

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Département : Matériaux et structures

Thème

Conception et Etude d'un viaduc sur la 4ème rocade entre
l'échangeur RN18 Khemis Miliana et l'échangeur Hanacha
PK 28+158 – PK 28+404

Présenté par :

Mr. TAMINE Oussama

Mr. KELLAL Soheib

Encadré par :

Mme. FERGANI Souhila

Mme DEBBICHE Fatiha

اللَّهُمَّ إِنَّا نَعُوذُ بِكَ مِنْ شَرِّ هَذَا الْوَبَاءِ، نَعُوذُ بِكَ مِنْ جَهْدِ الْبَلَاءِ،
وَنَسْأَلُكَ أَنْ لَا أَصِلَ لِذَرِكِ الشَّقَاءِ، رَبِّي إِحْفَظْنَا مِنْ شِمَاتَةِ
الْأَعْدَاءِ، وَلَا تَفْجِعْنَا بِسُوءِ الْقَضَاءِ، إِحْفَظْنَا وَأَهْلِيْنَا وَجَمِيعَ
الْمُسْلِمِينَ مِنْ هَذَا الْوَبَاءِ، نَسْأَلُكَ أَنْ تَسْتَجِيبَ دَعْوَتَنَا وَتَخْلُصَنَا
مِنَ الْوَبَاءِ، يَا رَبِّي لَوْ كَانَ هَذَا الْبَلَاءُ عِقَابَ أَنْزَلْتَهُ عَلَيْنَا
لِتَطَهَّرْنَا مِنْ ذُنُوبِنَا، فَنَسْأَلُكَ بِرَحْمَتِكَ أَنْ تَغْفِرَ لَنَا وَتُدْفِعَهُ
عَنَّا

ربي اننا نعوذ بك من شر هذا الوباء، نعوذ بك من جهد البلاء،
ونسألك أن لا أصل لدرک الشقاء، ربي إحفظنا من شماتة
الأعداء، ولا تفجعنا بسوء القضاء، إحفظنا وأهلينا وجميع
المسلمين من هذا الوباء، نسألك أن تستجيب دعوتنا وتخلصنا
من الوباء، يا ربي لو كان هذا البلاء عقاب أنزلته علينا
لتطهرنا من ذنوبنا، فنسألك برحمتك أن تغفر لنا وتدفعه
عنا

Dédicace spéciale

Au terme de nos trois belles années d'études à l'ENSTP, durant lesquelles nous avons grandi, appris et embrassé le génie civil comme choix d'études, nous étions emmenés à produire notre mémoire de fin d'études afin de couronner ces longues années de dur de travail. Ce ne fut pas facile car cette année est très exceptionnelle, dans le sens où nous traversons la grande crise sanitaire et économique de l'histoire causé par la pandémie du covid-19. Cette situation ne nous a pas aidé dans la rédaction de notre mémoire. En effet, après les mesures de sécurité comme le couvre-feu, le confinement, la fermeture des universités, des mesures prises dans le souci d'éviter la propagation du virus et de protéger la population ; nous étions dans l'incapacité de faire des rencontres entre nous les binômes et aussi avec nos encadreurs, pourtant ces rencontres sont indispensables pour discuter, organiser et coordonner l'étude de notre projet. Désormais, nous travaillons séparément en se partageant les tâches et malgré toutes les difficultés imposées par la pandémie nous avons continué à travailler mais souvent à un rythme lent car notre motivation n'était pas toujours.

Enfin aujourd'hui nous pouvons nous féliciter car le chemin fut long et difficile mais nous y sommes et espérons que l'avenir sera plus radieux. Malheureusement la pandémie persiste de nos jours et continue de faire des victimes, et nous saluons la mémoire de toute ces personnes qui ont succombé au virus et nous remercions et saluons aussi le travail incroyable de tout le corps médical. Nous leur dédions à tous notre modeste travail de mémoire et prions DIEU pour la guérison des malades et l'éradication de la pandémie.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة جسر يعتبر جزءًا من مشروع الطريق السريع الذي يربط ولاية عين دقل و برج بوعريريج. يتكون بشكل أساسي من ثلاثة أجزاء: الجزء الأول هو عرض موقع البناء بالإضافة إلى الخصائص الرئيسية للهيكل ، ويقدم الجزء الثاني مزايا وعيوب مختلف متغيرات الجسر لاختيار المتغير الأنسب ، الجزء الثالث يشمل بقية الدراسة ، وهي تصميم وحساب عناصر البنية الفوقية والبنية التحتية.

تم استخدام الروبوت أوتوديسك 2018 لحساب الخرسانة سابقة الإجهاد والنمذجة.

كلمات الدالة

جسر، خرسانة مسبقة الاجهاد، عمود، أساس.

ABSTRACT

This work consists of the study of a viaduct which is a part of the highway project that connects the city of Ain defla and Bordj Bou Arreridj. It consists essentially of three parts: the first part is for the presentation of the construction site as well as the main characteristics of the structure, the second part presents the advantages and disadvantages of the different bridge alternatives to choose the most appropriate, and the third part includes the rest of the study, which is the calculation of the elements of the superstructure and infrastructure.

Autodesk robot 2018 was used for the calculations of prestressed concrete and the modeling.

Keywords: viaduct, stressed concrete, pier, foundation.

Résumé

Ce travail consiste en l'étude d'un viaduc autoroutier faisant partie du projet d'autoroute reliant la wilaya de Ain defla et Bordj Bou Arreridj. Il comporte trois parties : la première s'intéresse à la présentation du site de réalisation ainsi que les principales caractéristiques de l'ouvrage, la deuxième partie présente les avantages et les inconvénients des différentes variantes de pont afin de choisir la variante la plus appropriée, et la troisième partie comporte le reste de l'étude, c'est-à-dire, le prédimensionnement et le calcul des éléments de la superstructure et de l'infrastructure.

La précontrainte est réalisée par post-tension et la modélisation est faite par le logiciel Autodesk robot 2018.

Mots clés : viaduc, béton précontraint, pile, fondation.

REMERCIEMENT

*Je voudrais dans un premier temps à remercier **Dieu** le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.*

*Je tiens à saisir également cette occasion et adresser mes profonds remerciements et nos profondes reconnaissances à **Mme FERGANI**, notre encadreur de mémoire de fin d'étude, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'elle trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité. Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet fin d'étude, en acceptant d'examiner mon travail Et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à **Mme DEBBICHE** notre Co-encadreur de mémoire de fin d'étude, qui nous a enseigné et qui par leur compétence nous a soutenu dans la poursuite de nos études.*

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au corps professoral et administratif de l'école nationale supérieure des travaux publics, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

OUSSAMA

DEDICACES

*I want to thank **myself** for believing in **me**, always looking forward and never taking no days off*

*I want to thank my little family, my **father** who has been always by my side. and my **mother** who always knew how to pull me up on my feet again.*

*I want to thank my **close friends** and my dear **partner** in this work*

SOHEIB

DEDICACES

*A mon **père**, qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour que je réussisse dans mes études.*

*A ma chère **maman** qui est pour moi une source de réconfort.*

*A tous mes **frères** qui m'ont accompagné durant toutes mes études.*

*A mon cher **partenaire** dans ce travail.*

A tous mes amis(es).

TABLE DES MATIERES

| | |
|---|-----------|
| Introduction générale | 1 |
| Chapitre I : Recherche bibliographique | 2 |
| I.1 Caractérisation dynamique du sol : | 3 |
| I.1.1 Introduction : | 3 |
| I.1.2 Caractéristique dynamique des sols : | 3 |
| I.1.3 Méthodes expérimentales : | 5 |
| I.1.4 Essais en laboratoire : | 5 |
| I.1.5 Essais sismiques | 10 |
| I.2 Approche de modélisation de l'ouvrage vis-à-vis d'une excitation dynamique : | 14 |
| I.2.1 Modèle : Rouili & al. (2005) | 14 |
| I.2.2 Modèle : Bhattacharjee & Muralikrishna (2011)..... | 15 |
| I.3 Conclusion : | 16 |
| Chapitre II : Présentation de l'ouvrage | 18 |
| II.1 Introduction : | 19 |
| II.2 Présentation du projet : | 19 |
| II.2.1 Objectif du projet | 19 |
| II.2.2 Situation du site | 19 |
| II.2.3 Description de l'ouvrage : | 20 |
| II.3 Données fonctionnelles | 20 |
| II.3.1 Tracé en plan | 20 |
| II.3.2 Profil en long | 21 |
| II.4 Données naturelles : | 22 |
| II.4.1 Topographie : | 22 |
| II.4.2 Données climatiques : | 23 |
| II.5 Donnée sismologique : | 24 |
| II.6 Conclusion : | 25 |
| Chapitre III : Conception..... | 26 |
| III.1 Introduction : | 27 |
| III.2 Choix du type d'ouvrage | 28 |
| III.2.1 Variante 1 : pont mixte bipoutre : | 28 |
| III.2.2 Les avantages et les inconvénients de la variante 1 : | 33 |
| III.2.3 Variante 2 : Pont à voussoirs coulé sur place à inertie constante construit par encorbellement successif..... | 34 |

| | |
|--|-----------|
| III.2.4 Variante 3 : Pont à poutres précontraintes par post-tension : | 38 |
| III.2.5 Prédimensionnement | 38 |
| III.3 Analyse multicritère : | 43 |
| III.4 Variante retenue : | 44 |
| III.5 Caractéristiques géométriques des sections brutes de la poutre étudiée : | 44 |
| Chapitre IV : Caractéristiques des matériaux | 46 |
| IV.1 Introduction | 47 |
| IV.2 Le béton | 47 |
| IV.2.1 Résistance caractéristique à la compression | 47 |
| IV.2.2 Résistance caractéristique à la traction | 48 |
| IV.2.3 Coefficient de Poisson | 48 |
| IV.2.4 Module de déformation longitudinale de béton E | 49 |
| IV.2.5 Module de déformation transversale de béton G | 49 |
| IV.2.6 Contraintes admissibles : | 49 |
| IV.3 Les aciers | 50 |
| IV.3.1 Les aciers passifs | 50 |
| IV.4 Les aciers actifs | 52 |
| IV.5 Normes et Recommandations | 52 |
| IV.6 Conclusion | 53 |
| Chapitre V : Calcul des charges et des surcharges | 54 |
| V.1 Introduction : | 55 |
| V.2 Calcul des charges et surcharge : | 55 |
| V.2.2 Le récapitulatif du calcul des charges permanentes | 57 |
| V.3 Les caractéristiques du pont et les surcharges réglementaires | 58 |
| V.3.1 Les caractéristiques du pont | 58 |
| V.3.2 Evaluation des surcharges : | 59 |
| Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts internes | 67 |
| VI.1 Introduction | 68 |
| VI.2 Calcul des moments fléchissant longitudinaux | 68 |
| VI.2.1 Moment fléchissant dû au poids propre : | 68 |
| VI.2.2 Moment fléchissant dû aux systèmes de surcharges routières : | 68 |
| VI.3 Calcul des efforts tranchants : | 74 |
| VI.3.1 Efforts tranchants dus aux poids propres : | 74 |
| VI.3.2 Effort tranchant dû aux surcharges : | 74 |

| | |
|---|------------|
| Chapitre VII : Modélisation | 78 |
| VII.1 Modélisation de l'ouvrage..... | 79 |
| VII.1.1 Etapes de modélisation : | 79 |
| VII.1.2 Résultats | 83 |
| VII.1.3 Récapitulation de la modélisation : | 86 |
| VII.1.4 Conclusion..... | 86 |
| Chapitre VIII : Etude de la précontrainte | 87 |
| VIII.1 Introduction..... | 88 |
| VIII.2 Données de calcul..... | 88 |
| VIII.3 Dimensionnement de la précontrainte | 89 |
| VIII.3.1 Valeur minimale de la précontrainte en service | 89 |
| VIII.3.2 Détermination du nombre de câble | 89 |
| VIII.3.3 Pre-vérification des contraintes : | 90 |
| VIII.4 Trace des câbles de précontrainte | 92 |
| VIII.4.1 Principe | 92 |
| VIII.4.2 Détermination de la trace : | 92 |
| VIII.5 Calcul des pertes | 96 |
| VIII.5.1 Pertes de tension instantanées | 96 |
| VIII.5.2 Pertes différées | 98 |
| VIII.5.3 Pertes totales | 101 |
| VIII.6 Vérification des contraintes | 101 |
| VIII.6.1 Les sections de vérification : | 101 |
| VIII.6.2 Limitation des contraintes | 102 |
| VIII.6.3 Caractéristiques nettes des sections | 102 |
| VIII.6.4 Justifications de la poutre à l'ELS | 103 |
| VIII.7 Ferrailage de la poutre : | 106 |
| VIII.7.1 Armatures longitudinales de peau : | 106 |
| VIII.7.2 Armatures des zones tendues : | 107 |
| VIII.7.3 Armatures transversales de peau : | 108 |
| VIII.7.4 Armatures passives transversales : | 108 |
| VIII.7.5 Justification de la poutre à l'ELU | 109 |
| VIII.8 Conclusion | 110 |
| Chapitre IX : Etude des déformations | 111 |
| IX.1 Calcul des déformations | 112 |

| | | |
|---------------------|---|------------|
| IX.1.1 | Calcul des flèches : | 112 |
| IX.1.2 | Calcul des rotations..... | 114 |
| IX.1.3 | Calcul des déplacement horizontaux | 115 |
| IX.1.4 | Résultats : | 116 |
| Chapitre X | : Etude du tablier | 117 |
| X.1 | Introduction | 118 |
| X.2 | Géométrie de l'hourdis..... | 118 |
| X.3 | Evaluation des efforts | 118 |
| X.4 | Ferraillage | 120 |
| X.4.1 | Ferraillage nappe supérieure | 120 |
| X.4.2 | Ferraillages nappe inférieure..... | 120 |
| X.5 | Étude de l'entretoise | 121 |
| X.5.1 | Introduction : | 121 |
| X.5.2 | Schématisation statique de l'entretoise d'about : | 121 |
| X.5.3 | Ferraillage | 122 |
| Chapitre XI | : Etude des appareils d'appuis..... | 124 |
| XI.1 | Les appareils d'appuis : | 125 |
| XI.1.1 | Choix de type d'appareil d'appui : | 125 |
| XI.1.2 | Appareils d'appui en élastomère fretté | 125 |
| XI.1.3 | Prédimensionnement en plan de l'appareil (SETRA, 2007)..... | 126 |
| XI.1.4 | Vérification des appareils d'appuis..... | 128 |
| XI.1.5 | Détermination des efforts horizontaux : | 130 |
| XI.1.6 | Ferraillage des dés d'appuis : | 131 |
| XI.1.7 | Le joint de chaussée : | 132 |
| XI.1.8 | Conclusion | 133 |
| Chapitre XII | : Etude sismique | 134 |
| XII.1 | Introduction | 135 |
| XII.2 | Calcul parasismique : | 135 |
| XII.3 | Conception de la pile | 137 |
| XII.4 | Evaluation de la raideur totale k : | 138 |
| XII.5 | Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008 : | 139 |
| XII.5.1 | Séisme longitudinal : | 139 |
| XII.5.2 | Evaluation de l'effort sismique transversal | 142 |
| XII.5.3 | Evaluation de l'effort sismique vertical : | 143 |

| | |
|---|------------|
| Chapitre XIII : Etude de la pile | 145 |
| XIII.1 Introduction | 146 |
| XIII.2 Descendes des charges : | 146 |
| XIII.2.1 Combinaison des charges : | 147 |
| XIII.2.2 Evaluation des charges sismiques : | 147 |
| XIII.3 Etude du chevêtre | 151 |
| XIII.3.1 Charges appliquées sur le chevêtre | 151 |
| XIII.3.2 Dimensionnement à la torsion (guide SETRA) : | 154 |
| XIII.4 Etude des fûts : | 156 |
| XIII.4.1 Évaluation des charges : | 157 |
| XIII.4.2 Vérification de flambement : | 157 |
| XIII.4.3 Combinaison des charges : | 158 |
| XIII.4.4 Ferrailage du fût : | 158 |
| XIII.5 Etude de la fondation : | 159 |
| XIII.5.1 Etude des pieux | 159 |
| XIII.5.2 Ferrailage de la semelle sous pile : | 161 |
| Chapitre XIV : Etude de la culée | 164 |
| XIV.1 Introduction..... | 165 |
| XIV.2 Choix de type de culée | 165 |
| XIV.3 Prédimensionnement de la culée | 166 |
| XIV.4 Stabilité et évaluation des efforts | 167 |
| XIV.4.1 Calcul du coefficient de poussée | 167 |
| XIV.4.2 Evaluations des efforts sollicitant la culée : | 168 |
| XIV.4.3 Evaluation des charges Sismique : | 169 |
| XIV.4.4 Combinaison d'actions..... | 171 |
| XIV.4.5 Mur frontal | 172 |
| XIV.4.6 Etude du Mur en retour : | 173 |
| XIV.4.7 Etude de Dalle de transition : | 174 |
| XIV.4.8 Etude de le Corbeau d'appui de la dalle de transition | 176 |
| XIV.4.9 Etude du mur garde grève : | 177 |
| XIV.5 Etude de la fondation : | 179 |
| XIV.5.1 Effort revenant à chaque pieu : | 179 |
| XIV.5.2 Ferrailage des pieux : | 180 |
| XIV.5.3 Ferrailage de la semelle : | 182 |

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Recherche bibliographique

| | |
|--|----|
| Figure -I-1: Définition du module, de l'amortissement et de l'amplitude de déformation. | 4 |
| Figure I-2 : Domaines d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation et de leur application (Reiffsteck.2002)..... | 5 |
| Figure -I-3: Schéma de l'appareil de l'essai triaxial dynamique..... | 6 |
| Figure I-4 : courbe de consolidation cyclique typique | 7 |
| Figure I-5: Essai cyclique a déformation imposée | 7 |
| Figure I-6: Essai triaxial cyclique. Courbe déformation axiale, déviateur (ϵ_a , q). Paramètres. | 8 |
| Figure I-7 : Propriétés dynamiques du limon en fonction de l'amplitude $\Delta\epsilon_a$ sa. Comparaison des données expérimentales aux formulations empiriques. a) Modules d'Young E_u . b) Amortissements D , | 9 |
| Figure I-8 : Différents principes d'essais en place : a) exemple d'essais de cisaillement, b) d'expansion, c) de chargement,..... | 9 |
| Figure I-9 : Cross Hole Schéma de principe de l'essai en triplet de forage | 11 |
| Figure I-10 : Cross Hole Exemples de films sismiques..... | 11 |
| Figure I-11 : Down Hole Schéma de principe de l'essai..... | 13 |
| Figure I-12 : Down Hole Exemples de films sismiques | 13 |
| Figure I-13 : Down Hole Exemple de détermination graphique des vitesses des ondes P & S | 13 |
| Figure I-14: Prototype d'un mur de forme L, proposé par Rouili & al. [8]. | 14 |
| Figure I-15 : Modèle d'un mur de soutènement gravitaire proposé par Bhattacharjee & Muralikrishna [9]..... | 15 |
| Figure I-16: Variation du déplacement horizontal, RMSA et la pression horizontale,..... | 16 |
| Figure I-17 : Variation relative du déplacement horizontal à la base du remblai pour les altitudes 4 et 8 m, Bhattacharjee & Muralikrishna [9]. | 16 |

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

| | |
|--|----|
| Figure II-1: Location du Viaduc 28.1 (Google earth) | 20 |
| Figure II-2 : Le tracé en plan Élévations générales du viaduc (Coupes longitudinales)..... | 20 |
| Figure II-3: Profil en long..... | 21 |
| Figure II-4: Profil en travers..... | 21 |
| Figure II-5 : Location d'Exploration | 22 |
| Figure II-6 : Zones sismiques | 24 |

