$$\sigma_{inf} = \frac{M.v'}{I} \qquad \sigma_{inf} = \frac{-4.66256\times(-1.4083)}{0.47} = 13.84MPa$$

4.2. Contraintes dues à la précontrainte

$$N = n \times F = 3.62MN$$
$$\sigma_{sup} = \frac{N}{B_n} \qquad \sigma_{sup} = \frac{362}{0{,}9019} = 4.01MPa$$
$$\sigma_{inf} = \frac{N}{B_n} \qquad \sigma_{inf} = \frac{362}{0{,}9019} = 4.01MPa$$

4.3. Contraintes dues au poids propre de (la poutre+ hourdis)

$$M_{p+h} = \left(1.4 + \frac{6.6275}{7}\right) \times \frac{35.8^2}{8} = 3.81MNm$$
$$\sigma_{sup} = \frac{M_{p+h}.V}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{3.81688\times0.7117}{0.47} = 5.779MPa$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{p+h}.V'}{I} \qquad \sigma_{inf} = \frac{3.81688\times(-1.4083)}{0{,}47} = -11.33MPa$$

4.4. Contrainte totale

$\sigma_{sup} = (-7.0603 + 4.01374 + 5.779\ ) = 2.7324 > -1.5f_{t28}$ Vérifiée.
$\sigma_{inf} = (13.8441 + 4.01374 - 11.3331\ ) = 6.52474 < \sigma_{max}$ Vérifiée.

5. Cinquième étape

5.1. Contraintes dues au moment de la précontrainte

$F_1 = F_2 = 0.68 \times 1 \times 2.66166 = 1.81MN$
$M = F \times n \times e = 1.81 \times 2 \times (-1.28) = -4.66256MNm$

$$\sigma_{sup} = \frac{M.v}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{-4.66256\times0.7117}{0.47} = -7.0603MPa$$
$$\sigma_{inf} = \frac{M.v'}{I} \qquad \sigma_{inf} = \frac{-4.66256\times(-1.4083)}{0.47} = 13.8441MPa$$

5.2. Contraintes dues à la précontrainte

$N = n \times F = 3.62\text{MN}$

$$\sigma_{sup} = \frac{N}{B_n} \qquad \sigma_{sup} = \frac{362}{0.9019} = 4.01374MPa$$
$$\sigma_{inf} = \frac{N}{B_n} \qquad \sigma_{inf} = \frac{362}{0.9019} = 4.01374MPa$$

5.3. Contraintes dues au poids propre de (la poutre+ hourdis+ la superstructure)

$M_{min} = 4.7503MNm$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{min}.V}{I} \qquad \sigma_{sup} = \frac{4.7503\times0.7117}{0{,}47} = 7.242MPa$$
$$\sigma_{inf} = \frac{M_{min}.V'}{I} \qquad \sigma_{inf} = \frac{4.7503\times(-1.4083)}{0.47} = -14.20MPa$$

5.4. Contrainte totale

$\sigma_{sup} = (-7.0603 + 4.01374 + 7.242) = 4.195 > -1.5f_{t28}$ Vérifiée
$\sigma_{inf} = (13.8441 + 4.01374 - 14.20) = 3.65 < \sigma_{max}$ Vérifiée.

Annexe D.2

Tableau D.1. Valeurs du tracé des câbles de précontrainte

x	$y_{\text{Câble 1}}$	$\alpha_{\text{Câble 1}}$	$y_{\text{Câble 2}}$	$\alpha_{\text{Câble 2}}$	$y_{\text{Câble fictif}}$	$\alpha_{\text{Câble ficitf}}$
0	0.600	0.167	1.150	0.180	0.875	0.175
0.5	0.520	0.153	1.062	0.172	0.790	0.165
1	0.447	0.138	0.978	0.164	0.710	0.155
1.5	0.382	0.124	0.898	0.156	0.635	0.145
2	0.324	0.109	0.822	0.148	0.565	0.135
2.5	0.273	0.094	0.750	0.140	0.500	0.124
3	0.229	0.080	0.682	0.133	0.440	0.114
3.5	0.193	0.065	0.617	0.125	0.386	0.104
4	0.164	0.051	0.557	0.117	0.336	0.094
4.5	0.142	0.036	0.500	0.109	0.292	0.084
5	0.128	0.022	0.448	0.101	0.253	0.074

5.5	0.121	0.007	0.399	0.093	0.218	0.063
5.74	0.12	0	0.377	0.090	0.204	0.058
6	0.12	0	0.354	0.086	0.189	0.053
6.5	0.12	0	0.313	0.078	0.165	0.043
7	0.12	0	0.276	0.070	0.146	0.033
7.5	0.12	0	0.243	0.062	0.132	0.023
8	0.12	0	0.214	0.054	0.124	0.012
8.5	0.12	0	0.189	0.047	0.120	0.002
8.605	0.12	0	0.184	0.045	0.12	0
9	0.12	0	0.168	0.039	0.12	0
9.5	0.12	0	0.150	0.031	0.12	0
10	0.12	0	0.137	0.023	0.12	0
10.5	0.12	0	0.127	0.015	0.12	0
11	0.12	0	0.122	0.007	0.12	0
11.47	0.12	0	0.12	0	0.12	0
11.5	0.12	0	0.12	0	0.12	0
12	0.12	0	0.12	0	0.12	0
12.5	0.12	0	0.12	0	0.12	0
13	0.12	0	0.12	0	0.12	0
13.5	0.12	0	0.12	0	0.12	0
14	0.12	0	0.12	0	0.12	0
14.5	0.12	0	0.12	0	0.12	0
15	0.12	0	0.12	0	0.12	0
15.5	0.12	0	0.12	0	0.12	0
16	0.12	0	0.12	0	0.12	0
16.5	0.12	0	0.12	0	0.12	0
17	0.12	0	0.12	0	0.12	0
17.5	0.12	0	0.12	0	0.12	0
17.9	0.12	0	0.12	0	0.12	0

Annexe D.3

1. Première étape

$N = 0.5 \times 1800 \times 10^{-6}(2 \times 1478.7 - 208.833)$
$N = 2.4737\ MN$
$M_g = 2.2588 MN.m$
$\sigma_{sup} = 4.927 \times (1 - 0.737) + 10.2865 = 11.5823 MPa$ Vérifiée.
$\sigma_{inf} = 4.927 \times (1 + 0.737) - 9.862 = -1.3038 MPa$ Vérifiée.

2. Deuxième étape

$N = 1 \times 1800 \times 10^{-6}(2 \times 1478.7 - 208.833 - 0.4 \times 510.116) = 4.5801MPa.$
$\sigma_{sup} = 9.11 \times (1 - 0.737) + 10.2865 = 12.6824MPa$ Vérifiée.
$\sigma_{inf} = 9.11 \times (1 + 0.737) - 9.862 = 5.96207MPa$ Vérifiée.

3. Troisième étape

$M_g = 3.248MN.m$
$N = 1 \times 1800 \times 10^{-6} \times (2 \times 1478.7 - 208.833 - 0.4 \times 510.116) = 4.5801MPa$
$\sigma_{sup} = 9.11 \times (1 - 0.737) + 14.79 = 17.185MPa$
$\sigma_{inf} = 9.11 \times (1 + 0.737) - 14.18 = 1.644MPa$

4. Quatrième étape

$N = 1 \times 1800 \times 10^{-6} \times (2 \times 1478.7 - 208.833) = 4.9474MPa$
$M_g = 3.248MN.m$
$\sigma_{sup} = 5.4855 \times (1 - 0.523) + 14.79 = 17.4065MPa$ Vérifiée.
$\sigma_{inf} = 5.4855 \times (1 + 1.099) - 14.18 = -2.6659MPa$ Vérifiée.