Chapitre III : Conception

| | |
|---|----|
| Figure III-1 : Les parties d'un pont mixte..... | 29 |
| Figure III-2 : Vue en élévation | 29 |
| Figure III-3: Coupe transversale de la variante 1 (SETRA, 1985)..... | 30 |
| Figure III-4 : Valeurs optimales de l'élancement d'un pont mixte à bipoutres (SETRA, 1985). | 31 |
| Figure III-5: représentation des poutres mixtes..... | 32 |
| Figure III-6 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre..... | 32 |
| Figure III-7 : Vue en transversale..... | 33 |
| Figure III-8 : Principe de la construction par encorbellement de fléaux successifs..... | 34 |
| Figure III-9 : Coupe longitudinale du pont construit par encorbellement de fléaux successifs..... | 35 |

| | |
|--|---------|
| Figure III-10 : Coupe longitudinale de la 2-ème variante | 35 |
| Figure III-11 : Coupe transversale d'un caisson simple..... | 36 |
| Figure III-12 : coup transversal de la variante 2..... | 37 |
| Figure III-13: pont a poutres précontraintes par post tension..... | 38 |
| Figure III-14 : vue en élévation | 38 |
| Figure III-15 : vue en plan..... | 38 |
| Figure III-16 : Gousset de talon..... | 41 |
| Figure III-17 : Gousset de la table de compression | 41 |
| Figure III-18 : section médiane avec hourdis | Section |
| d'about avec hourdis | 42 |
| Figure III-19 : coupe transversale..... | 43 |

Chapitre IV : Caractéristiques des matériaux

| | |
|---|----|
| Figure IV-1 : le diagramme des déformations du béton à l'ELU..... | 50 |
| Figure IV-2 : Diagramme contraintes déformations en S.D.T | 51 |
| Figure I-3 : Diagramme contraintes déformations en S.A..... | 51 |

Chapitre V : Calcul des charges et des surcharges

| | |
|---|----|
| Figure V-1 : la dalle..... | 55 |
| Figure V-2: variation de la section de la poutre | 55 |
| Figure V-3 : l'entretoise | 56 |
| Figure V-4 : detail prédalle..... | 56 |
| Figure V-5 : Répartition du système de charge Bc..... | 60 |
| Figure V-6 : Répartition du système de charge Br. | 61 |
| Figure V-7 : Répartition du système de charge Bt. | 62 |
| Figure V-8 : Système Mc120 | 63 |
| Figure V-9 : Répartition de la charge exceptionnelle type D240..... | 64 |

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts internes

| | |
|---|----|
| Figure VI-1 : Coupe longitudinale de la poutre..... | 68 |
| Figure VI-2: Coupe longitudinale de la poutre..... | 68 |
| Figure VI-3: les ordonnées | 69 |
| Figure VI-4 : Ligne d'influence pour charge Bc 1er cas La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre. | 70 |
| Figure VI-5 : Ligne d'influence pour charge bc 2-ème cas : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre. | 71 |
| Figure VI-6 : Ligne d'influence pour surcharge Bt..... | 72 |
| Figure VI-7 : Ligne d'influence pour système militaire Mc120 | 73 |
| Figure VI-8 : Ligne d'influence pour système militaire Mc120 | 73 |
| Figure VI-9 : Charge uniformément répartie due au poids propre | 74 |
| Figure VI-10 : Charge due à A(l) | 74 |
| Figure VI-11 : Charge due à Bc | 75 |
| Figure VI-12 : Charges dues à la surcharge Bt..... | 76 |
| Figure VI-13 : Charges dues à la surcharge MC120 | 76 |
| Figure VI-14 : Charges dues à la surcharge D240 | 77 |

Chapitre VII : Modélisation

| | |
|---|----|
| Figure VII-1 : Modélisation des poutres + entretoise..... | 79 |
| Figure VII-2: Modélisation de l'hourdis. | 80 |

| | |
|---|----|
| Figure VII-3 : Modélisation des appuis..... | 80 |
| Figure VII-4 : Affectation des charges permanentes CCP. | 81 |
| Figure VII-5 : Affectation des charges type A. | 81 |
| Figure VII-6 : Affectation des charges type Bc..... | 82 |
| Figure VII-7 : Affectation des charges type Bt. | 82 |
| Figure VII-8 : Affectation des charges type Mc120..... | 82 |
| Figure VII-9 : Affectation des charges type D240. | 83 |
| Figure VII-10 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à l'ELU..... | 84 |
| Figure VII-11 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à l'ELU..... | 84 |
| Figure VII-12 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à l'ELS. | 85 |
| Figure VII-13 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à l'ELS. | 85 |

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

| | |
|--|-----|
| Figure VIII-1 : Géométrie des câbles | 92 |
| Figure VIII-2 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte | 93 |
| Figure VIII-3 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage | 93 |
| Figure VIII-4 : Tracé des câbles avec un alignement droit de 1,2 m a partir de l'encrage | 94 |
| Figure VIII-5 : L'angle de déviation des câbles | 94 |
| Figure VIII-6 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension | 96 |
| Figure VIII-7 : Les sections de vérification | 101 |
| Figure VIII-8 : Ferrailage de zone tendue | 107 |
| Figure VIII-9 : Diagramme des contraintes à mi travée..... | 107 |
| Figure VIII-10: ferrailage de la poutre médiane | 109 |
| Figure VIII-11 : Ferrailage de la poutre d'about..... | 109 |

Chapitre IX : Etude des déformations

| | |
|---|-----|
| Figure IX-1 : diagramme de $M_p(x)$ et \bar{M} .(flèche) | 113 |
| Figure IX-2 : diagramme de $M_p(x)$ et \bar{M} (rotation) | 115 |

Chapitre X : Etude du tablier

| | |
|--|------------|
| Figure X-1 : Moment max à l'ELS de la combinaison $G + 1,2 Bc3$ | 118 |
| Figure X-2 : Effort tranchant max à l'ELS de la combinaison $G + 1,2 Bc3$ | 119 |
| Figure X-3 : Moment max à l'ELU de la combinaison $1,35G + 1,6 Bc3$ | 119 |
| Figure X-4 : Effort tranchant max à l'ELU de la combinaison $1.35G + 1,6 (Bc3$ | 119 |
| Figure X-5 : Ferrailage de la dalle..... | 120 |
| Figure X-6 : : Modélisation de l'entretoise | 121 |
| Figure X-7 : Diagramme de moment pour l'entretoise | 122 |
| Figure X-8 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise | 122 |
| <i>Figure X-9 : Ferrailage de l'entretoise</i> | <i>123</i> |

Chapitre XI : Etude des appareils d'appuis

| | |
|--|-----|
| Figure XI-1: : Constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté (SETRA, 2007) | 125 |
| Figure XI-2 : Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3 (SETRA, 2007)..... | 126 |

| | |
|---|-----|
| Figure XI-3 : : Appareils d'appui en élastomère fretté..... | 131 |
| Figure XI-4 : : Appareils d'appui en élastomère fretté et des d'appui | 132 |
| Figure XI-5 : Wd 60 Cipec..... | 133 |

Chapitre XII : Etude sismique

| | |
|--|-----|
| Figure XII-1 : ouvrages d'art sous efforts sismiques..... | 135 |
| Figure XII-2: Dimensions de la pile en centimètre | 138 |
| Figure XII-3 : Séisme longitudinal..... | 139 |
| Figure XII-4 : Réactions d'appui pour différents types de pont | 144 |

Chapitre XIII : Etude de la pile

| | |
|---|-----|
| Figure XIII-1 : Modèle de calcul..... | 152 |
| Figure XIII-2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU | 152 |
| Figure XIII-3 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU..... | 153 |
| Figure XIII-4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS | 153 |
| Figure XIII-5 : torsion du chevêtre..... | 155 |
| Figure XIII-6 : Représentation schématique de ferrailage du chevêtre..... | 156 |
| Figure XIII-7 : Ferrailage des futs..... | 159 |
| Figure XIII-8 : Ferrailage du pieu | 161 |
| Figure XIII-9 : Ferrailage de la semelle | 163 |

Chapitre XIV : Etude de la culée

| | |
|---|-----|
| Figure XIV-1 : : Les éléments de la culée remblayée. | 165 |
| Figure XIV-2 : Dimensions de la culée | 166 |
| Figure XIV-3 : Le calcul des moments sur la culée se fait par rapport au point O. | 172 |
| Figure XIV-4 : Les moments MXX et MYY sur le mur en retour avec le logiciel ROBOT. | 173 |
| Figure XIV-5 : Schématisation de la dalle de transition | 175 |
| Figure XIV-6 : la poussée des terres sur MGG | 177 |
| Figure XIV-7 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur. | 178 |
| Figure XIV-8 : ferrailage des pieux | 181 |
| Figure XIV-9 : ferrailage de la semelle..... | 183 |
| Figure XIV-10 : Ferrailage de la culée..... | 183 |

LISTE DES TABLAUX

| | |
|--|----|
| Tableau I-1: Le coefficient d'amortissement critique β | 4 |
| Tableau -I-2: Différents types d'essais cycliques en laboratoire et leur domaine d'application | 5 |
| Tableau -I-3: Synthèse méthode : triaxial dynamique..... | 6 |
| Tableau I-4: Différents types d'essais cycliques en place et leur domaine d'application | 10 |
| Tableau I-5: Synthèse méthode : CROSS HOLE | 10 |
| Tableau I-6: Synthèse méthode : down hole | 12 |
| | |
| Tableau II-1 : Les zones sismiques et leur sismicité | 24 |
| Tableau II-2 : Coefficient d'accélération (A)..... | 25 |
| | |
| Tableau III-1: Prédimensionnement des poutres métalliques..... | 31 |
| Tableau III-2 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC | 36 |
| Tableau III-3 : Comparaison des variantes | 44 |
| Tableau III-4 : Caractéristique géométrique de la poutre en différentes sections | 45 |
| | |
| Tableau IV-1 : indique les valeurs de E : | 49 |
| Tableau IV-2 : Les valeurs de module G..... | 49 |
| Tableau IV-3 : les valeurs de module f_{bu} | 50 |
| Tableau IV-4: les valeurs de module..... | 51 |
| Tableau IV-5 : Caractéristiques des câbles 12T15 | 52 |
| | |
| Tableau V-1 : calcul des charges permanentes..... | 57 |
| Tableau V-2 : Classe des ponts. | 58 |
| Tableau V-3 : coefficient a_1 | 59 |
| Tableau V-4 : valeurs de $A(l)$ | 59 |
| Tableau V-5 : Les valeurs de B_c en fonction du nombre de voies chargées. | 61 |
| Tableau V-6 : les valeurs de la charge b_c | 61 |
| Tableau V-7 : les valeurs de coefficient b_t | 62 |
| Tableau V-8 : les valeurs de la charge b_t | 62 |
| Tableau V-9 : les valeurs de coefficient de majoration | 64 |
| Tableau V-10: L'effort de freinage correspondant à la charge A..... | 65 |
| | |
| Tableau VI-1 : les moments dus au surcharge $A(l)$ | 69 |
| Tableau VI-2 : Calcul des ordonnées | 70 |
| Tableau VI-3 : Coefficient de majoration δ pour le système de charge B_c | 71 |
| Tableau VI-4 : Calcul des ordonnées | 72 |
| Tableau VI-5 : Coefficient de majoration δ pour le système de charge B_t | 72 |
| Tableau VI-6 : Moment fléchissant dû au Surcharge (M_c 120) pour $x = L / 2$ | 73 |
| Tableau VI-7 : Moment fléchissant Dus au Surcharge (D 240) pour $x = L / 2$ | 74 |
| Tableau VI-8 : : coordonnées, charges..... | 75 |
| Tableau VI-9 : coordonnées, charges..... | 75 |
| Tableau VI-10 : Les réactions des charges, surcharges | 77 |
| | |
| Tableau VII-1: Combinaison d'actions | 83 |
| | |
| Tableau VIII-1 : Données de dimensionnements de la précontrainte..... | 88 |
| Tableau VIII-2 : Calcul de PMIN..... | 89 |
| Tableau VIII-3 : Détermination du nombre de câble..... | 90 |
| Tableau VIII-4 : Caractéristiques de chaque vérification des contraintes | 91 |
| Tableau VIII-5 : Résultats de vérifications des contraintes..... | 91 |
| Tableau VIII-6 : Tracé des câbles | 94 |

| | |
|--|-----|
| Tableau VIII-7: Caractéristiques du tracé des câbles | 95 |
| Tableau VIII-8 : Valeurs des pertes dues aux frottements | 97 |
| Tableau VIII-9 : Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage..... | 97 |
| Tableau VIII-10 : Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton | 98 |
| Tableau VIII-11 : Valeurs des Pertes par retrait..... | 99 |
| Tableau VIII-12 : Valeurs des Pertes par fluage | 100 |
| Tableau VIII-13 : Pertes par relaxation..... | 100 |
| Tableau VIII-14 :Pertes totales..... | 101 |
| Tableau VIII-15 : Limitation des contraintes | 102 |
| Tableau VIII-16 : Caractéristiques nettes des sections..... | 102 |
| Tableau VIII-17 : Caractéristiques de chaque phase de vérification | 103 |
| Tableau VIII-18 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2..... | 104 |
| Tableau VIII-19 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4..... | 104 |
| Tableau VIII-20 : Effort de précontrainte..... | 105 |
| Tableau VIII-21 : Contrainte tangentielle « τ »..... | 106 |
| Tableau VIII-22 : Détermination l'angle β_u | 110 |
| | |
| Tableau IX-1: la flèche dus au Précontrainte à l'about et à mi-travée..... | 113 |
| | |
| Tableau XI-1 : Dimensions de l'appareil d'appui. | 127 |
| Tableau XI-2 : Les charges horizontales sollicitant la pile..... | 131 |
| | |
| Tableau XII-1 : Classification des ponts. | 135 |
| Tableau XII-2 : : Coefficient d'accélération de zone. | 136 |
| Tableau XII-3 : Taux d'amortissement en fonction de matériau..... | 137 |
| Tableau XII-4 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis..... | 139 |
| Tableau XII-5 : Raideurs dynamiques transversales des appuis..... | 139 |
| Tableau XII-6 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui | 141 |
| Tableau XII-7 : Evaluation de l'effort sismique transversal | 142 |
| Tableau XII-8 : paramètres a et b | 143 |
| Tableau XII-9 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble..... | 144 |
| | |
| Tableau XIII-1 : Réactions des surcharges sur pile..... | 146 |
| Tableau XIII-2 : Les charges horizontales sollicitant la pile | 147 |
| Tableau XIII-3 : Les combinaisons les plus défavorable des actions sollicitant la pile. | 147 |
| Tableau XIII-4 : Efforts provenant du tablier..... | 149 |
| Tableau XIII-5 : Efforts sismiques sollicitant la pile..... | 149 |
| Tableau XIII-6 : Combinaisons des directions de la pile. | 150 |
| Tableau XIII-7 : Les combinaisons les plus défavorable des actions sismiques. | 151 |
| Tableau XIII-8 : Charges appliquées sur le chevêtre..... | 151 |
| Tableau XIII-9 : Efforts agissant sur le fût..... | 157 |
| Tableau XIII-10 : Valeur des efforts par fût..... | 158 |
| Tableau XIII-11: Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables. | 160 |
| Tableau XIII-12 : Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu..... | 161 |
| Tableau XIII-13 : Résultats et section d'acier de la semelle. | 162 |
| | |
| Tableau XIV-1 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée..... | 166 |
| Tableau XIV-2 : Récapitulatif des dimensions des éléments de la culée | 166 |
| Tableau XIV-3 : Calcul du coefficient de poussée Kad. | 168 |
| Tableau XIV-4 : Evaluations des efforts sollicitant la culée. | 168 |
| Tableau XIV-5 : Efforts dus au tablier. | 168 |
| Tableau XIV-6 : Les charges sismiques des éléments de la culée : | 169 |
| Tableau XIV-7 : Les charges Sismique due à la poussée dynamique | 169 |
| Tableau XIV-8 : Les charges sismiques due à la culée. | 170 |
| Tableau XIV-9 : Les charges sismiques due au tablier pour la culée..... | 170 |
| Tableau XIV-10 : Charges sismiques totale | 171 |
| Tableau XIV-11 : Sollicitations maximales des combinaisons des efforts..... | 171 |

| | |
|--|-----|
| Tableau XIV-12 : Evaluations des efforts statiques de la culée | 171 |
| Tableau XIV-13 : : Evaluations des efforts statiques dues au tablier | 172 |
| Tableau XIV-14 : Sollicitations les plus défavorables sur le mur frontal..... | 172 |
| Tableau XIV-15 : Les efforts agissant sur la dalle de transition. | 175 |
| Tableau XIV-16 : Combinaison d'actions sur le corbeau | 176 |
| Tableau XIV-17 : Rapport ($M'p / K$) pour différentes valeurs de h (Guide SETRA). | 179 |
| Tableau XIV-18 : effort normaux maximaux revenants au pieux par rapport aux résistances caractéristiques ... | 180 |
| Tableau XIV-19 : Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu. | 181 |
| Tableau XIV-20 : Résultats et section d'acier de la semelle. | 182 |

Introduction générale

Le réseau routier est un facteur essentiel dans la vie économique et sociale d'un pays. Les ponts constituent les points sensibles du réseau. Leur défaillance provoque toujours une perturbation importante sur le trafic.

Le souci principal de l'ingénieur en génie civil est comment concevoir un pont en visant l'optimisation entre plusieurs paramètres tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles.

Ce travail, qui s'intéresse à l'étude de la superstructure et l'infrastructure d'un viaduc, entre dans le cadre de la réalisation de la 4^{ème} rocade d'Alger reliant Khémis Miliana et Bordj Bou Arreridj. Le but de ce projet est d'améliorer le trafic et le transport routier entre les wilayas et de faciliter la vie des citoyens.

Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré notre mémoire en 14 chapitres.

- ❖ **Le chapitre I** est une initiation à la recherche, sous forme de recherche bibliographique concernant l'étude de la culée (mur de soutènement) sous sollicitation sismique.
- ❖ **Le chapitre II** est consacré aux données de base du projet.
- ❖ **Le chapitre III** s'intéresse à l'analyse fonctionnelle et à l'analyse des variantes des ponts.
- ❖ **Le chapitre IV** est consacré aux caractéristiques des matériaux utiliser pour la réalisation de l'ouvrage.
- ❖ **Le chapitre V** est dédié à l'évaluation des charges et des surcharges appliquées à l'ouvrage,
- ❖ **Le chapitre VI** traite l'évaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants pour chaque cas des charges.
- ❖ **Le chapitre VII** à pour objectif de modélisation les efforts à l'aide du logiciel Robot Analysis structural 2020.
- ❖ L'étude de la précontrainte des poutres ainsi que le calcul du ferrailage sont présentés au **chapitre VIII**.
- ❖ Le calcul des déformations est les déplacements horizontaux sont traité au **chapitre IX**.
- ❖ Quant au **chapitre X**, il traite l'étude du ferrailage du tablier et l'entretoise.
- ❖ **Le chapitre XI** est consacré à l'étude et ferrailage des appareils d'appuis.
- ❖ **Le chapitre XII** élabore l'étude sismique.
- ❖ L'étude et ferrailage de la pile est exposée au **chapitre XIII**.
- ❖ Le dernier chapitre qui est le **chapitre XIV** consacré à l'étude de la culée.
- ❖ En fin le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

Chapitre I : Recherche bibliographique

I.1 Caractérisation dynamique du sol :

I.1.1 Introduction :

La connaissance du comportement cyclique des sols s'impose pour comprendre la réponse des sites quand ils sont frappés par un séisme. En très petites déformations, la raideur du sol est représentée par le module de cisaillement G_{max} qui est en lien direct avec la vitesse des ondes de cisaillement V_s . Dans la gamme des déformations faibles à moyennes, le comportement des sols est non linéaire et hystérétique. La raideur du sol est représentée par le module de cisaillement sécant G . Il est d'usage de l'exprimer aussi par le rapport G/G_{max} . La dissipation d'énergie par le sol au cours des cycles est représentée par le coefficient d'amortissement D . L'existence d'un amortissement minimal D_{min} en très petite déformation est admise généralement. Comme beaucoup de propriétés mécaniques des sols, G et D dépendent à la fois de la contrainte effective de confinement σ'_m et du niveau de déformation de cisaillement γ .

En pratique, le recueil des propriétés dynamiques des terrains s'effectue par la mesure directe des vitesses V_s in situ, ou une estimation indirecte de celles-ci (essais au laboratoire). [1]

Les méthodes employées pour estimer la pression dynamique des terres sur les murs de soutènement peuvent être classifiées dans trois groupes principaux : méthodes analytiques, méthodes expérimentales, méthodes numériques :

On va s'intéresser à la méthode numérique : l'approche de calcul dynamique direct est basée sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies.

I.1.2 Caractéristique dynamique des sols :

I.1.2.1 La résistance ultime de cisaillement τ_{max} :

Le module de cisaillement pour les petites déformations (G_0) et la résistance ultime de cisaillement (τ_{max}) sont nécessaires pour évaluer la courbe de contrainte-déformation de cisaillement.[2]

$$\tau_{max} = \left(\left[\left(\frac{1+K_0}{2} \right) \bar{\sigma}_v \sin \phi' + C' \cos \phi' \right]^2 - \left[\left(\frac{1-K_0}{2} \right) \bar{\sigma}_v \right]^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{I-1}$$

Ou (σ_v) la contrainte verticale effective, (ϕ) est l'angle de frottement interne effectif, (C') est la cohésion effective et (K) est le coefficient de pression des terres au repos. L'équation (3-18) est basée sur la théorie de la rupture de Mohr-Coulomb. Il faut modifier la valeur obtenue par (I-1) afin de tenir compte de l'effet de la vitesse de chargement. Les résultats des expériences faites à l'aide des différents appareils (Triaxial, cisaillement simple, etc..) nous donnent :

(τ_{max}) dynamique = (τ_{max}) statique \times (facteur de taux de déformation)

I.1.2.2 Module de cisaillement maximum :

Le module de cisaillement maximum G_{max} est défini par la relation suivante :

$$G_{max} = K P_a F(e) \left[\frac{\sigma_m'}{P_a} \right]^n \quad \text{I-2}$$

$$G_{max} = K P_a (OCR)^K F(e) \left[\frac{\sigma_m'}{P_a} \right]^n \quad \text{I-3}$$

K : Paramètre fonction de l'indice de plasticité.

P_a : Pression atmosphérique.

σ_m' : Contrainte moyenne effective.

$F(e)$: Fonction qui dépend de l'indice des vides (e) du sol, propose par Hardin 1978.

$$F(e) = 0.3 + 0.7 e^2 \text{ avec } 0.4 < e < 1.2 \quad \text{I-4}$$

OCR : Rapport de sur consolidation.

I.1.2.3 Amortissement hystérétique dans le sol :

Le mouvement des structures soumises à des forces ou des mouvements imposés, variables au cours du temps, dépend, en particulier des propriétés d'amortissement, c'est-à-dire de la dissipation d'énergie dans les matériaux constitutifs de la structure et dans les liaisons des différents éléments de structure entre eux et avec le milieu environnant. L'amortissement hystérétique (dit aussi "amortissement structural") : énergie dissipée proportionnelle au déplacement telle que la force d'amortissement est de signe opposé à celui de la vitesse.

Le coefficient d'amortissement critique β max en fonction du type de sol considéré, du nombre de cycles de chargement N et de sa fréquence f (tableau I-1).

Tableau I-1: Le coefficient d'amortissement critique β

| Type de sol | β max (%) |
|------------------------|--|
| Sable sec et propre | $33 - 1.5 \log N$ |
| Sable propre et saturé | $28 - 1.5 \log N$ |
| Argile saturé | $31 - (3 - 0.03f (\sigma' \text{ m/Pa})^{0.5} / 1.5f^{0.5} - 1.5 \log N$ |

N : Nombre de cycle de chargement.

m : Contrainte moyenne effective (Kg/cm²).

f : Fréquence moyenne du chargement (HZ).

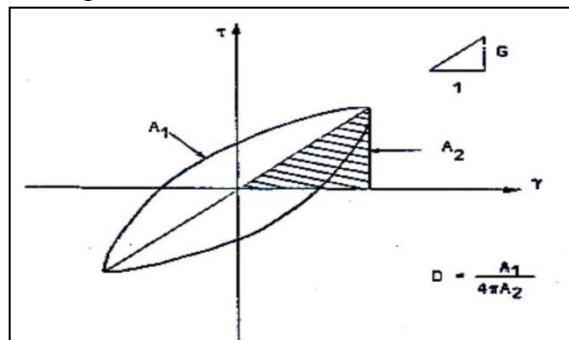


Figure -I-1: Définition du module, de l'amortissement et de l'amplitude de déformation.

I.1.3 Méthodes expérimentales :

L'exploitation des résultats pour la reconnaissance des sols et le dimensionnement des ouvrages ne sera abordé que sommairement. On peut arbitrairement subdiviser les essais en place en de grande familles : les essais qui donnent une caractéristique de sol à la limite (ou si l'on veut à la rupture) et les essais qui donnent en plus une relation contrainte déformation.

Une présentation sommaire des essais dynamiques et statiques ainsi que leur domaine d'utilisation en fonction de la précision des résultats est présentée sur la figure suivante afin de mieux cerner le comportement du sol. On peut observer sur la figure suivante que les essais de laboratoire ou en place possèdent des plages de sollicitations qui ne sont pas toujours en correspondance avec celles que les ouvrages appliquent au sol.[3]

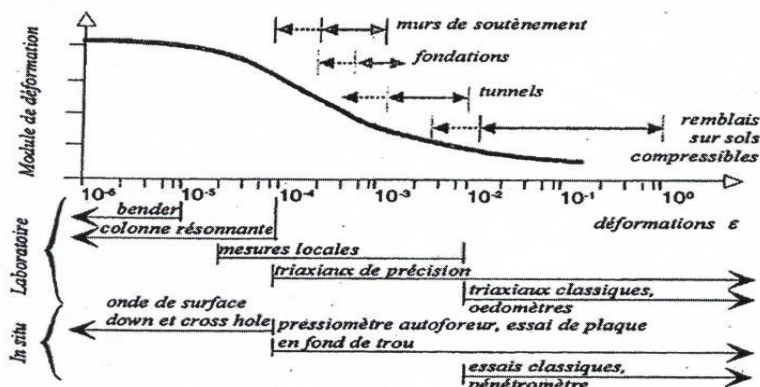


Figure I-2 : Domaines d'utilisation des matériaux d'essais pour la détermination des modules de déformation et de leur application (Reiffsteck.2002)

I.1.4 Essais en laboratoire :

A l'aide des essais en laboratoire, le comportement du matériau est évalué dans un domaine étendu des déformations. Contrairement aux essais in situ, les paramètres peuvent en plus être variés. Le désavantage de ces essais consiste en le fait que la prise d'échantillons conduit toujours à un dérangement de l'échantillon. Pour cette raison, les essais en laboratoire doivent être comparés et corrélés aux essais in situ. Les essais exécutés en laboratoire doivent couvrir le domaine de contraintes prévu in situ lors d'un séisme.[3]

Tableau -I-2: Différents types d'essais cycliques en laboratoire et leur domaine d'application

| | Domaine élastique | Domaine plastique |
|-----------------------|--|----------------------------------|
| Essais au laboratoire | Colonnes résonnantes | Cisaillement cyclique direct |
| | Bender element | Triaxial cyclique |
| | Elément de compression Piezoélectrique | Torsion de cisaillement cyclique |
| | Ultrasonique | - |

I.1.4.1 Essais au triaxial dynamique :

Tableau -I-3: Synthèse méthode : triaxial dynamique

| Synthèse méthode | |
|--------------------|---|
| Principe technique | Description des courbes triaxiales cycliques (contraintes et déformations). |
| Objectifs | Mesurer les propriétés dynamiques des sols, dégradation des modules et amortissement. |
| Limitation | Les déformations faibles à moyennes (10^{-4} à 10^{-2}). |

I.1.4.2 Principe :

Une méthode d'exploitation des essais triaxiaux cycliques est proposée pour identifier les propriétés dynamiques des sols fins limoneux ou argileux au laboratoire.

L'essai consiste à appliquer plusieurs séquences successives de cycles en condition non drainée dans une gamme de déformations axiales comprises entre 10^{-4} et 10^{-2} .

Une approximation en séries de Fourier des courbes expérimentales permet d'effectuer l'identification précise du module d'Young sécant et de l'amortissement. L'exploitation d'un essai donne une illustration de la méthode.[1]

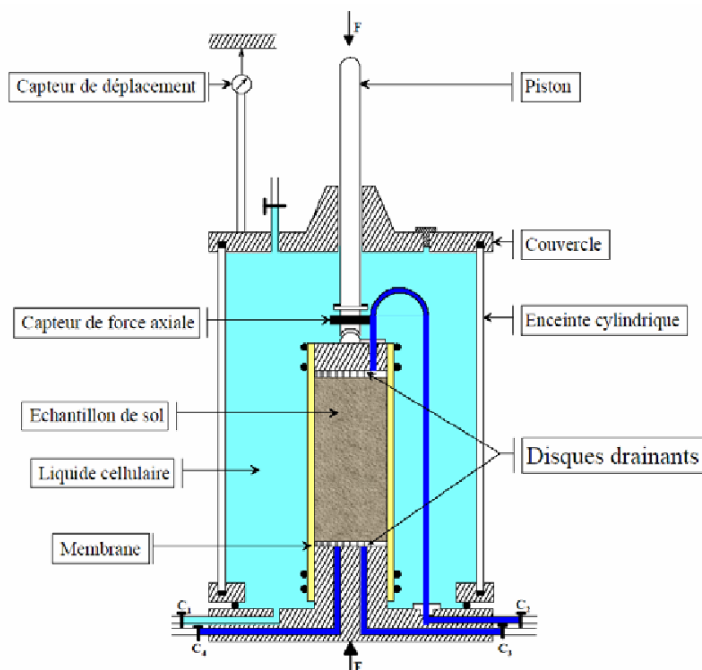


Figure -I-3: Schéma de l'appareil de l'essai triaxial dynamique

I.1.4.3 Description des courbes triaxiales cycliques :

Procédure d'essai :

Les essais cycliques sont caractérisés par une suite de sollicitations alternées.

Les plus courants sont ceux de traction-compression, mais on utilise également des essais de flexion ou de torsion alternée. L'objectif de ces essais est d'obtenir la loi de comportement "cyclique" du matériau, qui caractérise son évolution au fur et à mesure des cycles de sollicitation. Les essais de traction compression peuvent être réalisés à déformation ou à contrainte imposée.

La figure 1-5 montre le type de résultats obtenus en déformation imposée (traction-compression par exemple), dans le cas d'un matériau à durcissement cyclique. Lorsque l'amplitude de contrainte n'évolue plus sur plusieurs cycles, on dit que l'on a atteint le "cycle stabilisé". Pour obtenir la loi de comportement cyclique du matériau, on effectue plusieurs essais à déformation imposée plus ou moins grande. Pour chaque essai, on note l'amplitude de contrainte aux cycles stabilisés, que l'on trace en fonction de l'amplitude de déformation. La figure 1-4 montre le type de courbe obtenu, appelé "courbe de consolidation cyclique". [5]

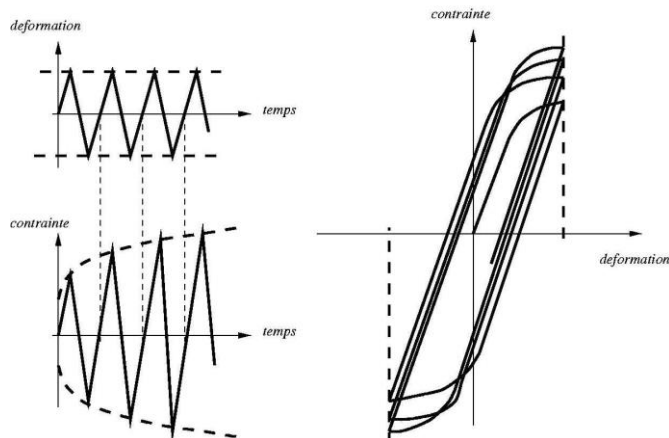


Figure I-5: Essai cyclique à déformation imposée

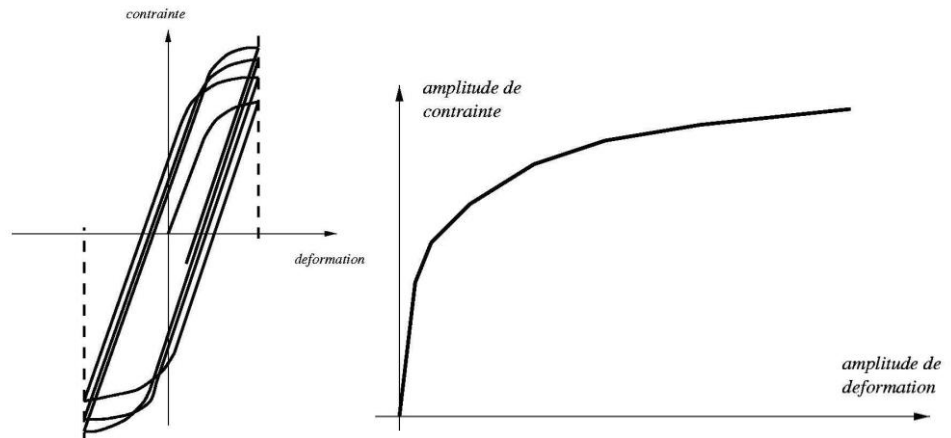


Figure I-4 : courbe de consolidation cyclique typique

Module d'Young et amortissement :

Dans son principe, l'essai triaxial, pendant lequel la pression de confinement est maintenue constante, permet de mesurer le module d'Young E , rapport entre le déviateur q et la déformation axiale ϵ_a . Un essai non drainé permet de mesurer le module d'Young non drainé E_u , dans une plage où la pression interstitielle ne change pas trop. Ce module est directement lié au module de cisaillement G . Dans les essais triaxiaux cycliques, le module d'Young non drainé sécant représente la pente moyenne de la boucle contrainte-déformation (ϵ_a, q). D'autres définitions des modules concernent les modules tangents.

L'amortissement D traduit la dissipation de l'énergie par le sol pendant les cycles de chargement-déchargement. Fonction de l'aire des boucles d'hystérésis, il se mesure aussi sur les courbes contrainte-déformation (ϵ_a, q). Ces courbes constituent le support pour l'identification des paramètres dynamiques du sol E_u et D pendant les essais triaxiaux cycliques. D'où l'intérêt d'une description précise de ces courbes.

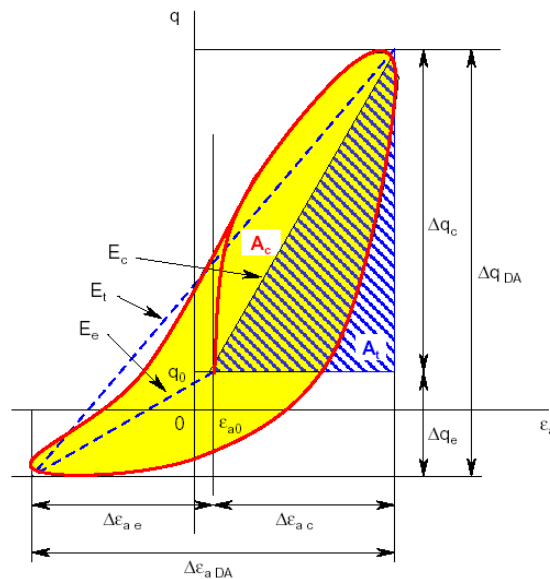


Figure I-6: Essai triaxial cyclique. Courbe déformation axiale, déviateur (ϵ_a, q). Paramètres.

I.1.4.4 Exploitation de l'essai triaxial cyclique

Dans la méthode proposée, les courbes représentant la déformation (t, ϵ_a) et le déviateur (t, q) en fonction du temps font l'objet d'une approximation à l'aide de séries de Fourier.

Ces approximations sont calculées au sens des moindres carrés sur la totalité de la séquence de cycles, ou un intervalle particulier de celle-ci. Dans le cas présent, le calcul est effectué sur les dix derniers cycles de chacune des séquences y_1 à y_8 , soit entre 80 et 100 s après le début de la sollicitation sinusoïdale. Cela permet de sélectionner un domaine où l'amplitude Dq du déviateur est la plus amortie et les boucles (ϵ_a, q) les mieux fermées. Parallèlement, l'accroissement de la pression interstitielle est plus lent dans cet intervalle. D'autres choix d'intervalles de calcul sont possibles.

Exemple : Représentation de la réponse dynamique du limon :

Pour terminer, les paramètres dynamiques du limon, qui ont été mesurés à partir de l'essai triaxial cyclique non drainé présenté ici, sont comparés aux propriétés tirées de deux formulations empiriques. Les modules sécants E_t et les amortissements D sont reportés sur les graphiques de la figure -I-7 en fonction de l'amplitude de la déformation axiale Dea SA.

Sur la base d'une compilation de nombreux essais de laboratoire publiés dans la littérature concernant des argiles et des limons, Vardanega et Bolton (2013) ont proposé une expression semi-empirique donnant le module maximal de cisaillement G_{max} en fonction de la pression effective de confinement et de l'indice des vides. Le module de cisaillement G s'exprime, via le rapport G / G_{max} , en fonction de la déformation de cisaillement g et d'une déformation de référence g_{ref} . Comme G_{max} pour l'axe des modules G en ordonnée, g_{ref} est introduite là pour normaliser l'axe des déformations en abscisse.[1]

Son expression est établie en fonction de l'indice de plasticité I_p :

$$\gamma_{ref} = 2,2 (I_p / 100000) \quad \text{I-4}$$

Le rapport G_{max} / G est donné alors par l'expression :

$$G_{max} / G = 1 + (\gamma / \gamma_{ref})^{0,943} \quad \text{I-5}$$

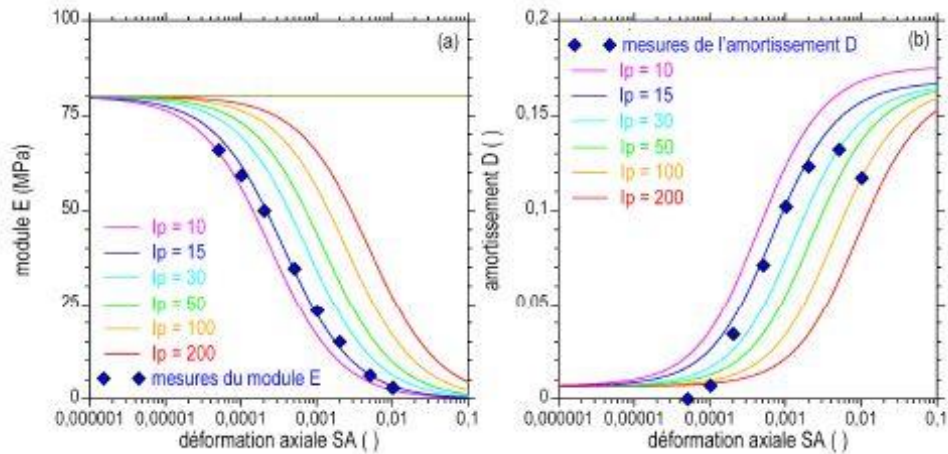


Figure I-7 : Propriétés dynamiques du limon en fonction de l'amplitude $\Delta \epsilon_a$ sa. Comparaison des données expérimentales aux formulations empiriques. a) Modules d'Young E . b) Amortissements D ,

Essais INSITU

Les méthodes expérimentales en place, dont l'usage devient de plus en plus courant dans la plupart des travaux importants réalisés à terre comme en mer, sont nombreuses et variées. Les objectifs et les conditions de leur utilisation sont également nombreux et variés.[3]

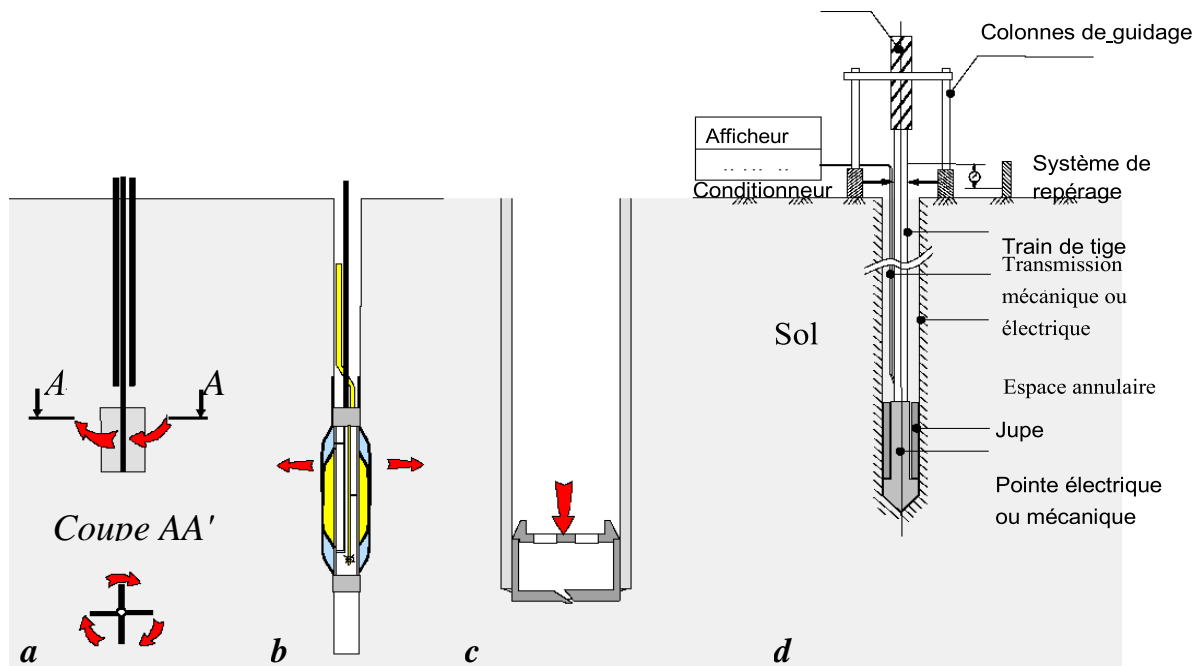


Figure I-8 : Différents principes d'essais en place : a) exemple d'essais de cisaillement, b) d'expansion, c) de chargement,

En général, on peut classer les essais en place en quatre catégories suivant leurs principes de fonctionnement : les essais de cisaillement, d'expansion, de chargement et de pénétration. Les essais in situ peuvent également être divisés en petites et grandes déformations. Les divers essais sismiques, utilisant une source artificielle de vibration et des sondes de vibration sont classifiés dans la première catégorie.