5. Cinquième étape

$N = 1 \times 1800 \times 10^{-6} \times (2 \times 1478.7 - 698.103) = 4.0667MN$
$\sigma_{sup} = 4.509 \times (1 - 0.523) + 4.933 = 7.0837MPa$ Vérifiée.
$\sigma_{inf} = 4.509 \times (1 + 1.099) - 9.593 = -0.1286MPa$ Vérifiée.

ANNEXE E

Annexe E1

1. Calcul de la pile

1.1. Calcul de poids propre de la pile

Chevêtre : $1.25 \times 11.9 \times 2.7 \times 2.5 = 100.4t$

Fut : $2 \times \left(\frac{1.5}{2}\right)^2 \times \pi \times 11.5 \times 2.5 \ = 101.61t$

Semelle : $10.5 \times 7.8 \times 1.5 \times 2.5 \ = 307.125t$

Poids des terres dur la semelle : $10.7 \times 7.8 \times 0.5 - (2 \times \frac{\pi}{4} \times 1.5^2) \ = 38.20t$

Donc le poids total de la pile est de 547.325t.

1.2. Répartition des charges et surcharges sur la pile

1.2.1. Evaluation des réactions dues au poids propre du tablier

Le poids propre du tablier $G = \ 735\ t$

La charge reprise par chaque pile $RCP = G = 735\ t$

1.2.2. Evaluation des réactions dues aux surcharges

Notre pile intermédiaire est entrain de supporter les efforts dus aux deux travées. Pour cela elle doit être dimensionnée de manière suffisante qui répond à cet état mécanique :

1.2.3. Calcul des charges verticales

1.2.3.1. Réactions dues aux charges des tabliers

$$R = \frac{1}{2} \times q_G \times 36.2 \times 2 = 735t$$

1.2.3.2. Réactions dues aux surcharges A(l)

$R_{A(l)} = 4.94 \times 35 = 172.9t$

$R_{A(l)} = \ 172.9t$

1.2.3.3. Réactions dues aux surcharges des trottoirs

$$\mathrm{R_{max}} = \frac{q_t l}{2} \times 2 = \frac{0.3375 \times 36.2}{2} \times 2 = 12.22\ \mathrm{t}$$

1.2.3.4. Réactions dues aux surcharges B_c

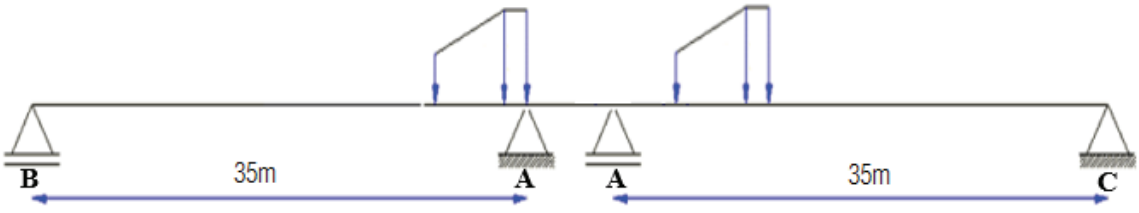


Figure E.1. Disposition des tandems sur les piles.

$$\sum F_{/B} = 0 \rightarrow R_{A_{/B}} = \frac{1}{35}(24 \times 35 + 24 \times 33.5 + 12 \times 29) \ = \ 56.92\ t$$

$$\sum F_{/C} = 0 \rightarrow R_{A_{/C}} = \frac{1}{35}(12 \times 30.5 + 24 \times 26 + 24 \times 24.5) = \ 45.09\ t$$

$$\mathrm{R}_{\max} = (R_{A_{/B}} + R_{A_{/C}} \times b_c \times \delta = (56.92 + 45.09) \times 0.95 \times 1.083 = 104.95t$$

1.2.3.5. Réactions dues aux surcharges Mc120

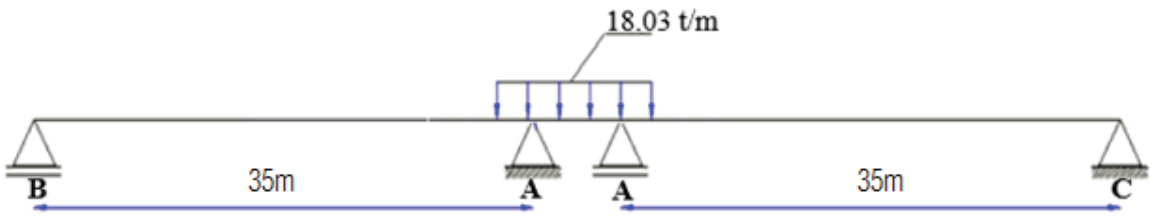


Figure E.2. Disposition des charges sur les deux piles.

$$\sum \boldsymbol{F_{/B} = 0 \rightarrow R_{A_{/B}} = \frac{1}{35} \times 18.03 \times 3.05 \times \left(35 - \frac{3.05}{2}\right) = 52.60t}$$

$$\sum F_{/C} = 0 \rightarrow R_{A_{/B}} = \frac{1}{35} \times 18.03 \times 3.05 \times \left(35 - \frac{3.05}{2}\right) = 52.60t$$

$$\mathrm{R}_{\max} = R_{A_{/B}} + R_{A_{/C}} = (52.60 + 52.60) \times 1.072 = 112.564t$$

1.2.3.6. Réactions dues aux surcharges D240

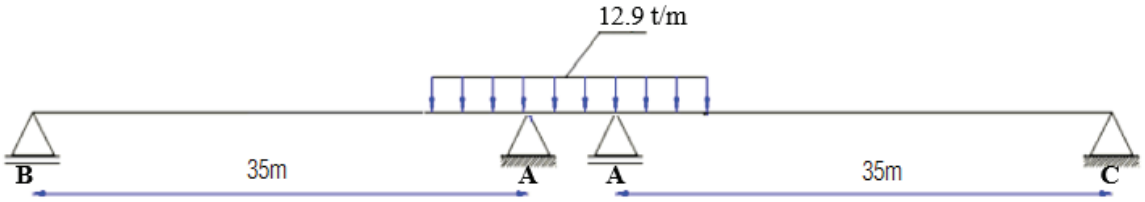


Figure E.3. Disposition de la surcharge D240.

$$\sum F_{/B} = 0 \rightarrow R_{A_{/B}} = \frac{1}{35}\left(12.9 \times 9.3 \times \left(35 - \frac{9.3}{2}\right)\right) = 104.06t$$

$$\sum F_{/C} = 0 \rightarrow R_{A_{/B}} = \frac{1}{35}\left(12.9 \times 9.3 \times \left(35 - \frac{9.3}{2}\right)\right) = 104.06t$$

$$\mathrm{R}_{\max} = R_{A_{/B}} + R_{A_{/C}} = 104.06 + 104.06 = 208.12t$$

Donc la réaction totale du tablier est de :

$$\mathrm{R}_{\max}(2) = CP + 1.2\left(max_Q + Q_{tr}\right) = CP + 1.2(Q_{D240} + Q_{tr})$$

$$\mathrm{R}_{\max}(2) = 735 + 1.2\,(208.12 + 12.22) = 999.608t$$

1.2.3.7. Réaction totale

$$\mathrm{R}_{\max} = \mathrm{R}_{\max}(1) + \mathrm{R}_{\max}(2) = 547.325 + 999.608 = 1546.933t$$

1.2.4. Calcul des charges horizontales

1.2.4.1. Freinage dû au system A(l)

L'effort de freinage correspondant est donné par la formule suivante :

$$F_{A(l)} = \frac{A(l).S}{20+0.0035\times S}$$

S : La surface chargée.

$$S = 35 \times 9 \times 2 = 630\ m^2.$$

$$A(l) = 1.046\ t/m^2.$$

$$F_{A(l)} = \frac{1.046\times 630}{20+0.0035\times 630} = 29.68\mathrm{t}$$

1.2.4.2. Freinage dû au Bc

L'effort de freinage induit par la charge Bc est limité au poids du véhicule c'est-à-dire :

$$F_{Bc} = bc \times Bc = 0.95 \times 30 = 28.5t$$

1.2.4.3. Séisme

Selon le RPOA notre ouvrage est de 2ème groupe (liaison importante) dans une zone sismique faible (Zone I) donc le coefficient d'accélération de séisme est de :

$K_H = A = 0.15$
$K_V = 0.3\,KH = 0.05$
$V = poids\ de\ tablier + pile = 735 + 547.325 = 1282.325\ t.$
$H = 0.15V = 192.38$ t.

1.2.4.4. Vent

L'intensité du vent vaut 2KN/m^2 pour les ouvrages en service

1.2.5. Calcul des sollicitations

$P_1 = \frac{1546.933}{11.90} = 130t/ml\ (due\ au\ poids\ propre\ de\ tablier + surcharges)$
$P_2 = \frac{100.4}{11.90} = 8.44t/ml\ (poids\ propre\ de\ chevêtre)$
$P = P1 + P2 = 138.44t/ml$

1.2.5.1. Calcul des sollicitations à l'ELS

A l'ELS : P_{SER} = 138.44 t/ml

1.2.5.1.1. Le moment fléchissant

Sur appuis

$M_0 = M_1 = 138.44 \times \frac{2.95^2}{2} = 602.39t.m$ « par symétrie »

Sur mi- travée de chevêtre

On doit calculer R_1. R_2 et avec la méthode des trois moments :

On a : $R_1 + R_2 = Pu \times 11.90$

$R_1 = R_2 = Pu \times \frac{11.90}{2}$

$R_1 = R_2 = 823.718t$ et $M_x = PL \times \frac{x}{2} - \frac{Px^2}{2} - \left(1 - \frac{M_0}{L}\right) - \frac{M_1 x}{L}$

Et tel que $M_0 = M_1$ on trouve que x = L/2 = 3m (par symétrie)

$$M_{x=3} = 138.44 \times 6 \times \frac{3}{2} - \frac{138.44 \times 3^2}{2} - \left(1 - \frac{602.39}{6}\right) - \frac{602.39 \times 3}{6} = 421.18t.m$$

1.2.5.1.2. L'effort tranchant

$T(-) = 138.44 \times 2.95 = 408.4t$
$T(+) = 138.44 \times \frac{6}{2} = 415.32t$

1.2.5.2. Calcul des sollicitations à l'ELU

A l'ELU : $P_{SER} = 138.44 \times 1.35 = 186.894\ t/ml$

1.2.5.2.1. Le moment fléchissant

1.2.5.2.1.1. Sur appuis

$M_0 = M_1 = 186.894 \times \frac{2.95^2}{2} = 813.22t.m$ « par symétrie »

1.2.5.2.1.2. Sur mi- travée de chevêtre

On doit calculer R_1 et R_2 et avec la méthode des trois moments :

On a : $R_1 + R_2 = Pu \times 11.90$

$R_1 = R_2 = Pu \times \frac{11.90}{2}$

$R_1 = R_2 = 1112.02t$ et $M_x = PL \times \frac{x}{2} - \frac{Px^2}{2} - \left(1 - \frac{M_0}{L}\right) - \frac{M_1 x}{L}$

Et tel que $M_0 = M_1$ on trouve que x = L/2 = 3m (par symétrie)

$$M_{x=3} = 186.894 \times 6 \times \frac{3}{2} - \frac{186.894 \times 3^2}{2} - \left(1 - \frac{813.22}{6}\right) - \frac{813.22 \times 3}{6} = 568.95t.m$$

1.2.5.2.2. L'effort tranchant

T(-) = 186.894×2.95 = 551.34t

T(+) = 186.894×6/2 = 560.682t

1.2.5.2.2.1. Section d'armature supérieure (sur appui)

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple en appuis : M_u = 813.22 t.m/ml.

$\mu = \frac{M_u}{f_b \times b \times d^2}$; $f_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.30\ MPa$; b = 2.7m ; d =1.21m

$\mu = \frac{813.22 \times 10^{-2}}{15.30 \times 2.7 \times 1.21^2} = 0.13$

$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.13}\right) = 0.181$

$Z = d\ (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.12m$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{813.22 \times 10^2}{347.83 \times 1.12} = 208.75cm^2$$

On prend 18 HA40 → A_s = 226.26 cm²

Vérification de la condition de non fragilité

$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$. b. d ⇒ $A_{min} \geq 0.23 \times \frac{2.22}{400} \times 270 \times 121 \rightarrow A_{min} \geq 41.70\ cm^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

1.2.5.2.2.2. Section d'armatures inférieures (sur travée)

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple en Travée $Mu = 568.95t.m/ml.$

$\mu = \frac{M_u}{f_b \times b \times d^2}$ $f_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 27}{1.5} = 15.30\ MPa$; b = 2.7m ; d = 1.21m

$\mu = \frac{568.95 \times 10^{-2}}{15.30 \times 2.7 \times 1.21^2} = 0.094$

$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.13}\right) = 0.124$

$Z = d\ (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.15m$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{568.95 \times 10^2}{347.83 \times 1.15} = 142.24cm^2$$

Soit : 18 HA32 ⇒ $A_s = 144.72\ cm^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$A_{min} \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} . b. d \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \frac{2.22}{400} \times 270 \times 121$

$A_{min} \geq 41.70\ cm^2$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Annexe E.2

L'action sismique est évaluée par le spectre de réponse élastique pour les composantes horizontales et la composante verticale, respectivement formulées :

$$S_a^H = \begin{cases} \text{AS g}\left(1 + \dfrac{T}{T_1}\left(2.5\eta - 1\right)\right) & 0 \le \text{T} \le \text{T}_1 \\ 2.5\text{A}\eta\,\text{S g} & \text{T}_1 \le \text{T} \le \text{T}_2 \\ 2.5\eta\,\text{A S g}\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & \text{T}_2 \le \text{T} \le 3.0\text{s} \\ 2.5\eta\,\text{A S g}\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & \text{T} \ge 3.0\text{s} \end{cases}$$

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné par :

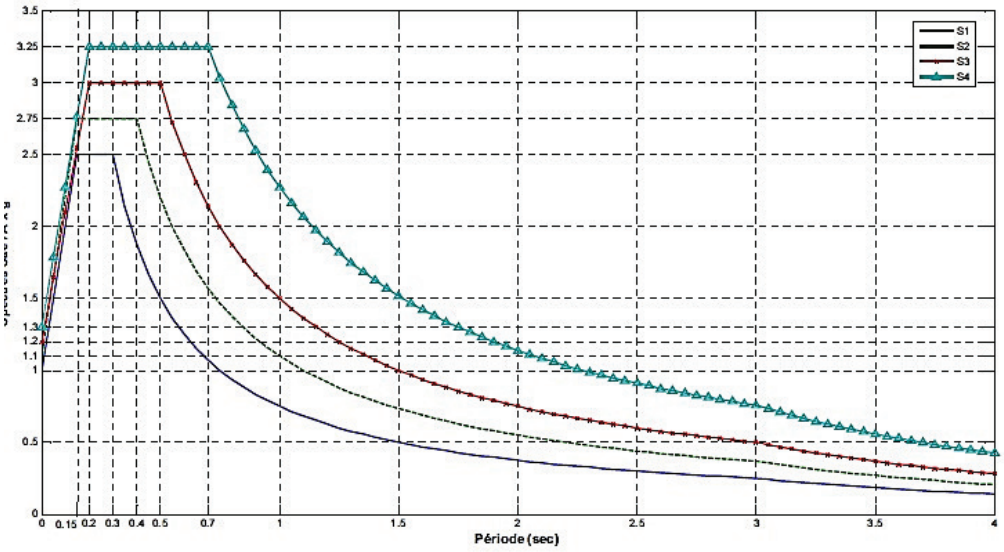
$$S_{ae}^v(T) = \begin{cases} \alpha\, A\, g\,(1 + \dfrac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha A\, g\,\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha A g\,\eta\,(\dfrac{T_2}{T}) & T_2 \le T \le T3.0s \\ 2.5\alpha A\, g\,\eta\,(\dfrac{3T_2}{T^2}) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Tableau E.1. Coefficient d'accélération