Les essais sismiques servent en général à déterminer des vitesses de cisaillement et de compression. Si l'onde produite est mesurée avec plusieurs sondes, un calcul du coefficient d'amortissement est possible. Le tableau 1-4 résume cette classification.

Tableau I-4: Différents types d'essais cycliques en place et leur domaine d'application

| | Domaine élastique | Domaine plastique |
|-----------------|---|--------------------------------|
| Essais en place | Réfraction sismique | DMT (dilatomètre de Marchetti) |
| | Réflexion sismique | PMT (pressiomètre) |
| | SASW (analyse spectrale des ondes de surface) | CPT |
| | Cross-hole, down-hole, up-hole sismique | SPT |
| | SCPT | - |
| | Géotomographie | - |

I.1.5 Essais sismiques

Les essais sismiques ont pour objet de mesurer la vitesse de propagation des ondes sismiques de compression et de cisaillement entre deux points ou plusieurs points séparés par une distance connue. Ces vitesses permettent de déterminer les paramètres dynamiques des milieux traversés : coefficient de poisson, module de cisaillement et module de compression.

Trois modalités de mesures sont généralement mises en œuvre :

- La tomographie sismique : elle permet de reconnaître les variations de vitesses longitudinales dans un milieu.
- Les mesures de cross-hole : elles s'organisent par paliers horizontaux et permettent de déterminer les paramètres dynamiques entre forages.
- Les mesures de down-hole et up-hole : elles sont effectuées en vue de déterminer les paramètres dynamiques entre la surface ou le fond d'un forage et un point situé à une certaine profondeur du forage au droit du quel les mesures sont effectuées. [4]

I.1.5.1 Principe technique de l'essai CROSS HOLE :

Tableau I-5: Synthèse méthode : CROSS HOLE

| Synthèse méthode | |
|---------------------------|---|
| Principe technique | Détermination du temps de trajet des ondes de compression et de cisaillement entre plusieurs forages |
| Objectifs | Caractérisation de la classe de sol dans le cadre du risque de liquéfaction des sols selon l'Eurocode 8 ; Détermination des paramètres dynamiques des terrains |
| Limitation | Forages non verticaux ; Tubage PVC mal scellé ; Bruit vibratoire fort ; |

I.1.5.1.1 Principe theorique :

L'essai Cross-Hole consiste à mesurer les temps de propagation des ondes sismiques de compression (ondes P) et de cisaillement (ondes S) entre plusieurs forages afin de déterminer, en fonction de la profondeur, leurs vitesses sismiques et les paramètres géodynamiques que sont le module d'Young, E, le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . [6]

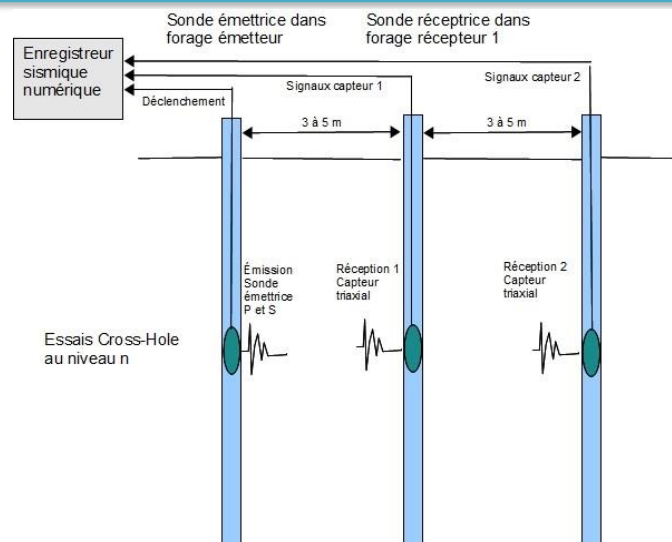


Figure I-9 : Cross Hole | Schéma de principe de l'essai en triplet de forage

L'essai se fait idéalement avec trois forages en ligne afin de mesurer les vitesses des ondes de compression et de cisaillement par différence entre les deux forages récepteurs, en s'affranchissant de la source qui peut générer des erreurs de mesure des temps. De plus, si une anisotropie est suspectée sur le site, il peut être envisagé de compléter le dispositif de trois forages avec deux forages disposés perpendiculairement et en ligne avec le forage émetteur.

La source sismique, disposée dans le forage « émetteur » peut être de deux types :

- Source mécanique de type Ballard : elle comporte une masse sismique mobile et un dispositif de plaquage pneumatique.

- Source piézo électrique de type Sparker : un générateur génère un courant électrique qui via un étinceleur va produire une onde mécanique dans le sol.

Les sondes sont munies d'un capteur de déclenchement qui est relié à l'enregistreur et permet la synchronisation du choc et du déclenchement de l'enregistrement.

Les ondes sismiques sont mesurées dans les forages « récepteurs » à l'aide d'une sonde sismique réceptrice également plaquée à la paroi du forage par un système d'ancrage.

Les mesures sont effectuées à différents niveaux de profondeur, typiquement tous les mètres ou tous les deux ou trois mètres, afin d'obtenir une coupe des vitesses des ondes P et S en fonction de la profondeur.

La figure ci-dessous fournit un exemple d'un enregistrement à une profondeur donnée.

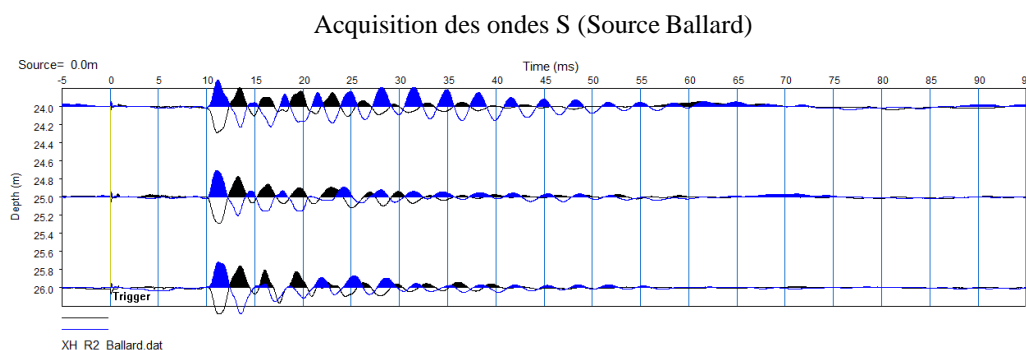


Figure I-10 : Cross Hole | Exemples de films sismiques

I.1.5.1.2 Traitement et interprétation

Les paramètres géodynamiques sont ensuite calculés en utilisant les relations suivantes :

$$\text{Coefficient de Poisson : } \nu = \frac{(V_p^2 - 2 \times V_s^2)}{2 \times (V_p^2 - V_s^2)} \quad \text{I-6}$$

$$\text{Module de Young : } E = 2 \times \rho \times V_s^2 \times (1 + \nu) \quad \text{I-7}$$

$$\text{Module de cisaillement : } G = \rho \times V_s^2 \quad \text{I-8}$$

Il est à noter que ces calculs nécessitent de connaître ou de faire une hypothèse sur la masse volumique des terrains concernés.

V_p et V_s sont respectivement les vitesses des ondes de compression et de cisaillement et sont exprimées en mètre par seconde (m/s). Le calcul de E et de G nécessite de connaître ou de faire une hypothèse sur la masse volumique des terrains traversés.

I.1.5.2 Principe technique de l'essai DOWN HOLE :

Tableau I-6: Synthèse méthode : down hole

| Synthèse méthode | |
|---------------------------|---|
| Principe technique | Détermination du temps de trajet des ondes de compression et de cisaillement entre la surface et un forage |
| Objectifs | Caractérisation de la classe de sol dans le cadre du risque de liquéfaction des sols selon l'Eurocode 8 ; Détermination des paramètres dynamiques des terrains |
| Limitation | Forage non vertical ; Tubage PVC mal scellé ; Bruit vibratoire fort ; |

I.1.5.2.1 Principe théorique :

L'essai Down-Hole est une variante de l'essai Cross-Hole dans laquelle l'onde sismique est générée en surface à proximité immédiate d'un forage dans lequel sont mesurés les temps d'arrivée des ondes de compression et de cisaillement.[7]

I.1.5.2.2 Réalisation sur site :

Les ondes sismiques sont générées par le choc d'une masse à main, sur laquelle est fixé un capteur qui permet le déclenchement de l'acquisition, sur un madrier en bois :

Les ondes P (compression) en frappant le socle verticalement ; Les ondes S (cisaillement) en frappant le socle horizontalement. De plus, dans le cas de la génération des ondes S, en frappant de part et d'autre le socle, on inverse la polarité de ces ondes ce qui permet une meilleure identification.

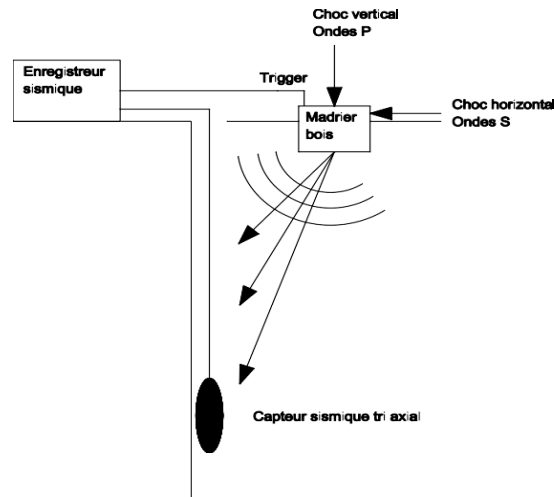


Figure I-11 : Down Hole | Schéma de principe de l'essai

Les ondes sismiques sont mesurées dans le forage à l'aide d'une sonde réceptrice plaquée à la paroi du forage par un système d'ancrage mécanique.

Les mesures sont effectuées à différentes profondeurs dans le forage, typiquement tous les mètres ou tous les deux mètres afin d'obtenir une coupe temps d'arrivée en fonction de la profondeur pour les ondes P et S.

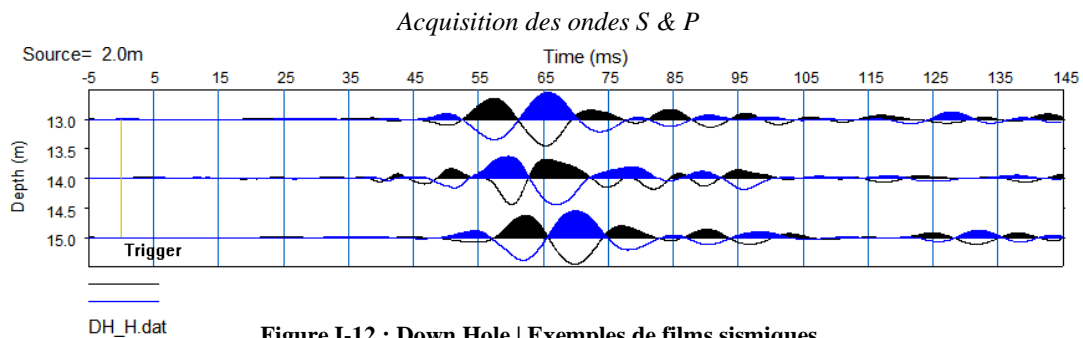


Figure I-12 : Down Hole | Exemples de films sismiques

I.1.5.2.3 Traitement et interprétation

Sur la base de ces coupes temps/profondeur un profil des vitesses d'ondes P et S en fonction de la profondeur est établi graphiquement.

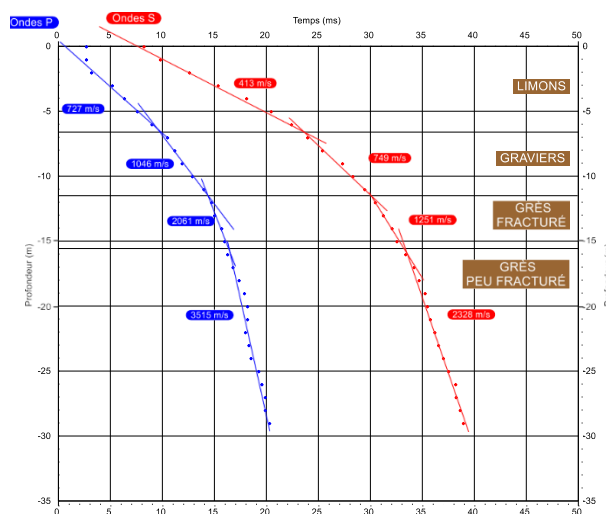


Figure I-13 : Down Hole | Exemple de détermination graphique des vitesses des ondes P & S

Les vitesses des ondes P et S ainsi obtenues permettent de calculer les modules dynamiques d'Young et de cisaillement ainsi que le coefficient de Poisson en fonction de la profondeur selon les formules suivantes :

$$\text{Coefficient de poisson :} \quad \nu = \frac{(V_P^2 - 2 \times V_S^2)}{2 \times (V_P^2 - V_S^2)} \quad \text{I-9}$$

$$\text{Module dynamique de cisaillement :} \quad G = \rho \times V^2 \quad \text{I-10}$$

$$\text{Module dynamique d'Young :} \quad E = 2 \times \rho \times V^2 \times (1 + \nu) \quad \text{I-11}$$

Il est à noter que ces calculs nécessitent de connaître ou de faire une hypothèse sur la masse volumique des terrains concernés.

Les deux modèles ainsi obtenus (Cross Hole et Down Hole) sont ensuite comparés et affinés afin d'obtenir le profil de vitesse du site. C'est ce profil de vitesse qui est utilisé ensuite dans le calcul des paramètres dynamiques (E_d et G_d), du coefficient de Poisson et de la vitesse harmonique V_S .

I.2 Approche de modélisation de l'ouvrage vis-à-vis d'une excitation dynamique :

Cette approche est basée sur la résolution des équations d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies, qui prennent en compte les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif, et des lois de comportement élastique ou élasto-plastique, et calculent l'état des déformations correspondantes. Cette approche requiert de nombreux paramètres, dont la détermination est souvent délicate : état initial des contraintes, paramètres mécaniques, critères de rupture, etc. Par ailleurs, il est possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe. Dans les paragraphes suivants on va présenter les modèles de la bibliographie.[8]

I.2.1 Modèle : Rouili & al. (2005)

Rouili & al [8], ont développé un modèle numérique en utilisant le programme Plaxis v8, pour la simulation du comportement d'une structure rigide de soutènement en forme, supportant du sable. Pour la validation du modèle proposé, il est fait référence au comportement d'un modèle réduit testé en centrifugeuse

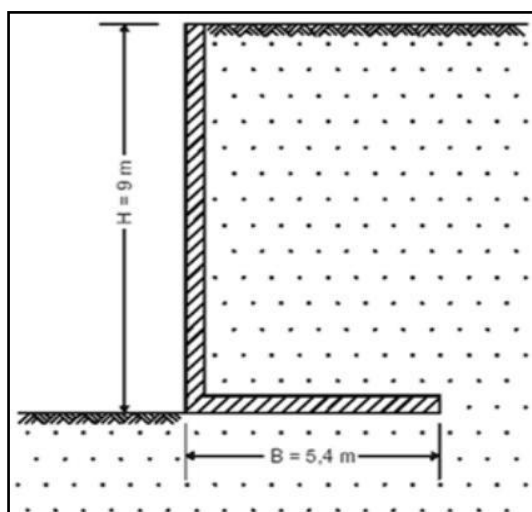


Figure I-14: Prototype d'un mur de forme L, proposé par Rouili & al. [8].

Le modèle numérique proposé, a été utilisé pour prédire le comportement du prototype, et de vérifier la validité du concept de modélisation utilisé. En prenant en considération, la géométrie et les dimensions du modèle expérimental utilisé dans la centrifugeuse, le modèle adopté c'est « the hardening soil model ». Les résultats de la simulation numérique obtenus, en termes de mode et amplitude des déplacements du mur, sont très proches aux résultats mesurés expérimentalement, à partir de la table centrifugeuse. Une très bonne concordance a également été obtenue, entre la pression latérale mesurée et celle calculée par le modèle numérique proposé, en comparaison avec l'approche classique.

I.2.2 Modèle : Bhattacharjee & Muralikrishna (2011)

Ils ont fait une simulation d'un mur gravitaire, comme il est montré sur la figure 1-15, sollicité par un séisme à l'aide du code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua).[9]

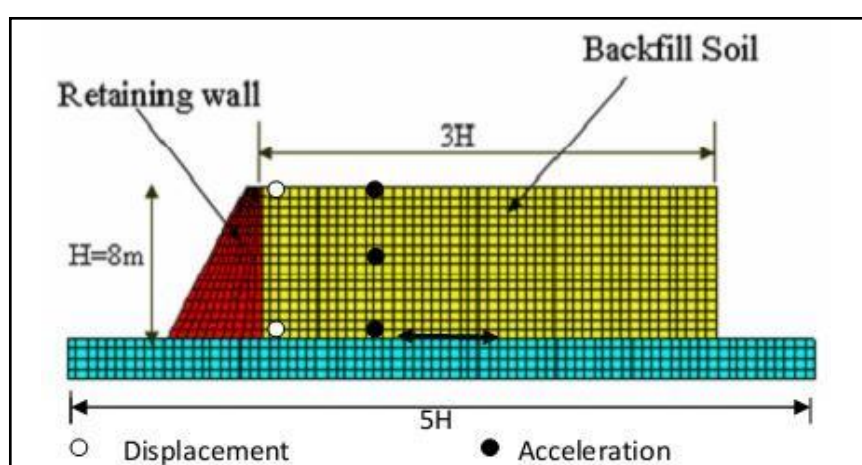


Figure I-15 : Modèle d'un mur de soutènement gravitaire proposé par Bhattacharjee & Muralikrishna [9].

Dans cette étude dynamique, ils considèrent un modèle de comportement élastique pour le mur, pour le sol ils considèrent le modèle de comportement de Coulomb-Mohr.

La comparaison des résultats de FLAC^{3D}, sont faites avec des résultats disponibles dans la littérature, pour calculer le déplacement permanent du mur. Les effets de l'accélération et de la fréquence, sur le déplacement permanent, et de la pression horizontale sur le mur sont étudiés. L'effet 3D sur le déplacement et l'effort horizontal, également sont étudiés en variant la longueur du mur.