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
Pont stratégique	0.15	0.25	0.30	0.40
Pont important	0.12	0.20	0.25	0.30
Pont d'importance moyenne	0.10	0.15	0.20	0.25

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

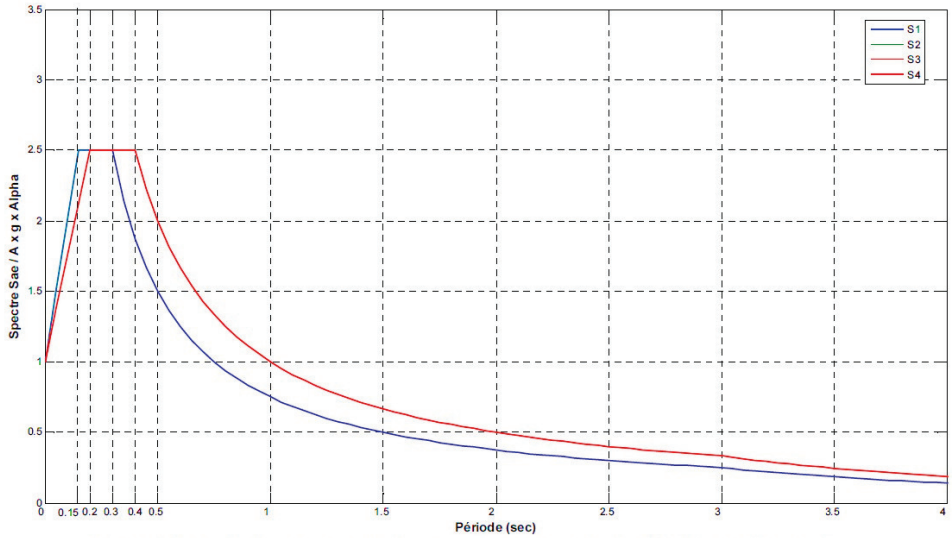
valeurs de T_1, T_2 et S pour la composante horizontale



Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,40	0,40

Valeurs de T_1, T_2 pour la composante verticale

Le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1



spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement

Annexe E.3

1. Evaluation des efforts

1.1. Conditions normales

1.1.1. Charges verticales

$P_{f\hat{u}ts} = 101.61\ t$
$Tablier + chevêtre + 2\ f\hat{u}ts = 735.2 + 100.4 + 101.61 = 937.21\ t$
Surcharge d'exploitation : $D240 + Qtr = 208.12 + 12.22 = 220.34t$
$Q_{v(ELU)} = 1.35 \times 937.21 + 1.6 \times 220.34 = 1617.78t$
Soit : 808.89t/fût
$Q_{v(ELS)} = 937.21 + 1.2 \times 220.34 = 1201.62t$
Soit : 600.81t/fût

1.1.2. Charges horizontales

1.1.2.1. Freinage du au Bc

$F_{Bc} = \frac{28.5}{2} = 14.25t$
Soit : 14.25t/fût

1.1.2.2. Freinage dû à A(l)

$$F_{A(l)} = \frac{A(l).S}{20+0.0035\times S} \times \frac{1}{2} = \frac{29.68}{2} = 14.84t$$

Soit $14.84t/f\hat{u}t$

1.1.2.3. Effet du vent

Le vent agit sur une surface latérale du pont avec une intensité.

$q = 0.25\ t/m^2$

$Tablier$ $\quad H = 0.25 \times \big(36.2 \times (1.9 + 0.22 + 0.01 + 0.07)\big) = 19.91t$

$Chevêtre + f\hat{u}t$ $\quad H = 0.25 \times (2 \times 1.5 \times \pi \times 10.25 + 2.7 \times 1.25) = 25t$

$H_{vent} = 19.91 + 25 = 44.91t$

Soit $22.45t/f\hat{u}t$

1.2. Récapitulatif

1.2.1. Moment à la base de fût

1.2.1.1. Freinage B_c

$M_{Bc} = 14.25 \times 11.5 = 163.875t.m$

1.2.1.2. Le vent

$M_v = 22.45 \times \frac{11.5}{2} = 129.09t.m$

Donc : $N_u = 1112.02t$ $\quad M_u = 1.6 \times 163.875 = 262.2t.m$
$N_{ser} = 823.718t$ $\quad M_{ser} = 1.2 \times 163.875 = 196.65t.m$

1.3. Condition sismique

$$K_H = 0.15G \rightarrow K_H = 0.15 \times 937.21 = 140.58\ t$$
$$K_V = 0.045G \rightarrow K_V = 0.045 \times 937.21 = 42.17t$$
$$M_{SH} = 15 \times \left(735.2 \times 13.7 + 100.4 \times 11.5 + 101.61 \times \frac{10.25}{4}\right) = 1723.08t.m$$

Soit le moment par fût :

$$M_{SH} = 861.54t.m$$
$$N_{SH} = 1112.02 + 42.17 = 1154.19t$$

Donc à l'ELU : $M_u = 861.54 \times 1.35 = 1163.08t.m$

2. Calcul du ferraillage

2.1. Condition normale

2.1.1. Armatures longitudinales

$$M_u = 262.2t.m$$
$$N_u = 1112.02t$$

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique.

Solen l'abaque de Walther on a :

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{262.2\times10^{-2}}{\pi\times0.75^2\times1.5\times27} = 0.036$$
$$\frac{N_r}{\pi R^2 f_{c28}} = \frac{1112.02\times10^{-2}}{\pi\times0.75^2\times27} = 0.23$$

D'après l'abaque on trouve : $w = 0.06$

$$\omega = \frac{A_s\times f_e}{\pi R^2 f_{c28}} \rightarrow A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28}\times\omega}{f_e} = \frac{\pi\times0.75^2\times27\times0.06\times10^4}{400} = 71.57cm^2$$

Soit : 9HA32 de section nominale 72.38cm²

2.2. Condition sismique

2.2.1. Armatures longitudinales

$$M_u = 1163.08t.m$$
$$N_u = 1154.19t$$

Le fût est soumis à un moment fléchissant et à un effort normal, donc il sera calculé à la flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique.

Selon l'abaque de Walther, on a :

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{1163.08\times10^{-2}}{\pi\times0.75^2\times1.5\times27} = 0.16$$
$$\frac{N_r}{\pi R^2 f_{c28}} = \frac{1154.19\times10^{-2}}{\pi\times0.75^2\times27} = 0.24$$

D'après l'abaque on trouve : $w = 0.083$

$$\omega = \frac{A_s\times f_e}{\pi R^2 f_{c28}} \rightarrow A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28}\times\omega}{f_e} = \frac{\pi\times0.75^2\times27\times0.083\times10^4}{400} = 99.22cm^2$$

Soit : 21HA25 de section nominale 103.068cm².

$A_s = 0.23\frac{\pi D^2 f_{t28}}{4f_e} = 0.23\frac{\pi \times 1.5^2 \times 27}{4 \times 400} = 27.\ 44\text{cm}^2 < 103.068\text{cm}^2$ donc la condition de non fragilité est vérifiée.