Les résultats obtenus à partir du modèle numérique sont raisonnables avec ceux du modèle analytique. Les déplacements horizontaux et les pressions horizontales varient, avec la variation de la fréquence de l'excitation. Dans cette simulation numérique, Ils ont observé que le déplacement horizontal augmente avec la diminution de la fréquence. La pression horizontale augmente de 50% pour un changement de 6Hz à 3Hz. La variation de la longueur du mur ne cause pas une différence significative du déplacement horizontal, d'amplification de RMSA (root mean square acceleration) et d'accélération, comme il est montré sur la figure 1-16.

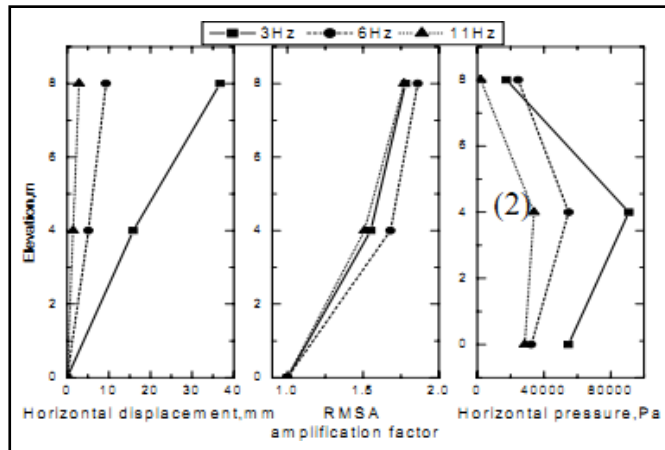


Figure I-16: Variation du déplacement horizontal, RMSA et la pression horizontale, Avec $K_h=0.3$ et $\zeta=5\%$, d'après Bhattacharjee & Muralikrishna [9].

Le déplacement relatif à la base du modèle du mur augmente en augmentant la hauteur du mur, comme il est illustré sur la figure I-17

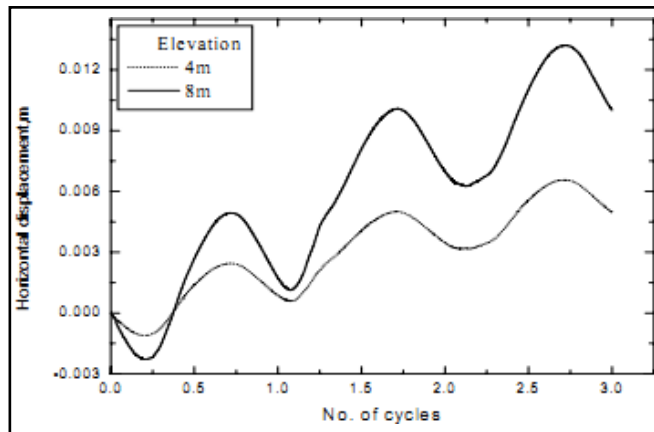


Figure I-17 : Variation relative du déplacement horizontal à la base du remblai pour les altitudes 4 et 8 m, Bhattacharjee & Muralikrishna [9].

I.3 Conclusion :

Dans le cadre de cette initiation de travail de recherche de Master, nous avons mis en évidence la complexité du comportement des sols vis-à-vis des sollicitations dynamiques en général et du séisme en particulier. Son étude a nécessité le développement d'un grand nombre de techniques d'essais en laboratoire et en place. Ces essais ont pour objectifs de fournir des données expérimentales sur les propriétés mécaniques, dynamiques, de déformabilité et de résistance des sols et de simuler leur comportement. Les résultats d'essais obtenus suivant ces deux cheminements (en laboratoire, en place) qui fournissent les paramètres nécessaires au calcul dynamique des sols. Toutes ces propriétés mécaniques, dynamiques du sol trouvées servent après à la phase de modélisation et simulation du comportement du sol-structure, les analyses par éléments finis peuvent être employées pour estimer les pressions, les surpressions interstitielles et les forces dynamiques agissantes sur les murs, et elles donnent des résultats acceptables et réalistes par rapport à ceux analytiques.

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1 Introduction :

D'une façon générale, on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal...

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature de l'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. De même, une buse est un ouvrage de franchissement que l'on ne désigne jamais par le terme de pont, même si l'ouverture est de dimension respectable. En fin, certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont.

En résumé, on appellera pont tout ouvrage de franchissement en élévation construit in situ, ce qui exclut les buses totalement ou partiellement préfabriquées.

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception.

II.2 Présentation du projet :

II.2.1 Objectif du projet

Notre projet de fin d'études, s'inscrit dans le cadre de la réalisation du Viaduc 28.1 qui sera construit au sein du projet d'autoroute 4ème rocade d'Alger, qui reliera les wilayas de Aïn-Defla et Bordj-Bou-Arréridj, (Khemis Miliana-Hannacha). Ce dernier permet de franchir les contraintes naturelles imposées par le site et donner une conformité du tracé ferroviaire.

II.2.2 Situation du site

Le viaduc se trouve entre les points kilométriques suivant : PK 28+158 au PK28+404 de l'itinéraire. La location Via 28.1 est affichée dans la Figure II-1 ci-dessous.

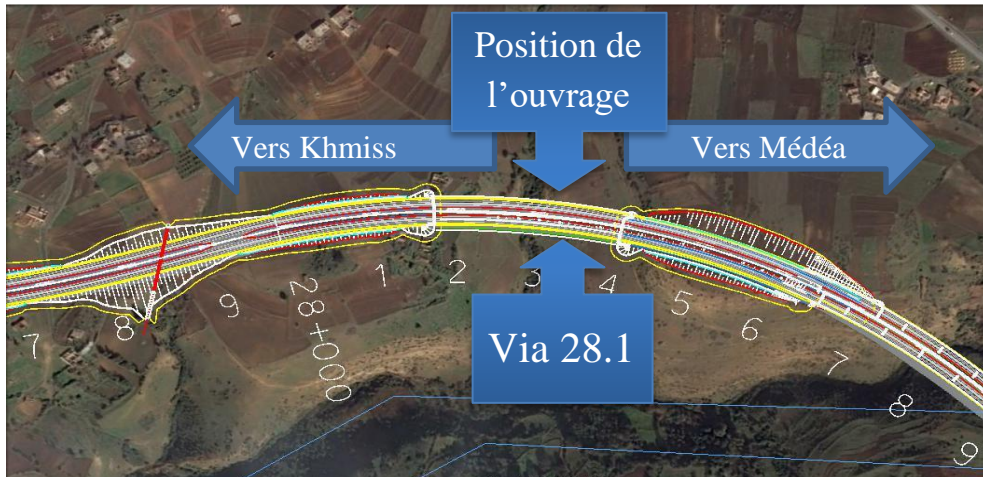


Figure II-1: Location du Viaduc 28.1 (Google earth)

II.2.3 Description de l'ouvrage :

La structure est constituée par 7 travées égales de 35 mètres de longueur chacune avec une longueur totale de 246,2 mètres.

La section transversale de chaque tablier a une largeur de 13.25 mètres et elle est formée par 8 poutres de 1.75 mètres de hauteur appuyées sur des appareils d'appuis en élastomère fretté, d'une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur qui sera coulée in situ sur des prédalles en béton armé disposées dessus les poutres.

La construction du tablier est réalisée au moyen de la mise en place par une grue des éléments préfabriqués : poutres et prédalles, et le bétonnage in situ de la dalle supérieure. Les fondations des piles et des culées du viaduc ont été conçues comme des fondations sur pieux d'après le rapport géotechnique établi.

II.3 Données fonctionnelles

II.3.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie, il est dessiné sur un plan de situation.

L'ouvrage étudié est un pont à grand rayon, à poutres précontraintes par post-tension d'une longueur de 246,2 m et de largeur totale de 13,25m.

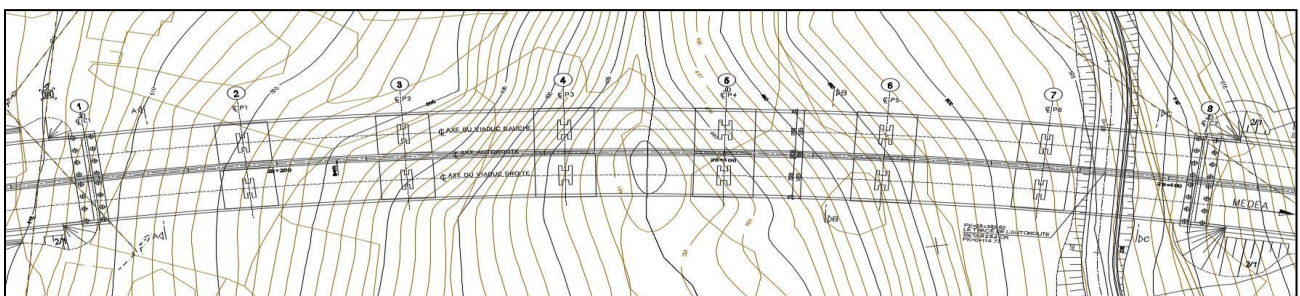


Figure II-2 : Le tracé en plan Élévations générales du viaduc (Coupes longitudinales)

II.3.2 Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement est défini, d'une part en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir, et d'autre part en fonction des contraintes naturelles. . Le profil en long de notre Ouvrage présente une longueur totale de 246,2 m et une pente longitudinale de 0,7 ‰

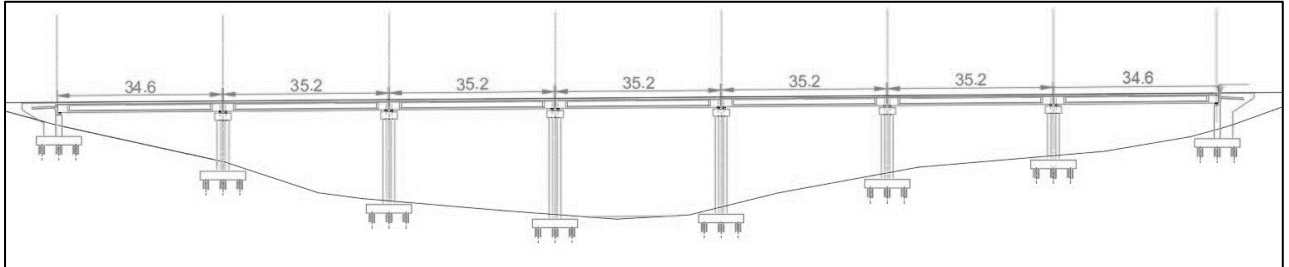


Figure II-3: Profil en long

Le profil en travers correspond à l'ensemble des éléments définissant la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Les composantes du profil en travers de notre tablier sont :

- Largeur roulable : $l_r = 12$ m
- Nombre de voies : $N = 3$ voies
- Deux trottoirs l'un de 0,5m et l'autre de 0,75m.
- La largeur d'une voie : 3,5m.
- Un dévers (2,5% vers l'extérieur).
- Deux glissières de sécurité.
- Deux gardes corps.
- prédalles de 5 cm d'épaisseur
- Dalle de 25 cm d'épaisseur

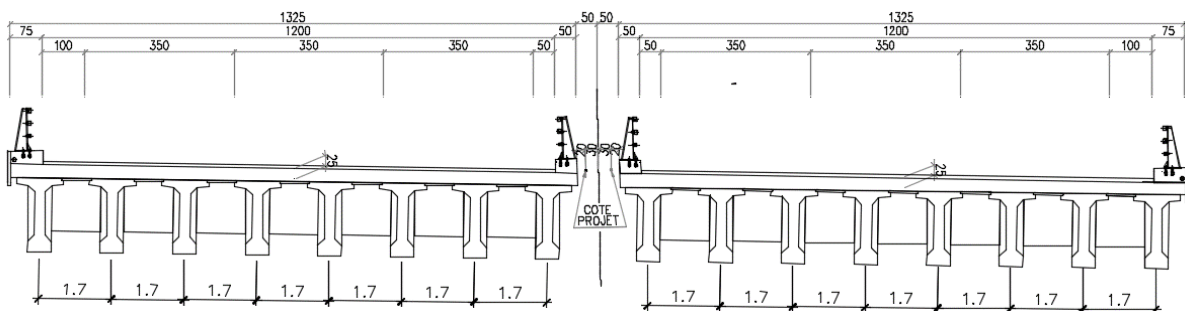


Figure II-4: Profil en travers

II.4 Données naturelles :

La collection des données naturelles est une étape essentielle pour définir le type de l'ouvrage correspondant.

II.4.1 Topographie :

Notre visite du site effectuée par nous-même nous a permis de conclure que le projet est implanté dans une zone accidentée.

II.4.1.1 Données géotechniques :

L'étude du sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement...).

La campagne de reconnaissance géotechnique menée par COBA et MAPA, à comporter l'exécution des essais suivantes :

Trois (03) essais de forage notés BH-111, BH-112, BH-113 et BH-114 de 25,00 m et 30,00 m de profondeur.

Un essai de forage noté S-438 de 25,00 m de profondeur.

- **Investigation géotechnique :**

Pour recueillir les informations sur le sol de notre ouvrage COBA, MAPA ont établi un programme d'investigation géotechnique mené par le L.T.P.O basé sur les différents essais : mécaniques, chimiques et physiques.

- **Essais in situ :**

- **Tests de Pressiomètre :**

Tests de Pressiomètre du forage : n° BH-112, n° BH-113 et n° BH-114, tests de Pressiomètre du forage n° S-438

Essai de pénétration standard (SPT) : essai de pénétration standard du forage n° S-438

Les locations des explorations sont indiquées dans la Figure ci-dessous.

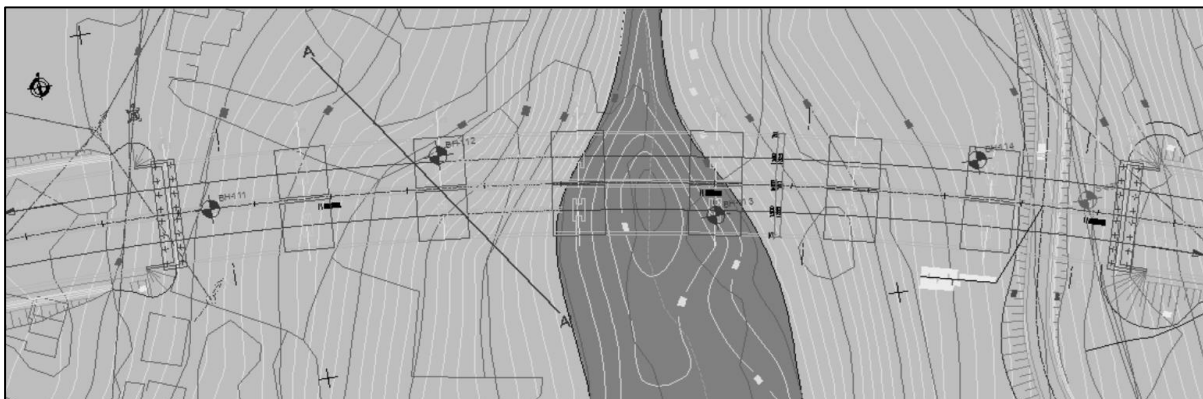


Figure II-5 : Location d'Exploration

II.4.1.2 Essais au laboratoire

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier,

- **Essais d'identification physique :** tamisage, sédimentométrie, limite d'Atterberg ; teneur en eau, teneur en carbonates etc. ...
- **Essais mécaniques :**
 - Essai de compression simple.
 - Essai de cisaillement à la boîte.
 - Essai de compressibilité à l'œdomètre.
 - Essai triaxial.
- **Analyses chimiques du sol.**

Les fondations reposent dans une unité d'argile solide et une unité d'argile rigide ; des problèmes de stabilité pouvant survenir des grandes charges provenant de la structure du viaduc du fait des caractéristiques géotechniques de ces unités, il est décidé de reposer les fondations de la structure du Via 28.1 sur des fondations à pieux forés de 1,2 m de diamètre.

II.4.2 Données climatiques :

➤ **La Température :**

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis.

- **Variation uniforme de la température :**

La différence de température prise en compte est comme suit :

$$\Delta T_1 = 35 \text{ °C en été} \qquad \Delta T_2 = -15 \text{ °C en hiver}$$

- **Le coefficient de dilatation du béton est pris égale à :**
 $\alpha = 1 \text{E-}05 \text{ C}^{-1}$
- **Gradient thermique :**

Les efforts dus au gradient thermique sont évalués sur la base d'un gradient de température entre les fibres extrêmes du tablier (selon article 3.1.2.2 DTR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes).

➤ **La Neige :**

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans les calculs des ponts mais ils peuvent intervenir dans quelque cas particulier (ouvrage en phase de construction) et pour certaines zones situées à des altitudes inférieures à 2000 m.

➤ Le Vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par l'actuel règlement des charges

Pour les ouvrages en service le vent exerce une pression horizontale statique appliquées aux surfaces frappées d'intensité égale à $W = 2.00 \text{ kN/m}^2$ Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée et sa pression est appliquée à la surface des piles et du tablier

II.5 Donnée sismologique :

Le document technique réglementaire DTR, concernant les règles parasismiques algériennes applicable au domaine des ouvrages d'arts RPOA 2008", élaboré par le CTTTP et le CGS (centre national de recherche appliquée en génie parasismique), divise le territoire algérien en quatre (05) zones de sismicité croissante, soit :

Tableau II-1 : Les zones sismiques et leur sismicité

| Zone | Zone 0 | Zone I | Zone IIa | Zone IIb | Zone III |
|-----------|-------------|--------|----------|----------|-------------|
| Sismicité | Négligeable | Faible | Moyenne | Élevée | Très élevée |

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPOA 2008 doit être classé dans l'un des trois groupes définis ci-après :

Groupe 1 : Ouvrages d'importance stratégique

Groupe 2 : Ouvrages de grande importance

Groupe 3 : Ouvrages d'importance moyenne

La valeur du coefficient d'accélération -A- est déterminée conformément à la relation suivante entre le groupe d'encadrement de l'ouvrage et la zona sismique correspondante.

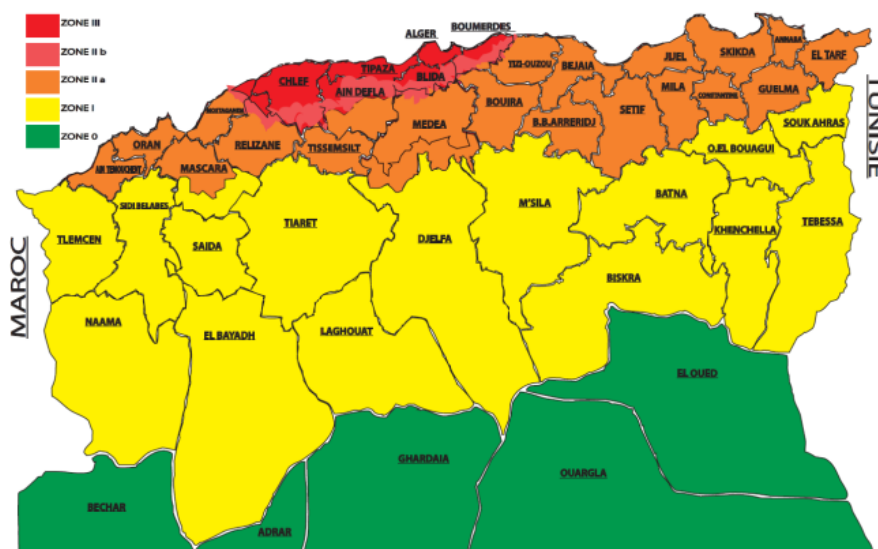


Figure II-6 : Zones sismiques

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. On l'appelle aussi accélération à la base. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, des vitesses ou des accélérations. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Du point de vue sismicité, d'après les renseignements recueillis. Le site étudié se situe dans la "**zone IIb**" qui correspond à une zone de sismicité élevée, la section autoroutière Khemis Miliana-Berrouaghia est considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe 2).

Les paramètres adoptés seront donc les suivants : $A = 0.25$.

Tableau II-2 : Coefficient d'accélération (A)

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

II.6 Conclusion :

Ce présent chapitre a défini en détail tous les éléments de la superstructure et de l'infrastructure de notre ouvrage ; aussi que toutes les données naturelles et fonctionnelles nécessaires pour l'élaboration de notre ce projet.

Chapitre III : Conception

III.1 Introduction :

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

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

Démarche de conception d'un pont

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données et des informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions sont détaillées ci-après :

Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage

En rase campagne, l'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, s'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, l'ancrage du pont ou du viaduc doit être examiné avec soin.

En milieu urbain, les contraintes d'environnement sont souvent déterminantes pour la conception (Calgaro et al., 1994).

Recueil des données naturelles

L'ensemble des données et renseignements à recueillir sur place durant la visite de l'Ingénieur des lieux sont :

- **Topographie :**

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.

- **L'hydrologie :**

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître le régime ; fréquence et importance des crues et débit solide.

- **Données géologiques et géotechniques :**

Leur recueil (la nature du sol, niveau de la nappe phréatique) constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations.

- **Actions naturelles susceptibles de solliciter un pont :**

- Des actions directes comme celles du vent, dont la force peut être accrue dans le cas d'une vallée encaissée.
- Des actions indirectes comme celles les actions physico-chimiques du milieu environnant.

- **Données fonctionnelles :**

Pour commencer un projet, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables. Cette liste comprend :

- Le tracé en plan.
- Le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissement ultérieurs.
- Le profil en long.
- Les charges d'exploitation, normales et exceptionnelles.
- Les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable).

III.2 Choix du type d'ouvrage

Pour franchir une brèche donnée, on recherche la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse, pour obtenir le meilleur choix, il faut d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions, leurs limites et leurs coûts, cette opération fait appel à l'expérience et à la connaissance de l'Ingénieur.

➤ Proposition des variantes :

Nous proposons 3 solutions différentes avec pour chacune un prédimensionnement, nous analysons les trois en citant pour chacune d'elle ses avantages et ses inconvénients, puis nous opterons pour celle qui paraît la plus avantageuse.

Nous proposons les trois variantes suivantes :

- Variante 1 : pont mixte.
- Variante 2 : pont construit par encorbellement.
- Variante 3 : pont en béton précontrainte par pos-tension.

III.2.1 Variante 1 : pont mixte bipoutre :

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique, d'une dalle en béton armé et de connecteurs. Le rôle des connecteurs est d'empêcher le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

L'ossature métallique est composée de deux poutres. Si le tablier est assez large une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur les pièces des ponts espacées tous les 4m environ. Si le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle seulement sur les deux poutres espacées d'environ 0,55 fois la largeur de la dalle, et reliées par des entretoises (Calgaro et al., 1994).

III.2.1.1 Introduction :

La structure métallique est composée de deux poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, coûteux en temps d'usinage.

Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

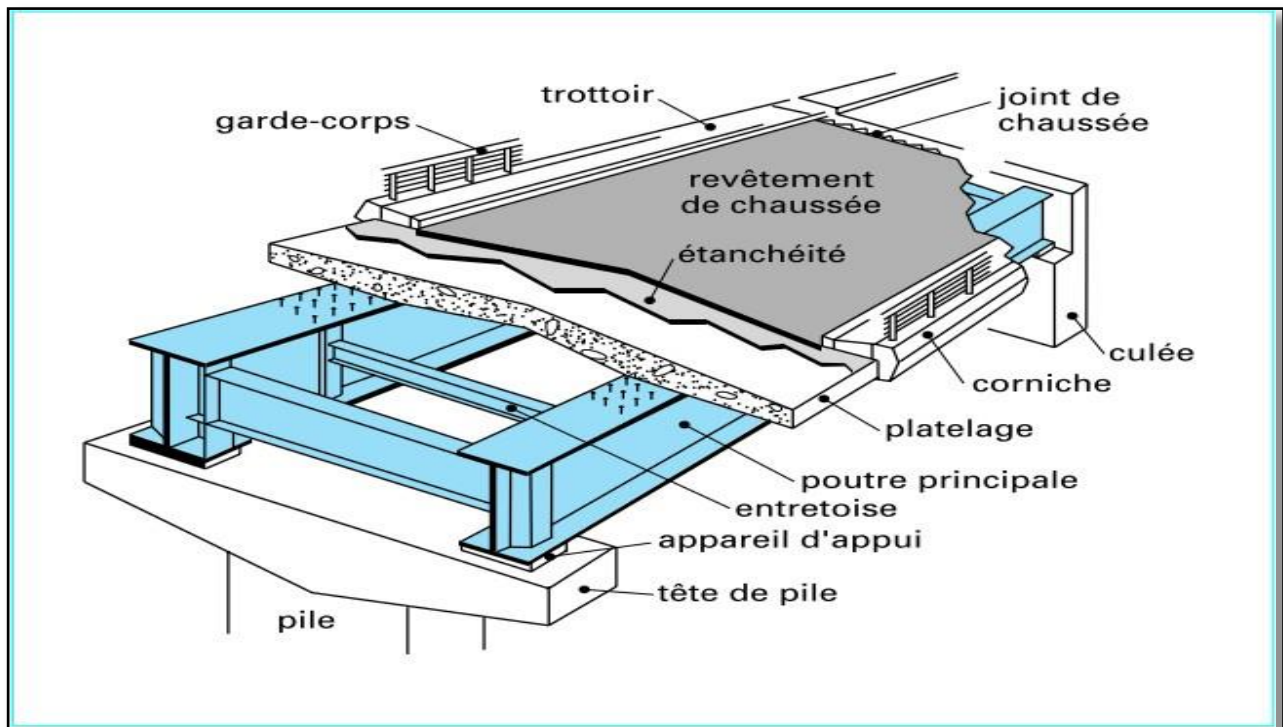


Figure III-1 : Les parties d'un pont mixte

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

Le choix s'est porté sur 5 travées de 50m.

Le système choisi est isostatique pour une meilleure reprise des efforts.

On a : $L=50m$. $l=250m$.

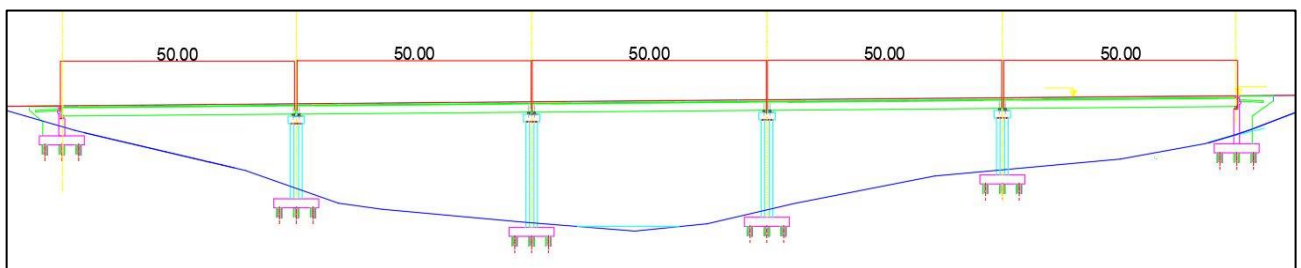


Figure III-2 : Vue en élévation

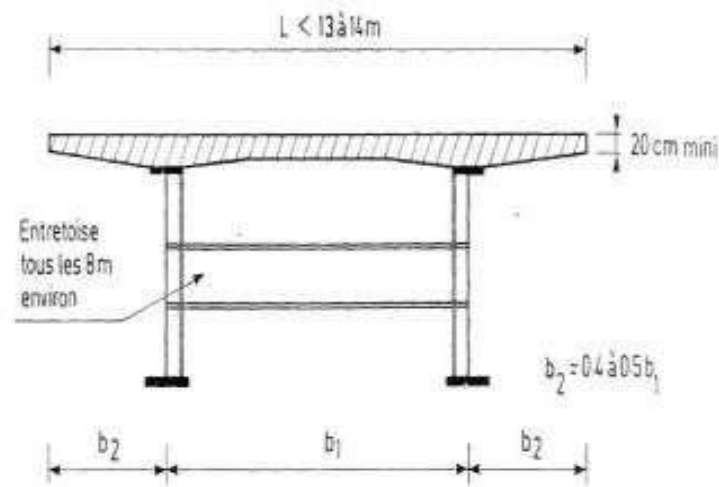


Figure III-3: Coupe transversale de la variante 1 (SETRA, 1985).

III.2.1.1.1 Prédimensionnement de la poutre :

La poutre est de forme I, comporte une âme et deux semelles. Le prédimensionnement (SETRA, 1985) est :

➤ Nombre de poutres (N) :

-Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur du tablier et l'espacement (entraxe entre deux poutres) :

$$N = \frac{La}{d}$$

La : la largeur du tablier qui est égale à 13,25m.

d : entraxe entre deux poutres $d=0,55 \times La=0,55 \times 13,25=7,28m$.

Application numérique :

$$N=1,82$$

On prend le nombre de poutre $N=2$.

➤ Conception des poutres principales :

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

Les valeurs optimales d'un pont mixte à bipoutres (SETRA, 1985).

➤ Elancement de poutres :

Les valeurs optimales de l'élancement indiquées dans le tableau ci-dessous correspondent au rapport optimal des portées de l'ouvrage :

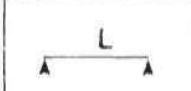
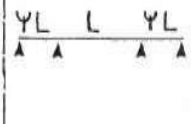
| | | |
|---|-------------------|--|
|  | 1/22 | |
| | hauteur constante | hauteur variable |
|  | 1/28 | sur appui : 1/25 à mi-travée : 1/40 à 1/50 |

Figure III-4 : Valeurs optimales de l'élanement d'un pont mixte à bipoutres (SETRA, 1985).

➤ Épaisseur de l'âme (t_w) :

L'épaisseur de l'âme dépend :

- De l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- Des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs).
- De l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

➤ Largeur et épaisseur des semelles (b_s , b_i , t_s , t_i) :

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions :
D'instabilité et de résistance.

Tableau III-1: Prédimensionnement des poutres métalliques

| Dimension | Notation | En travée | Valeur adoptée (mm) | Sur Appui | Valeur Adoptée (mm) |
|-------------------------------------|-------------|------------|---------------------|------------|---------------------|
| Épaisseur de la semelle supérieure. | $t_{f,sup}$ | 15 à 40 | 35 | 20 à 70 | 40 |
| Épaisseur de la semelle inférieure | $t_{f,inf}$ | 20 à 70 | 65 | 40 à 90 | 65 |
| Épaisseur de l'âme | t_w | 15 à 25 | 25 | 20 à 30 | 25 |
| Largeur de la semelle supérieure | $b_{f,sup}$ | 300 à 700 | 700 | 300 à 1200 | 1000 |
| Largeur de la semelle inférieure | $b_{f,inf}$ | 400 à 1200 | 900 | 500 à 1400 | 1300 |

➤ Géométrie de la poutre :

La hauteur de la poutre est définie dans notre cas par : $h=L/28= 1,78$

On prend alors $h=1.80m$.

Les autres cotations sont répertoriées dans le tableau ci-dessous :

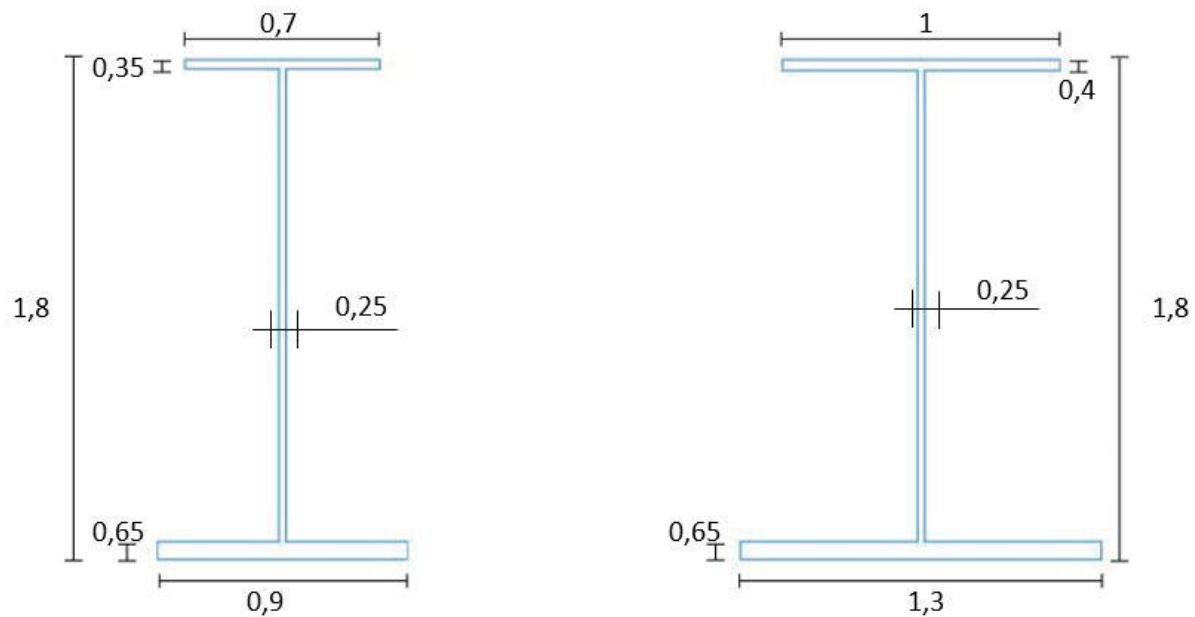


Figure III-5: représentation des poutres mixtes

En travée

Selon le SETRA, La dalle est en général d'épaisseur variable, 300mm au droit des poutres et 250mm entre les poutres (à mi travée).

- La largeur de la dalle est égale à : $L=13,25\text{m}$.

La dalle est en général d'épaisseur variable :

$250\text{mm} \leq E \leq 300\text{mm}$.

On prend $E=280\text{mm}$.

Sur Appui

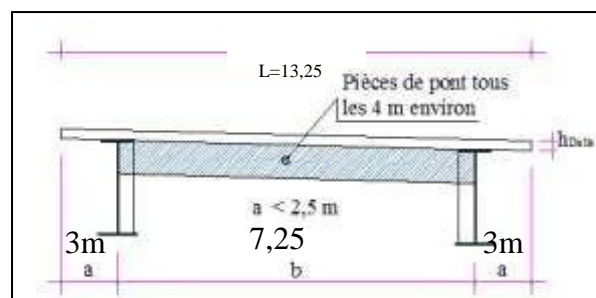


Figure III-6 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre

- 3 voies de 3.5 m de largeur ;
- Une BDG de 0.5m de largeur et une BD de 1m de largeur ;
- La chaussée présentera une pente transversale en toit à 2.5% permettant l'assainissement de l'ouvrage.

Le tablier est assez large (13,25m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont.

On opte pour : $a = 3\text{m}$, $b = 7,25\text{m}$

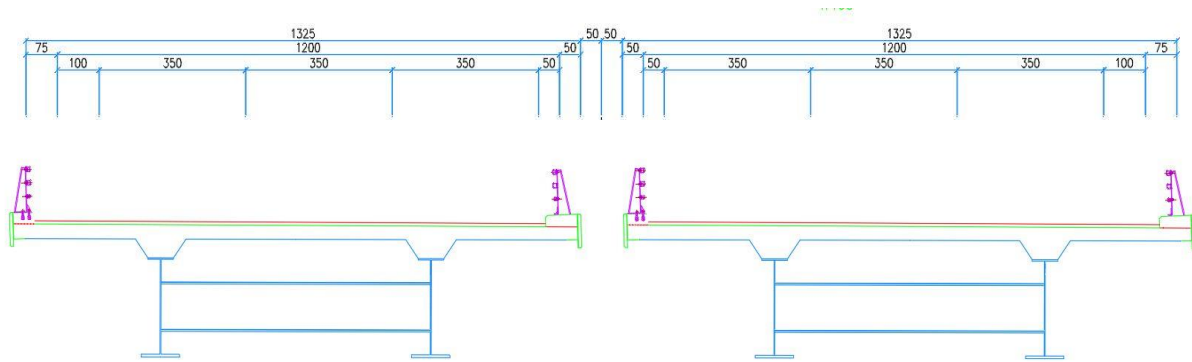


Figure III-7 : Vue en transversale

III.2.2 Les avantages et les inconvénients de la variante 1 :

| Les avantages : | Les inconvénients : |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ✓ La possibilité de franchir les grandes portées. ✓ La rapidité d'exécution globale. ✓ La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux. ✓ Des possibilités d'extension et de réparation. ✓ Offrent de multiples possibilités de conception architecturale. | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages. ✓ Le coût élevé des matériaux et de la main d'œuvre qualifiée. ✓ La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur chantier. ✓ La sensibilité au gradient thermique. ✓ Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le Voilement lors du montage ainsi qu'en service. |

III.2.3 Variante 2 : Pont à voussoirs coulé sur place à inertie constante construit par encorbellement successif

III.2.3.1 Introduction :

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoportée pouvant servir d'appui pour la suite des opérations (SETRA, 2003).

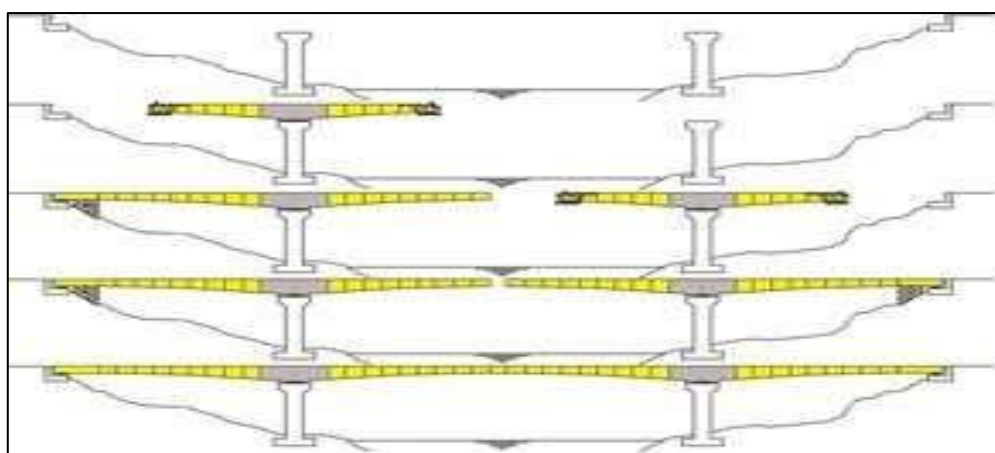


Figure III-8 : Principe de la construction par encorbellement de fléaux successifs

III.2.3.2 Conception longitudinale :

➤ Distribution des travées :

Afin de déterminer les portées de notre ouvrage, nous adopterons le raisonnement suivant :

- De ce fait nous aurons trois travées : l'obligation d'avoir une ouverture assez large de la travée qui franchie.
- Eviter l'augmentation du nombre des piles.
- Choisir des portées économiques.

La longueur totale de notre ouvrage est de 250 m, on fixe la travée principale $L=110\text{m}$ On détermine les travées de rive telle que (SETRA, 2003) :

- $0,5 \times L = 0,5 \times 110 = 55\text{ m}$.
- $0,7 \times L = 0,7 \times 110 = 77\text{ m}$.
- Dans notre cas on aura 3 travées, dont la travée centrale est de $L=110\text{m}$ et de deux travées de rives avec $L=70\text{m}$.

➤ Élançement et forme de l'intrados :

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont supérieures à 60/65 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle sur abondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable. Pour ces ouvrages, la variation de hauteur entre la clef et la pile est généralement parabolique.

Pour un tablier sur appuis simples on a les relations suivantes :

- Sur pile $h_p : \frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$ $h_p = 6,69 \text{ m}$ ($L=110\text{m}$).
- A la clef $h_c : \frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$ $h_c = 3,17\text{m}$.
- Sur pile $h_p : \frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45}$ $h_p = 4,5 \text{ m}$ ($L=70\text{m}$).
- A la clef $h_c : \frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7}$ $h_c = 2,41\text{m}$.

Cette formule est applicable pour toute valeur de L comprise dans le domaine d'emploi des ponts construits par encorbellement.