Annexe E.4

1. Evaluation des efforts agissants sur la semelle

En plus des efforts calculés pour l'étude des futs, on doit tenir compte des efforts due aux poids propres de la semelle et des terres.

1.1. Charges verticales

1.1.1. Charge permanente

Tablier : $Cp = 735t$

Chevêtre : $1.25 \times 11.9 \times 2.7 \times 2.5 = 100.4t$

Fut : $2 \times \left(\frac{1.5}{2}\right)^2 \times \pi \times 11.5 \times 2.5$ =101.61t

1.1.1.1. Charge permanente (Tablier + Chevêtre + Fut)

$$735.2 + 100.4 + 101.61 = 937.21t$$

1.1.1.2. Surcharges d'exploitations

$$1.6 \times (D240 + Qtr) = 1.6 \times (208.12 + 12.22) = 352.544t$$

1.1.1.3. Poids de la Semelle

$$10.5 \times 7.8 \times 1.5 \times 2.5 = 307.125t$$

1.1.1.4. Poids des terres sur la semelle

$$10.7 \times 7.8 \times 0.5 - (2 \times \frac{\pi}{4} \times 1.5^2) = 38.20t$$

1.1.1.5. Le poids total

$$N_{max} = 1635.079t$$

1.1.2. Charges horizontales

Freinage	28.5t
Vent	0.25 t/m2

1.1.3. Moment à la base de la semelle

Freinage Bc $M_{Bc} = 14.25 \times (11.5 + 1.5 + 1.9 + 0.22 + 0.08) = 216.6t.m$

Vent $M_v = 22.45 \times 13 = 291.85t.m$

Donc : $M_{max} = 216.6 + 291.85 = 508.45t.m$

1.2. Condition sismique

D'après RPOA2006 (règlement parasismique algérien d'ouvrage d'art –version 2007-) L'intensité du séisme est :

$$K_H = 0.15G \rightarrow K_H = 0.15 \times 937.21 = 140.58\ t$$
$$K_V = 0.045G \rightarrow K_V = 0.045 \times 937.21 = 42.17t$$
$$M_{SH} = 0.15 \times \left(735.2 \times 15.2 + 100.4 \times 13 + 101.61 \times \frac{11.5}{4}\right)$$

$M_{SH} = 1915.85t.m$
Soit le moment par fût : $M_{SH} = 957.925t.m$
$et:\ N_{SH} = 1635.079 + 42.17 = \mathbf{1}677.249t$

2. Ferraillage

2.1. Armatures transversales inférieures :

La Condition de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$\tan\alpha = \frac{h}{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)} = 1.25$

$\alpha \approx 51.34°$ Vérifiée.

h= 1.5m $\geq$ $(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}) = 1.2m$ Vérifiée.

$$A_s = \frac{N}{\sigma_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

2.1.1. Condition normale

$\sigma_a = \frac{2}{3}\sigma_e = 2.6777t/m^2$

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{179.46}{26777} \times \frac{1.2}{1.5} = 53.62cm^2$$

2.1.2. Condition sismique

$\sigma_a = \sigma_e = 40000t/m2$

$A_s = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{210.54}{40000} \times \frac{1.25}{1.5} = 43.86cm^2$

Rq : La condition normale est la plus défavorable A_s = 53.62 cm^2**.**

On prend 8 HA32 A_{inf} = 64.34cm^2.

Tant que :

n : Nombre de barre = 8 barres.

d : Enrobage = 10cm.

ϕ: Diamètre de pieu = 1.2 m.

L'espacement est de : $S_t = \frac{\phi + H - d}{n-1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{8-1} = 0.37\ m.$

On prend : St = 35cm.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \phi\, pieu = 1.5 + 1.2 = 2.7\ m.$$

Entre les différentes bandes. on placera des armatures de répartitions tel que :

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{64.34}{3} = 21.45cm^2$$

Soit : 5 HA25 $A_{inf} = 24.54\ cm^2$

2.2. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{A_s}{3} = \frac{64.34}{3} = 21.45 cm^2$$

Soit : 5 HA25 $A_{inf} = 24.54\ cm^2$; $S_t = \frac{\phi + H - d}{n-1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{5-1} = 0.65\ m.$

2.2.1. Armatures de construction

2.2.2. Armatures transversales supérieures

$A_{ts} = \frac{A_s}{10} = \frac{64.34}{10} = 6.434\ cm^2$

Soit : 7HA12 A_{sup}= 7.92 cm² $S_t = \frac{\phi + H - d}{n-1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{7-1} \approx 0.45$ m.

2.2.3. Armatures longitudinales supérieures

$A_l = \frac{A_s}{3} = \frac{64.34}{3} = 21.45 cm^2$ $S_t = \frac{\phi + H - d}{n-1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{5-1} = 0.65$ m.

Soit : 5 HA25 A_{inf}l = 24.54 cm²

2.2.4. Armatures latérales

$A_l = \frac{A_s}{10} = \frac{64.34}{10} = 6.434\ cm^2$

Soit : 6HA12 A_{sup}= 6.79 cm²

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.

Ce choix pour but de faciliter la réalisation de l'élément.

Annexe E.5

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) : chaque fut ramène un moment est un effort normal. L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante : $N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$. tel que :

N : Effort normal maximal
n : Nombre de pieu (11pieux)
$X_i Y_i$: Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré
M : Moment maximale

1. Calcul des efforts

1.1. Condition normale

$$N_1 = \frac{1635.079}{11} + \frac{508.45 \times 1.5}{11 \times 1.5^2} = 179.46t.$$

$$N_2 = \frac{1635.079}{11} - \frac{508.45 \times 1.5}{11 \times 1.5^2} = 117.83t.$$

1.2. Condition sismique

$$N_1 = \frac{1677.249}{11} + \frac{957.925 \times 1.5}{11 \times 1.5^2} = 210.54\ t.$$

$$N_2 = \frac{1677.249}{11} - \frac{957.925 \times 1.5}{11 \times 1.5^2} = 94.42\ t.$$

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre suivante :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + c_u b_y = 0$$

Tel que :

b : Diamètre du pieu b = 1.2 m.
c_u : Module de réaction du sol $c_u = 6.62\ kg/cm^3$
y : Déplacement en tête du pieu
E : Module d'élasticité du béton $E = 359820 kg/cm^2$
I : Moment d'inertie du pieu $I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 120^4}{64} = 10.17 \times 10^6 cm^4$.

La solution de cette équation est de la forme : $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_u b_y}}$ avec : α la longueur élastique du pieu.

2. Calcul du coefficient d'amortissement du module de WERNER λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b_y}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{6.62 \times 120}{4 \times 359820 \times 10.17 \times 10^6}} = 0.271 m^{-1}$$

D'où $\lambda_L = 0.271 \times 20 = 5.42$

3. Effort tranchant en tête du pieu

Les efforts sont calculés dans l'élément précédent (la semelle) :

3.1. Condition normale

Freinage	28.5t		
Vent	44.91 t	→	$H = 28.5 + 44.91 = 73.41\ t.$

D'où : $\overline{P} = \frac{H}{n} = \frac{73.41}{11} = 6.67\ t/pieu.$

3.2. Condition sismique

$$\overline{P} = \frac{H}{n} = \frac{140.58}{11} = 12.78\ t/pieu.$$

4. Calcul des moments par la formule de WERNER

À l'aide de la formule $EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\overline{M}}{\lambda} + \frac{\overline{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}$ on peut déterminer les moments fléchissant auquel le pieu est soumis en différent points. Le pieu est encastré dans la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \overline{M} + \frac{\overline{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}$$

Tel que :

$\overline{M}$	: Moment en tête du pieu.
λ	: Coefficient d'amortissement ($1/\alpha$)
$\chi_{\theta M}; \chi_{\theta P}$	: Donnée par l'abaque de WERNER en fonction

$$EI\theta_0 = M(z) = \chi_{\theta M} \times \overline{M} + \frac{\overline{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P} = 0 \Rightarrow \overline{M} = -\frac{\overline{P}}{\lambda} \times \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}}$$

4.1. Déterminations des coefficients $\chi_{\theta M}; \chi_{\theta P}$:

$\lambda_L = 4 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.26 \qquad \chi_{\theta P} = 1.54$

$\lambda_L = 6 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.45 \qquad \chi_{\theta P} = 1.65$

Pour : $\lambda_L = 5.42 \quad \lambda_L = 6 \rightarrow \chi_{\theta M} = 1.355$; $\chi_{\theta P} = 1.595$

4.1.1. Condition normale

$$\overline{P} = 6.67\ t/pieu \rightarrow \overline{M} = -\frac{\overline{P}}{\lambda} \times \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} = -28.97 t.m$$

4.1.2. Condition sismique

$$\overline{P} = 12.78 \frac{t}{pieu} \rightarrow \overline{M} = -\frac{\overline{P}}{\lambda} \times \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} = -55.51 t.m$$

4.2. Détermination des moments tout le long du pieu

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \overline{M} + \frac{\overline{P}}{\lambda} \times \chi_{\theta P}$$

4.2.1. Condition normale :

$$M(z) = -28.97 \times \chi_{\theta M} + \frac{6.67}{0.271} \times \chi_{\theta P}$$

4.2.2. Condition sismique :

$$M(z) = -55.51 \times \chi_{\theta M} + \frac{12.78}{0.271} \times \chi_{\theta P}$$

5. Les armatures

5.1. Armatures longitudinales

Le pieu étant considéré comme pièce soumise à la flexion composée, le ferraillage est fait par le biais de l'abaque de WERNER :

$N_r = 210.54$ t $\rightarrow$ $\frac{N_r}{\pi R^2 f_{c28}} = \frac{210.54 \times 10^{-2}}{\pi \times 0.6^2 \times 35} = 0.053$

$M_r = 38.204$ t $\rightarrow$ $\frac{M_r}{\pi R^2 D f_{c28}} = \frac{38.204 \times 10^{-2}}{\pi \times 0.6^2 1.2 \times 35} = 0.008$

D'après l'abaque de $\omega = 0.095$

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28} \times \omega}{f_e} = \frac{\pi \times 0.6^2 \times 35 \times 0.095 \times 10^4}{400} = 94.01 cm^2$$

On prend 21HA25 pour A_s= 103.25 cm^2

$A_s = 0.23 \frac{\pi D^2}{4} \frac{f_{t28}}{f_e} = 17.56 < 103.25$ cm^2

donc la condition de non fragilité est vérifiée.

5.2. Armatures transversales

On prend ϕ = HA12 avec un espacement de 10 cm dans les zones de recouvrement (zone critique) et 20 cm pour la zone courante.

Annexe E.6

La hauteur de la culée est conditionnée par la topographie du site, d'après le levé topographique $H = 9.610m$.

1. Mur garde grève

Hauteur : H = $2.5m$
Epaisseur : $e = Max\ (0.3m\ ; \frac{H}{8}) = 0.313m$
Longueur : $12.05\ m$

2. Dalle de transition

La dimension transversale de la dalle de transition est la même que celle du mur garde grève c'est-à-dire 12.05m.
Sa longueur est donnée par la formule suivante :

L = $\min\{6m; \max(4m; 0.6H)\}$ avec H la hauteur du remblai. $H = 9.61m$
L = $\min\{6m; 5.766\text{m}\}$ = 5.766m
Epaisseur de la dalle est prise égale à e = $0.313m$

3. Mur en Retour

L'épaisseur du mur en retour est généralement comprise entre 30cm et 60cm. on opte pour :

e = 50cm
L = 9.3m
H = 9.610m

4. Mur frontal

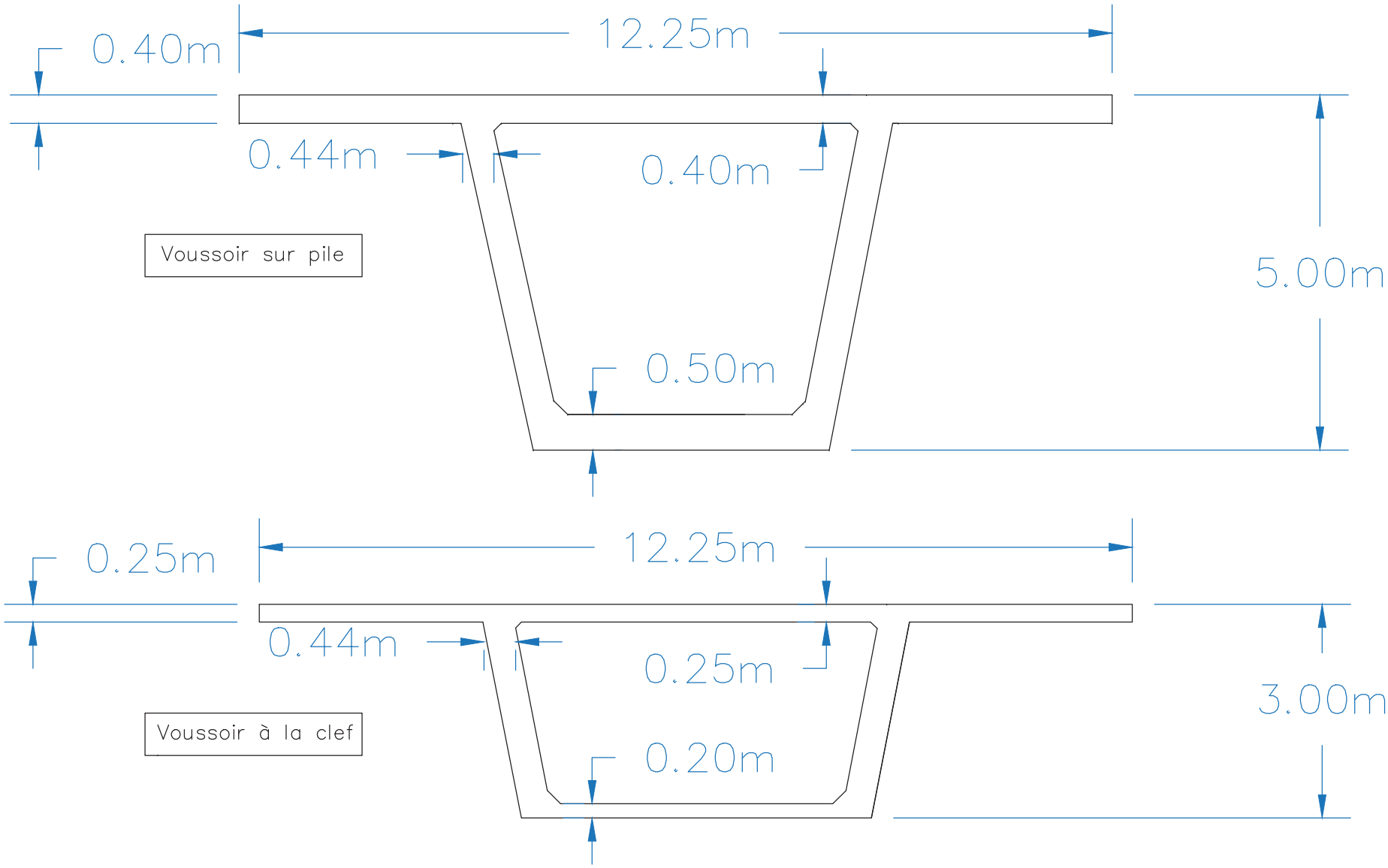
Le mur frontal est l'élément sur lequel repose l'about du tablier, sa largeur est déterminée de de façon à assurer un espace suffisant pour recevoir les appareils d'appuis et permettre l'entretien périodique.
$L = largeur\ du\ tablier\ = 12.05\ m$
$Hauteur\ = 7.2m$
$Epaisseur\ e\ = 1.2m$

5. Corbeau

Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition, il a une forme de trapèze ayant une grande base de 1.8m, une petite base de 1.5m et une hauteur de 0.33m.