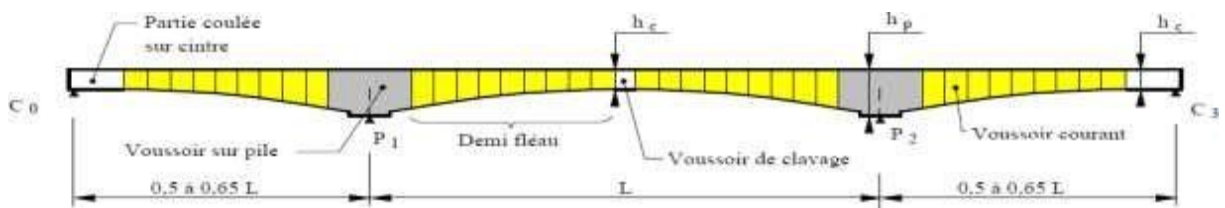


Figure III-9 : Coupe longitudinale du pont construit par encorbellement de fléaux successifs

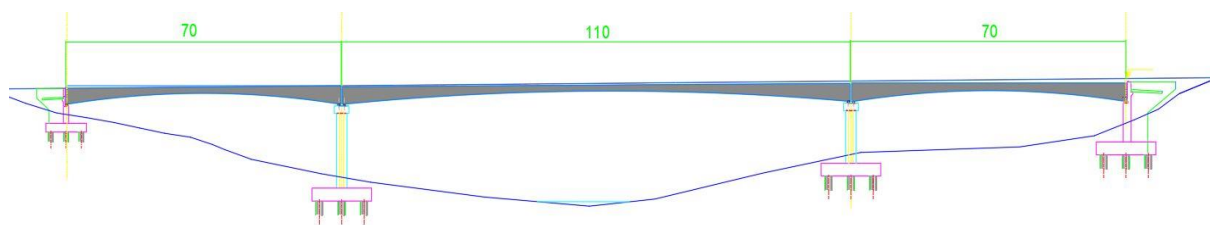


Figure III-10 : Coupe longitudinale de la 2-ème variante

III.2.3.3 Conception transversale

➤ Choix du type de caisson

Pour des largeurs du tablier inférieure à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

➤ Prédimensionnement de la section transversale

En élaborant dans ce paragraphe, le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir, basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003).

Les valeurs des notations précisées

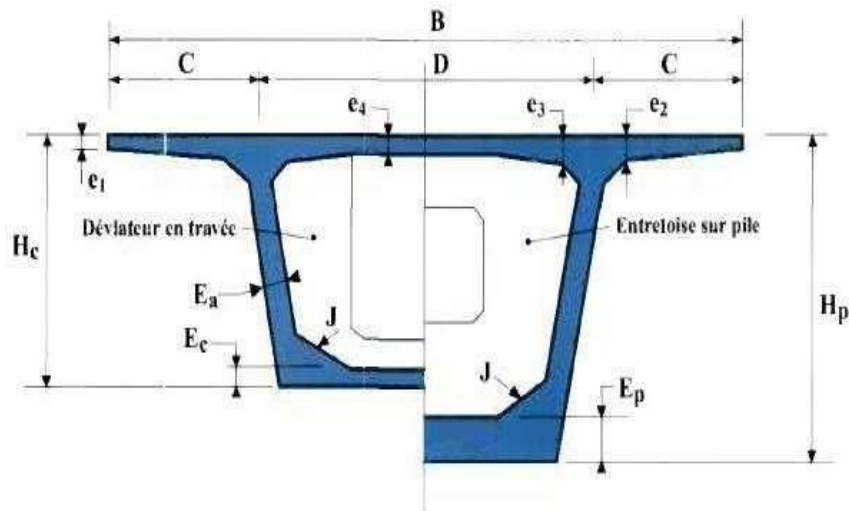


Figure III-11 : Coupe transversale d'un caisson simple

Les dimensions de la section transversale dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-2 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC

| Elément | Ration usuel | Valeur retenue |
|-----------------------------|--|----------------|
| Largeur de voussoir | B | 1325 cm |
| C | B/4 | 312,5 cm |
| D | B-2C | 700 cm |
| e1 | $e1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$ | 25 cm |
| e2 | $C/7 \leq e2 \leq C/8$ | 56 cm |
| e3 | $e3 > e2 - 10 \text{ cm}$ et $e3 > 1,5 e4$ | 45 cm |
| e4 | $D/30 \leq e4 \leq D/25$ | 25 cm |
| Inclinaison de l'âme | $10\% \leq \beta \leq 30\%$ | 10 % |
| Ea | $Ea \geq 0,26 + L/500$ | 80 cm |
| Ec | $Ec \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$ | 30 cm |
| Gossier supérieure | $30^\circ < \alpha < 45^\circ$ | 45° |
| Gossier inférieure | $40^\circ < \alpha < 45^\circ$ | 45° |

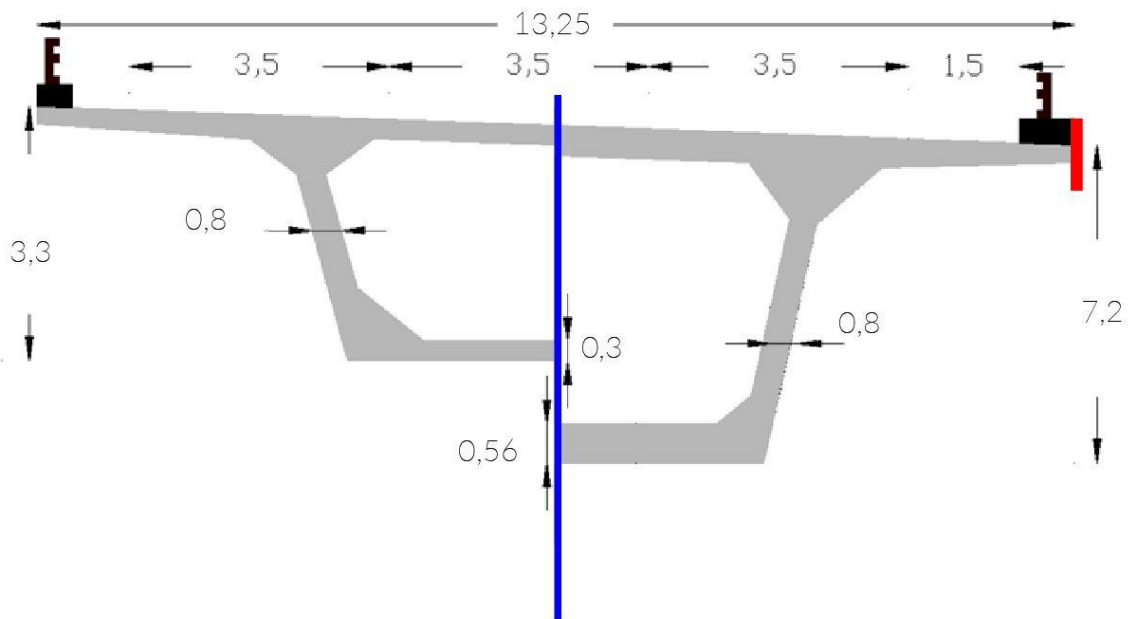


Figure III-12 : coupe transversale de la variante 2.

➤ Les avantages et inconvénients :

| Les avantages | Les inconvénients |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ✓ L'entretien n'est demandé qu'au bout d'un certain temps. ✓ Sa structure de pont donne une belle forme esthétique. ✓ La portée de ce type de pont est plus grande. ✓ Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués. ✓ L'effet de torsion est nettement plus faible que celle d'un caisson. | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé. ✓ Echafaudage important. ✓ La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours. ✓ La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles. ✓ Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages. ✓ Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte. ✓ L'aspect économique est très élevé. |

III.2.4 Variante 3 : Pont à poutres précontraintes par post-tension :

III.2.4.1 Introduction :

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, présentent une solution classique et très économique pour le franchissement de travées dont la longueur peut s'échelonner entre 30 et 50 mètres (SETRA, 1996).

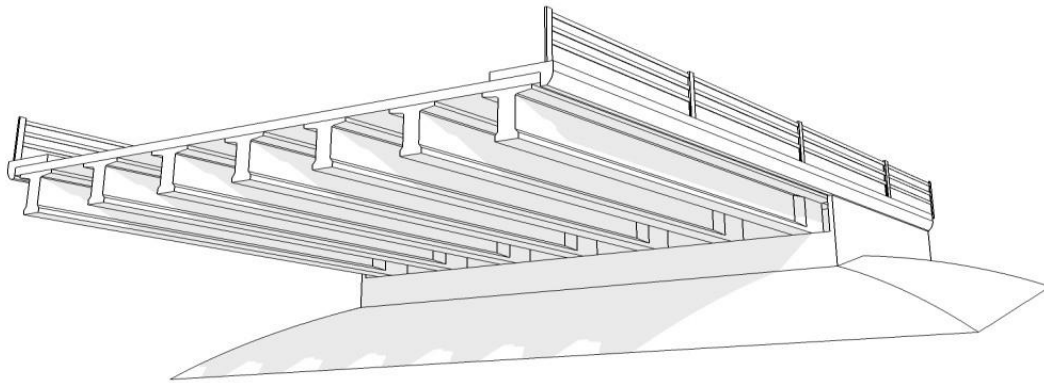


Figure III-13: pont à poutres précontraintes par post tension.

III.2.5 Prédimensionnement

III.2.5.1 Longitudinalement

Implantation des piles :

Le choix s'est porté sur 5 travées (5 travées centrales de 35,2m et 2 travées latérales de 34,6m).

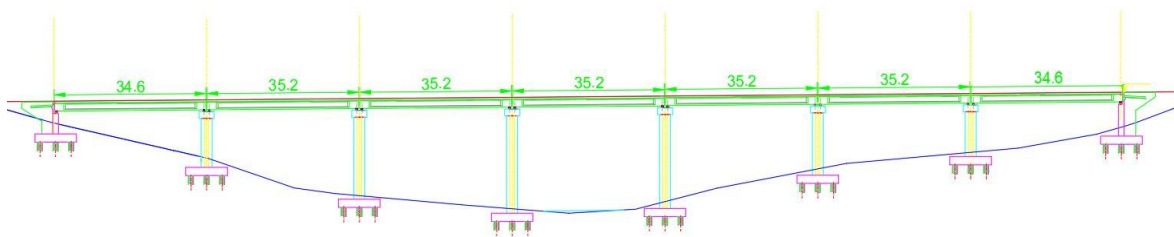


Figure III-14 : vue en élévation

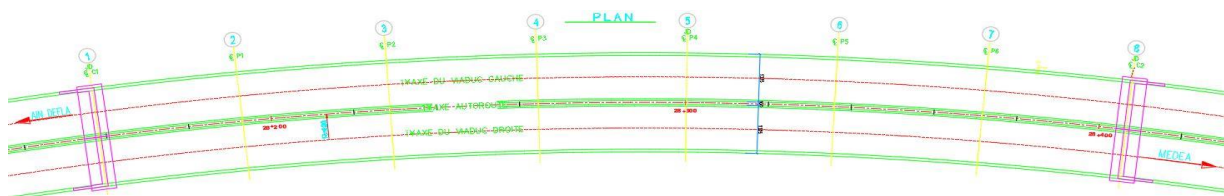


Figure III-15 : vue en plan

III.2.5.2 Transversalement :

Prédimensionnement des éléments constitutifs du tablier :

Le choix des poutres sera de préfabriquer les poutres en usine et d'assurer la liaison sur appui par un coulage sur place afin de faire travailler le système en hyperstatique, chose qui atténuera les déformations car il y aura une bonne redistribution des efforts.

Selon le guide SETRA (2)) :

➤ Hauteur admis des poutres h_p

Pour une portée $L \geq 20$ m, la hauteur de la poutre doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{20} - 0,2 \leq h_p \leq \frac{L}{20} + 0,2 ; \quad L = 35\text{m} : \text{ la longueur de la poutre.}$$
$$1,55 \leq h_p \leq 1,95 \quad \Rightarrow \quad \text{on prend : } \mathbf{h_p = 1,75 \text{ m.}}$$

➤ Le nombre des poutres N

Nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres.

$$N = \frac{La}{d} + 1$$

La : entraxe des deux poutres de rive

$$\mathbf{La = 1,7 \times 7 = 11,9 \text{ m}} \qquad \mathbf{N = \frac{11,9}{1,70} + 1 = 8.}$$

Donc le nombre de poutres est **8**.

➤ Largeur de la table de compression : (VIPP Art 3.2.4)

Elle doit être le plus petit possible pour limiter le poids propre et suffisante pour assurer une stabilité au déversement.

D'après les règles **BPEL 91** la largeur de la table de compression doit vérifier la condition suivante :

$$0,6 h_p \leq b \leq 0,9 h_p \quad \Rightarrow \quad 1,05 \leq b \leq 1,575$$

On prend : **$b = 1,10 \text{ m}$** .

➤ Epaisseur de la table de compression :

L'épaisseur de la table de compression est comprise entre les valeurs suivantes :

$$10 \text{ cm} \leq e_0 \leq 20 \text{ cm} ;$$

On prend : $e_0 = 15 \text{ cm}$

Les pentes des faces inférieures de la table de compression peuvent être faibles sans inconvénients pour le bétonnage. On prévoit pour cela deux pour faciliter le bétonnage et également pour une table de compression légèrement grande.

➤ Largeur du talon L_t :

Le rôle du talon de la poutre est :

- De contenir les câbles en partie inférieure de la poutre en respectant les conditions d'encrage.
- La résistance à la compression due au moment minimum.

Les dimensions du talon sont fonctions du nombre de câble à introduire sa largeur doit être suffisante à loyer tous les câbles dans la section médiane.

On prend : $L_t = 55 \text{ cm}$.

La largeur du talon des poutres varie de 0,60 à 0,90 m (si élancement égale à $L/17$)

On a $l_t = 55 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée

➤ Epaisseur du talon :

En respectant la relation : $L_t \geq 2 \times e_t$ pour avoir une bonne disposition des câbles

Avec : e_t : épaisseur du talon.

L_t : largeur du talon.

$$L_t \geq 2e_t \Rightarrow e_t \leq \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} .$$

On prend : $e_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Epaisseur de l'âme (e_p) :

L'épaisseur de l'âme elle dépend en général :

- La résistance à l'effort tranchant.
- Des conditions d'ancrage des câbles.

• En zone d'about :

Pour les zones d'about, l'épaisseur de l'âme doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre l'emplacement des encrages de câbles de précontrainte. La valeur de l'épaisseur de l'âme est prise identiquement à la largeur de talon.

• En travée :

En zone médiane (mi- travée), où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum doit également respecter les dispositions réglementaires prescrites par le BPEL91, notamment les conditions d'enrobage des armatures passives et des armatures de précontrainte dans les zones où les câbles remontent dans l'âme (minimum 3 fois le diamètre de la gaine de câble de précontrainte).

L'épaisseur de l'âme doit être vérifier la condition suivante :

$$e_p \geq \frac{hp}{40} + 9 = \frac{175}{40} + 9 = 13,375 \text{ cm} .$$

Donc :

- En section médiane : $e_p = 25 \text{ cm} > 13,375 \text{ cm} \rightarrow$ **vérifiée**

- En section d'about : $e_p = 55 \text{ cm} > 13,375 \text{ cm} \rightarrow$ **vérifiée**

➤ **Entraxe des poutres :**

D'après le guide SETRA

On prend = 1,70 m.

➤ **Gousset :**

Le gousset est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles de précontrainte.

• **Gousset de la table de compression :**

-En travée : $\alpha_1 = 7^\circ \Rightarrow e_1 = 2,7 \text{ cm}$

$$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 15,3 \text{ cm}$$

-A l'appui : $\alpha_1 = 7^\circ \Rightarrow e_1 = 2,7 \text{ cm}$

• **Gousset du talon :**

-En travée : $\alpha_3 = 45^\circ \Rightarrow e_3 = 15 \text{ cm}$

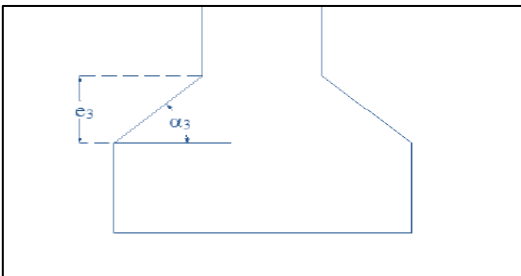


Figure III-16 : Gousset de talon

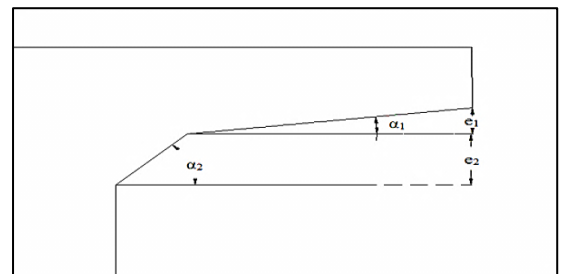


Figure III-17 : Gousset de la table de compression

➤ **L'épaisseur de l'hourdis (Eh) :**

En général, l'épaisseur de la dalle varie selon l'entraxe des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de la flexion transversale, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20m et 0,30m.

$$20 \leq E_h \leq 30 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur $E_h = 25 \text{ cm}$.

- **Prédalle :**

Ces prédalles doivent être considérées comme des coffrage perdus.

- Epaisseur = 5cm.
- Largeur = 0,70m.

- **Prédimensionnement de l'entretoise :**

- Largeur = 0.36 m.
- Hauteur = 1.25 m.
- Longueur = 1.15 m.

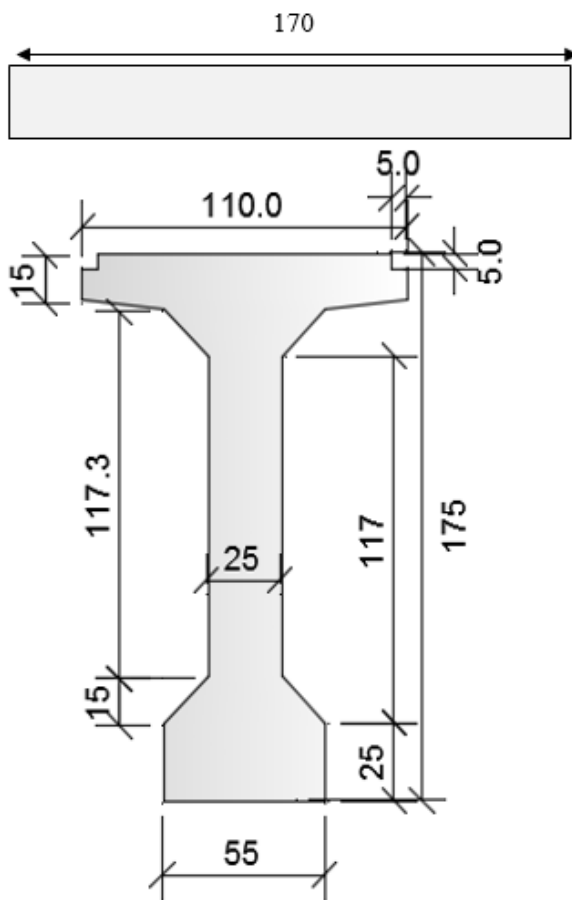


Figure III-18 : section médiane avec hourdis

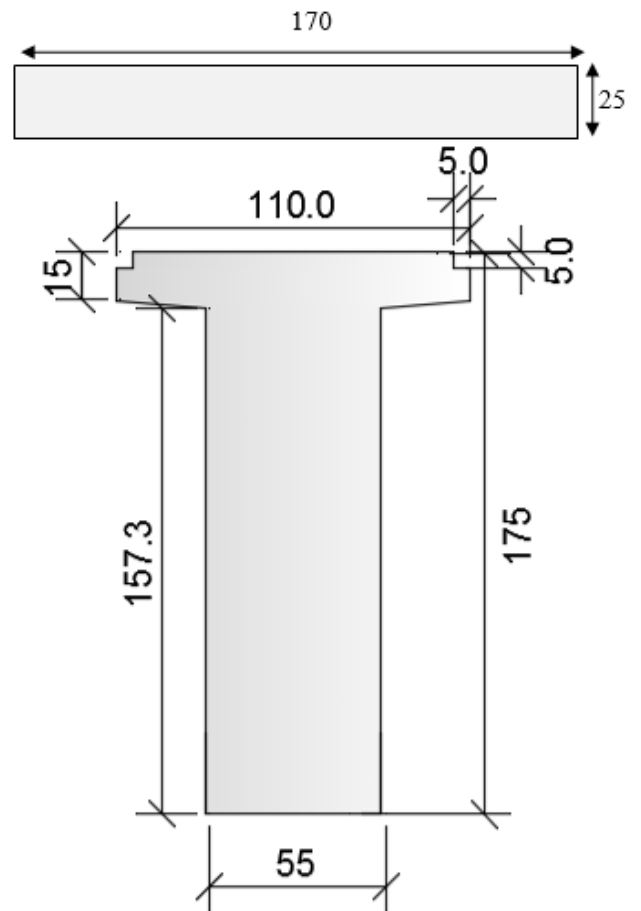


Figure III-19 : section d'about avec hourdis

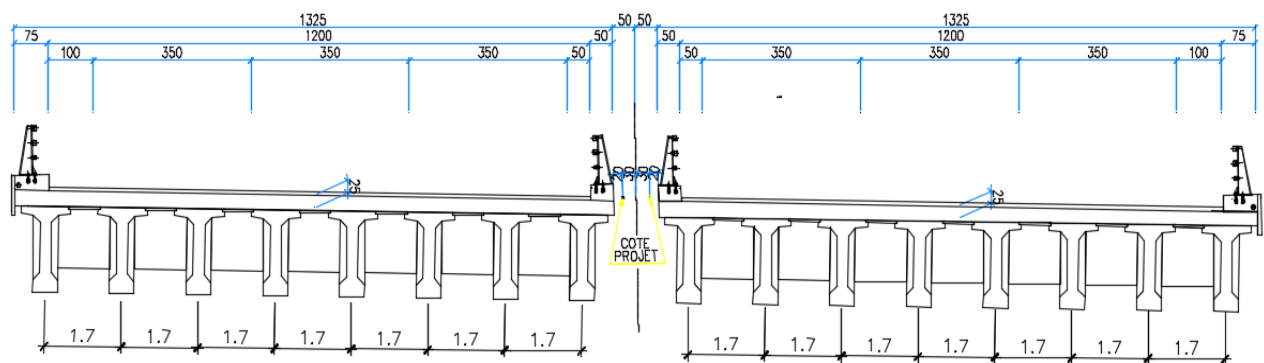


Figure III-19 : coupe transversale

III.2.5.3 Les avantages et inconvénients du pont à poutres continues :

| Les avantages | Les inconvénients |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ✓ Le principal avantage de ce type de structure est lié à son gain en matière et donc gain en argent, de part la redistribution des efforts sur tout le pont et non pas seulement sur la travée sollicitée ✓ mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. ✓ Le fonctionnement hyperstatique de ce type de structure atténue les déformations et redistribue les contraintes. ✓ Maîtrise de la préfabrication des poutres. ✓ Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût. ✓ La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé ✓ Une bonne réutilisation des coffrages. ✓ Le Béton est toujours comprimé qui limite la fissuration plus la Bonne protection des armatures d'acier. | <ul style="list-style-type: none"> ✓ Calcul long et fastidieux. ✓ Ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes. En revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes. ✓ La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles. |

III.3 Analyse multicritère :

Pour retenir une variante l'analyse sera effectuée du point de vue

- L'esthétique.
- La réalisation.
- L'entretien.
- Coût.