6. Semelle

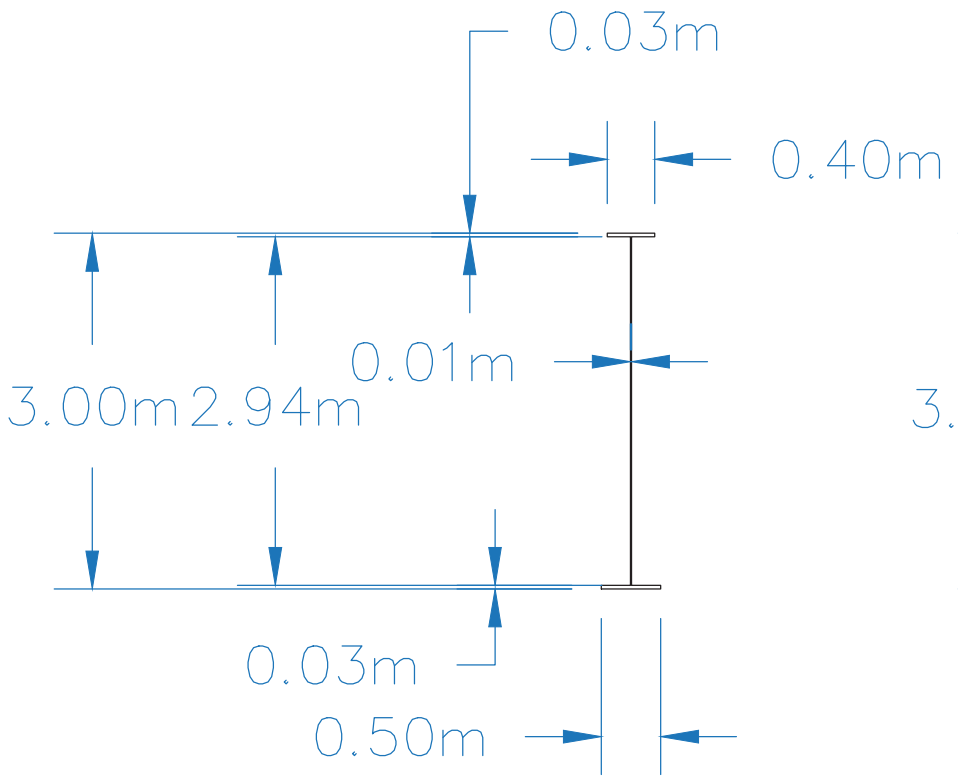
Épaisseur : 1.7m
Largeur : 7.8m
Longueur : 12.570m
Type de fondation : fondation profonde



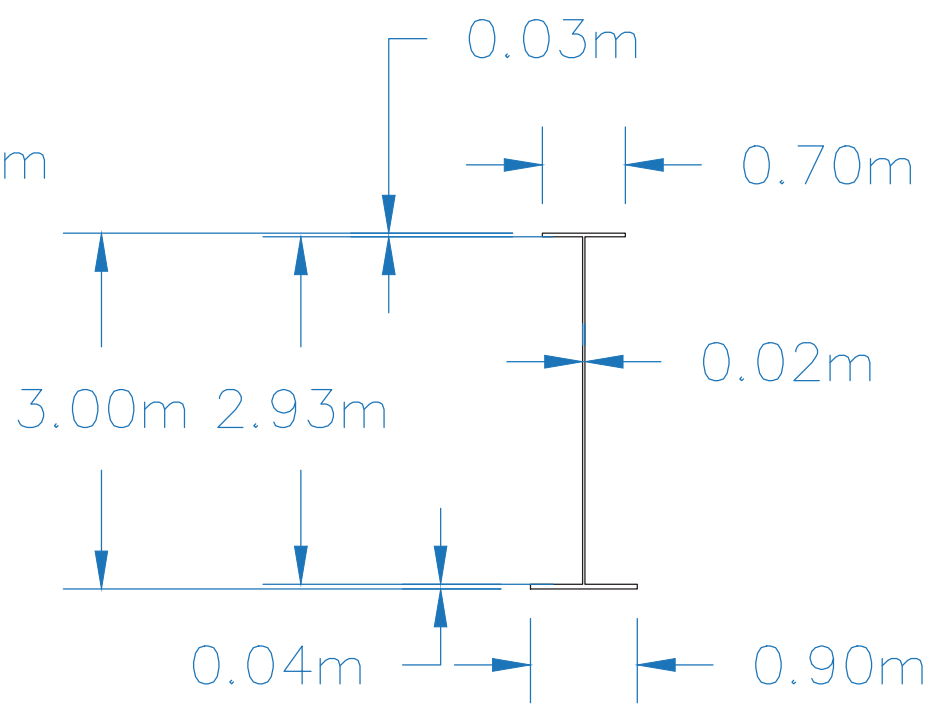
C:\Users\pc\Desktop\cartouches ENSTP\logo.JPG

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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc sur Chet Gaidaïne à LAZROU Batna.	BELKACEM BOUZIDA Walid KOUCHIH Sami Islem	Dr. FEDGHOUCHE Ferhat	1/50	01	2018–2019



Section de poutre en travée

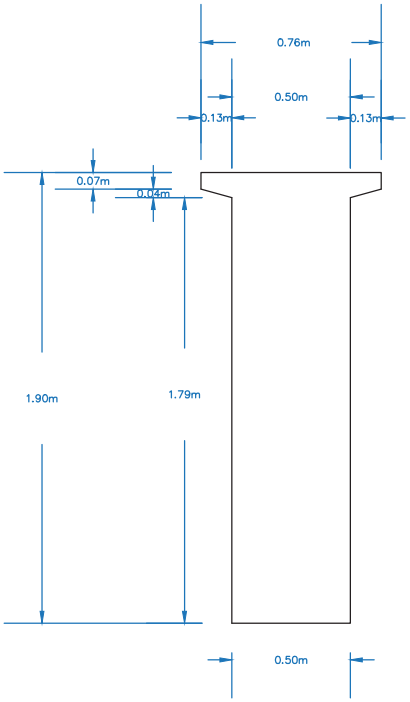


Section de poutre sur appui

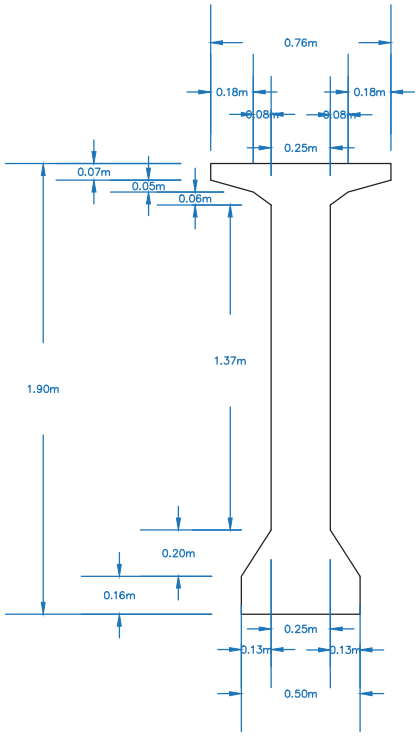
C:\Users\pc\Desktop\cartouches ENSTP\logo.JPG

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

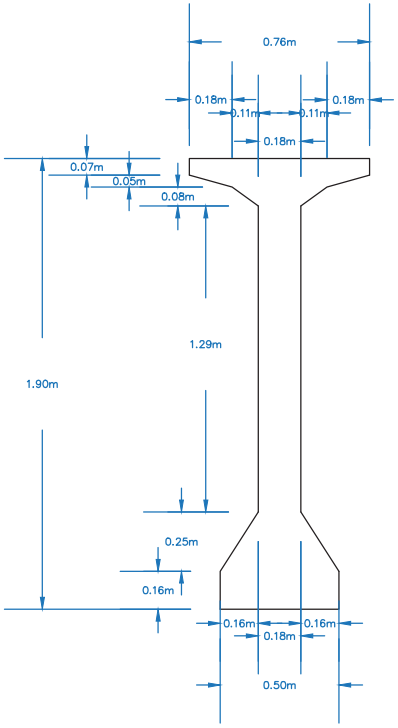
PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc sur Chet Gaidaïne à LAZROU Batna.	BELKACEM BOUZIDA Walid KOUCHIH Sami Islem	Dr. FEDGHOUCHE Ferhat	1/40	02	2018–2019



Section d'about



Section médiane

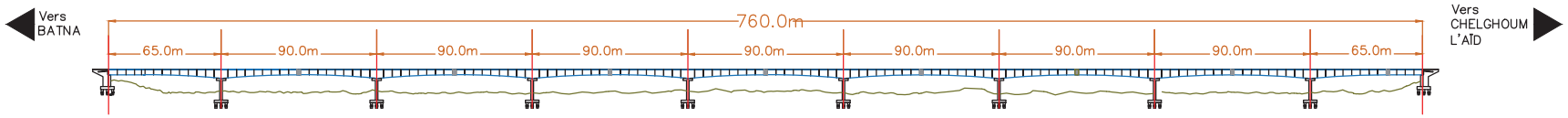


Section de mi-travée

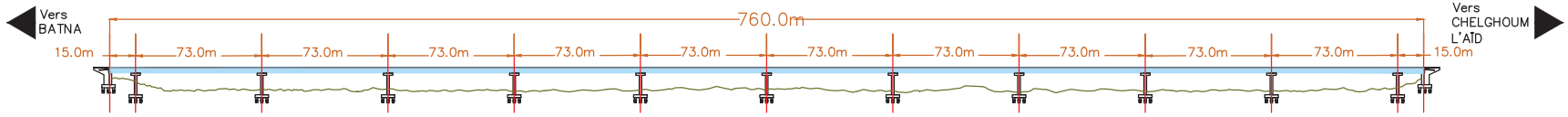
C:\Users\pc\Desktop\cartouches ENSTP\logo.JPG

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

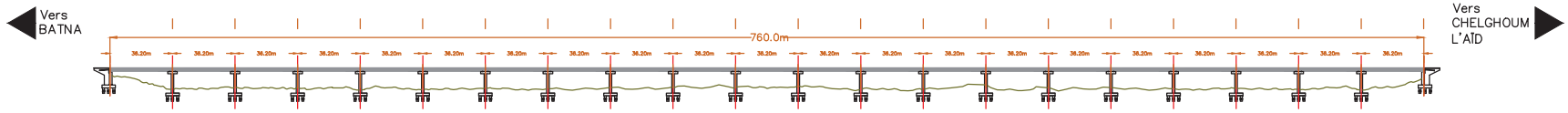
PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc sur Chet Gaidaïne à LAZROU Batna.	BELKACEM BOUZIDA Walid KOUCHIH Sami Islem	Dr. FEDGHOUCHE Ferhat	1/20	03	2018-2019



Pont à voussoirs



Pont mixte

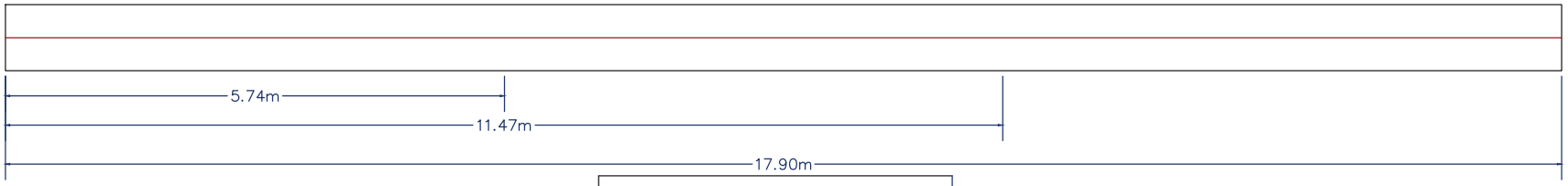


Pont à poutre en béton précontraint

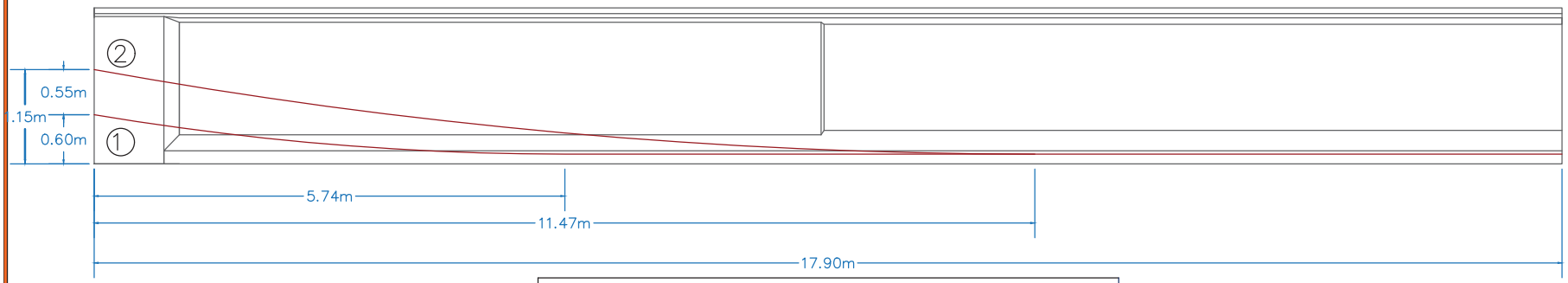
C:\Users\pc\Desktop\cartouches ENSTP\logo.JPG

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

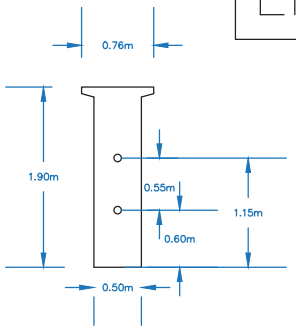
PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc sur Chet Gaidaïne à LAZROU Batna.	BELKACEM BOUZIDA Walid KOUCHIH Sami Islem	Dr. FEDGHOUCHE Ferhat	1/2500	04	2018–2019



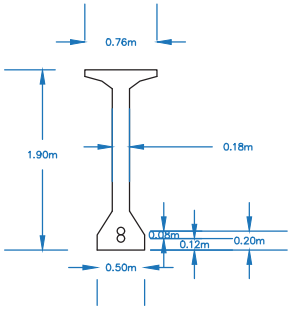
Vue en plan



Elevation longitudinale



Disposition des câbles à la section d'about



Disposition des câbles à la section de mi-travée

C:\Users\pc\Desktop\cartouches ENSTP\logo.JPG

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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc sur Chet Gaidaïne à LAZROU Batna.	BELKACEM BOUZIDA Walid KOUCHIH Sami Islem	Dr. FEDGHOUCHE Ferhat	1/500	05	2018-2019