Tableau III-3 : Comparaison des variantes

| | Pont mixte | Pont a poutre précontrainte Par post-tension | Pont caisson fermée |
|--------------------|-------------|---|---------------------|
| Esthétique | 5 | 5 | 8 |
| Réalisation | 8 | 7 | 3 |
| Entretien | 2 | 9 | 9 |
| Coût | 4 | 8 | 2 |
| Moyenne /10 | 4.75 | 7.25 | 5.5 |

III.4 Variante retenue :

Après le pré dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères on a opté à la solution la plus avantageuse qui est le pont poutres précontraintes par post- tension) qui serait retenue pour une étude plus détail.

III.5 Caractéristiques géométriques des sections brutes de la poutre étudiée :

- Section rectangulaire : $B = b \times h$; $I = \frac{b \times h^3}{12}$
- Section triangulaire : $B = \frac{b \times h}{2}$; $I = \frac{b \times h^3}{36}$
- Centre de gravité : $Y_g = \frac{\sum B_i Y_{Gi}}{\sum B_i}$;
- Moment d'inertie : $I_G = \sum I_i + \sum [B_i (Y_{Gi} - Y_G)^2]$;
- Rayon de giration : $i^2 = \frac{I_G}{B}$;
- Rendement géométrique : $\rho = \frac{i^2}{v \times v'}$;

Tableau III-4 : Caractéristique géométrique de la poutre en différentes sections

| | About | | Médiane | |
|--------------------------------------|-------------|---------------|-------------|---------------|
| | Poutre seul | Poutre+ dalle | Poutre seul | Poutre+ dalle |
| B (m²) | 1,052 | 1,477 | 0,700 | 1,125 |
| v' (m) | 0,942 | 1,211 | 0,958 | 1,304 |
| v (m) | 0,810 | 0,79 | 0,791 | 0,696 |
| I_G (m⁴) | 0,297 | 0,562 | 0,256 | 0,480 |
| i² (m²) | 0,28 | 0,38 | 0,37 | 0,43 |
| ρ | 0,37 | 0,40 | 0,48 | 0,47 |

Chapitre IV : Caractéristiques des matériaux.

IV.1 Introduction

Pour la réalisation des structures en génie civil, l'ingénieur pense au premier lieu à la solution la plus fréquente, la plus économique qui est : le béton.

Comme l'on savait déjà le béton est un matériau hétérogène qui présente de très bonne résistance à la compression. Par contre, à la traction de très faible résistance de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. Pour pallier à la faible résistance du béton en traction et à sa fragilité, les ingénieurs ont pensé à deux solutions qui ont bouleversé le domaine des constructions et des travaux publics ; ces solutions sont le béton armé et le béton précontraint.

C'est deux types de béton sont très importants pour les ingénieurs lors du calcul, de la conception ainsi que dans la réalisation. Cependant, ils doivent être conformes aux règles techniques de constructions et de calcul des ouvrages pour garantir les mesures de sécurité et de durabilité.

Aux ouvrages d'art l'utilisation du béton armé est réservée généralement pour la réalisation de ces appuis ainsi que l'infrastructure. Toutefois, pour la réalisation de la superstructure, et principalement lors des travées importantes le recours au béton précontraint est primordial dans ce cas.

IV.2 Le béton

Le béton s'obtient par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants et des additifs, offrant les particularités suivantes :

- Il est facile à mettre en œuvre.
- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- Il a une bonne durabilité.

IV.2.1 Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini généralement par sa résistance caractéristique à la compression qui varie avec l'âge j du béton. Dans les calculs, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours d'âge qui est obtenue par l'essai de rupture sous charge instantanée.

Pour notre projet, les résistances caractéristiques à la compression à 28 jours f_{c28} sont :

- 40MPa pour poutres préfabriquées et prédalles, dalle du tablier.
- 27MPa pour les appuis. Pieux, semelles, culées et piles.

Selon le BAEL (1) et le BPEL (2), pour un béton âgé de moins de 28 jours on peut utiliser la formule suivante :

- Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$ si $j < 60$ jours.
- Pour $f_{c28} > 40$ MPa $f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$ si $j < 28$ jours.

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours on admet une résistance au plus égale à $1,10f_{c28}$.

Au-delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs que $f_{cj} = f_{c28}$.

- Pour l'infrastructure : $f_{c28}=27$ MPa
- Pour la superstructure : $f_{c28}=40$ MPa

IV.2.2 Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

- Pour l'infrastructure : $f_{t28}=2,22$ MPa
- Pour la superstructure : $f_{t28}=3$ MPa

Les états limites :

Les états au-delà des quels les structures ne satisferont plus aux exigences, c'est-à- dire que les critères de fiabilité structurale ne seront plus vérifiés, sont appelés états limites.

Parmi ces états-limites, on distingue de façon générale :

Etat limite ultime ELU (Les états limites ultimes, sont les états associés à la ruine d'une structure, c'est-à- dire à son effondrement ou à d'autres formes de défaillance structurale, ils correspondent à l'atteinte de la capacité portante maximale de la structure.)

Etat limite de service ELS (Les états limites de service sont les états au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, on s'intéresse à la limite de déformation instantanée ou différée et d'ouverture des fissures.).

L'ouvrage est dimensionné de telle façon à assurer des sécurités appropriées durant toute sa durée d'exploitation.

IV.2.3 Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson est le rapport de déformation transversale à la déformation longitudinal.

Le coefficient de poisson du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2 quant au cas d'un béton fissuré ν devient nul. On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes de ν :

- $\nu = 0,2$ à l'état limite de service (ELS).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

IV.2.4 Module de déformation longitudinale de béton E

On distingue deux modules longitudinaux :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ (MPa)
- Module de déformation différée (longue durée) $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$ (MPa)

Tableau IV-1 : indique les valeurs de E :

| | f_{c28} (MPa) | E_{ij} (MPa) | E_{vj} (MPa) |
|-----------------------|-----------------|----------------|----------------|
| Superstructure | 40 | 37619,47 | 12653,82 |
| Infrastructure | 27 | 33000 | 11100 |

IV.2.5 Module de déformation transversale de béton G

Il est donné par la formule suivante :

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

Tableau IV-2 : Les valeurs de module G

| | ELS (MPa) | ELU (MPa) |
|-----------------------|-----------------|-----------------|
| Superstructure | 15674,77 | 18809,72 |
| Infrastructure | 13750 | 6500 |

IV.2.6 Contraintes admissibles :

A) Etat limite ultime ELU

La contrainte limite de compression du béton à l'E.L. U est définie par la formule suivante :

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

Pour notre calcul on prend : $\theta = 1$ car l'application de la combinaison d'action considérée comme supérieure à 24 h.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1,50 & \text{Dans le cas d'une situation durable ou transitoire SDT} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{Dans le cas d'une situation accidentelle SA.} \end{array} \right.$$

Les vérifications aux états limites ultimes portent sur :

- la flexion
- le poinçonnement
- la fatigue
- la fatigue
- la torsion

Tableau IV-3 : les valeurs de module f_{bu}

| | f_{bu} | |
|--------------------------|-------------------|-------------------------|
| | Situation durable | Situation accidentelles |
| $f_{c28}=40 \text{ MPa}$ | 22,67 MPa | 29,57 MPa |
| $f_{c28}=27 \text{ MPa}$ | 15,3 MPa | 15,3 MPa |

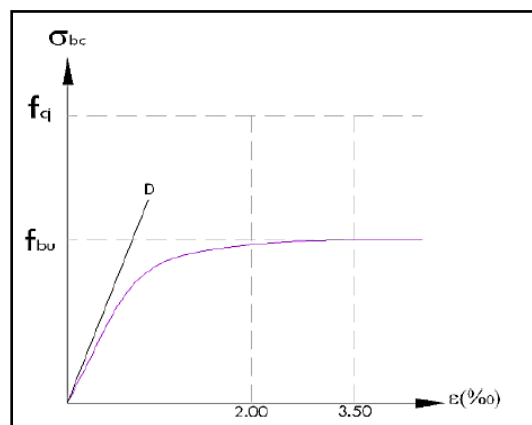


Figure IV-1 : le diagramme des déformations du béton à l'ELU

B) Etat limite de service ELS

La contrainte limite de compression du béton à l'ELS est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{En service} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction} \end{cases}$$

-Pour la superstructure : $\sigma_{bc} = 24 \text{ MPa}$ en construction et $\sigma_{bc} = 20 \text{ MPa}$ en service.

-Pour l'infrastructure : $\sigma_{bc} = 16,2 \text{ MPa}$ en construction et $\sigma_{bc} = 13,5 \text{ MPa}$ en service.

IV.3 Les aciers

On distingue deux natures différentes des aciers utilisés en précontraintes :

- Les aciers passifs : reprennent les efforts tranchants pour limiter la fissuration.
- Les aciers actifs : la maintenance de la précontrainte.

IV.3.1 Les aciers passifs

Ce sont les armatures du béton armé, et celles utilisées pour le béton précontraint sans mis en tension pour reprendre les efforts tranchants. Les aciers généralement utilisés sont classés en plusieurs catégories :

- Barres rondes lisses.
- Barres à haute adhérence de
- Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses).

Les aciers utilisés pour notre ouvrage sont des armatures à haute adhérence de nuance FeE500 dont le module de Young est 2.10^5 MPa.

a) La limite élastique :

Dans notre projet, les aciers utilisés sont des aciers courant à haute adhérence de nuance FeE500 Type A. Leur limite élastique est égale à 500 MPa.

b) Contrainte limite de traction :

- **Dans le cas relatif à l'ELS :**

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- En fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{f_{t28} \eta} \right)$

\

- En fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{f_{t28} \eta} \right)$

Où : η (coefficient de fissuration), qui est égale à 1,6 pour les aciers HA et égale à 1 pour les aciers ronds lisses.

- **Dans le cas relatif à l'ELU**

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (MPa)}$$

Tableau IV-4: les valeurs de module

| | γ_s | σ_s |
|------------|------------|------------|
| SDT | 1.15 | 434.78 |
| SA | 1.00 | 500 |

Diagramme contrainte déformation :

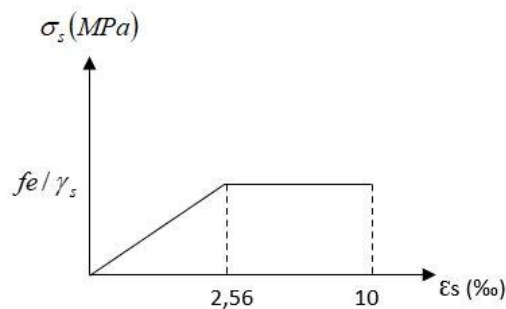
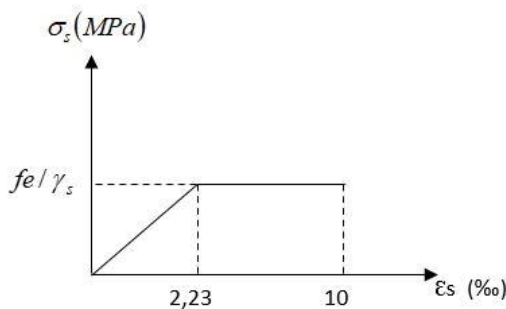


Figure IV-2 : Diagramme contraintes déformations en S.D.T **Figure IV-3 : Diagramme contraintes déformations en S.A**

Module d'élasticité longitudinale des aciers :

Le module de déformation longitudinale de l'acier E_s est pris égale à $E_s = 200\,000$ MPa.

IV.4 Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint.

-Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

-Les aciers actifs sont classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte est réalisée par post-tension ; Les câbles utilisés dans notre cas sont des 12T15 de classe 1770 TBR (très basse relaxation). Les caractères des armatures de précontrainte en post-tension à prendre en compte dans les calculs sont représentés dans le tableau au-dessous :

Tableau IV-5 : Caractéristiques des câbles 12T15

| Cable Type | T15 | Unité |
|----------------|---------|---------------------|
| Nbr Toron | 12 | / |
| Ap 1 Toron | 140 | mm ² |
| Ap 1 Toron | 0,0001 | m ² |
| Ap | 0,0017 | m ² |
| f_{prg} | 1770 | MPa |
| F_{p0} | 196,2 | kN |
| f_{peg} | 1593 | MPa |
| D_{gaine} | 0,08 | m |
| f | 0,18 | (rd ⁻¹) |
| ϕ | 0,002 | (m ⁻¹) |
| g | 4 | mm |
| μ_0 | 0,43 | / |
| ρ_{1000h} | 2,5 | / |
| E_p | 190 000 | MPa |
| f_e | 500 | MPa |
| σ_s | 434,78 | MPa |

IV.5 Normes et Recommandations

Pour les calculs, nous utiliserons les normes suivantes :

BAEL91 : béton armé aux états limites.

BPEL91 : béton précontraint aux états limites.

Document SETRA1996 : Service d'étude technique des routes et des autoroutes.

RCPR.

RPOA.

IV.6 Conclusion

Les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans cette étude sont :

- Le béton, ($f_{c28}=40\text{MPa}$, $f_{c28}=27\text{MPa}$).
- Les aciers passifs (FeE500).
- Les aciers actifs des câbles 12T15.

Chapitre V : Calcul des charges et des surcharges

V.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est le calcul de la descente des charges du tablier afin de déterminer les efforts auxquels ce dernier sera soumis.

Nous commencerons par le poids propre du tablier, les surcharges réglementaires auxquelles sera soumis le pont ainsi que leur disposition sur le tablier.

Enfin nous calculerons le coefficient de majoration dynamique correspondant à chaque type de surcharge. Ainsi que l'évaluation du moment et de l'effort tranchant des charges concentrées et réparties pour la justification longitudinale des poutres.

V.2 Calcul des charges et surcharge :

V.2.1.1 Calcul des charges permanentes (CP) :

a) Le poids de la dalle :

$$P_d = \rho_b \cdot V_d = \rho_b \cdot L \cdot l \cdot e$$

- Longueur de la dalle : $L = 35m$
- Largeur de la dalle : $l = 13,25 m$
- Épaisseur de la dalle : $e = 0,25m$

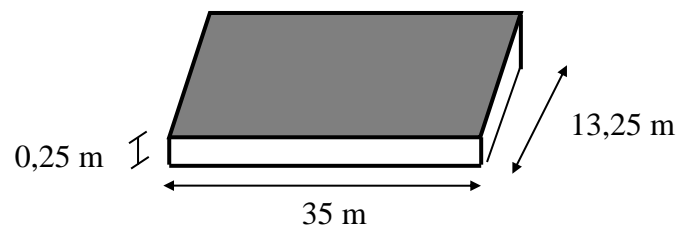


Figure V-1 : la dalle

$$P_d = 0,25 \times 13,25 \times 25 \times 35 = 2898,44 \text{ KN}$$

$$P_d = 82,813 \text{ KN/ml}$$

b) Le poids de la poutre :

La poutre étant à section variable donc son poids se décompose

en p_1, p_2, p_3

$$P_P = (P_1 + P_2 + P_3) \times 2$$

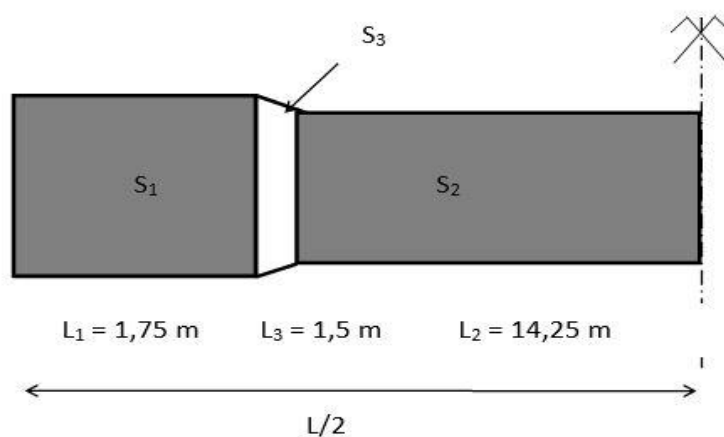


Figure V-2: variation de la section de la poutre

Chapitre V : Calcul des charges et des surcharges

Le poids propre d'une poutre par mètre linéaire est :

$$P_{\text{poutre}} = [2 \times (P1 + P2 + P3)] / L ; \quad \text{Avec :}$$

$L=35\text{m}$, $n=8$ poutres et $\gamma=25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

$$P1 = l_1 \times S1 \times 25; \quad S1=1.0476 \text{ m}^2 \quad l1 = 1,75\text{m}; \quad \text{Donc : } P1= 45,8325 \text{ KN}$$

$$P3 = l_3 \times S3 \times 25; \quad S3=0,871 \text{ m}^2; \quad l3 = 1,5\text{m}; \quad \text{Donc : } P3=32,6625 \text{ KN}$$

$$P2 = l_2 \times S2 \times 25; \quad S2=0,6958\text{m}^2; \quad l2 = 14,25\text{m}; \quad \text{Donc : } P2= 247,87875 \text{ KN}$$

$$P_{\text{poutre}} = 2 \times (P1 + P2 + P3) = 652,7475 \text{ KN}$$

Le poids total de 08 poutres = $8 \times 652,7475 = 5221,98 \text{ KN}$

$$P_{\text{poutre}} = \frac{652,7475}{\text{Longueur}}$$

$$P_{\text{poutre}} = 652,7475 / 35 = 18,649 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{poutres}} = 8 \times 18,649 = 149,199 \text{ KN/ml}$$

c) Poids propre d'une entretoise :

$$P_{\text{entretoises}} = 2(n-1) \times \rho_b \times V$$

$$= 2(n-1) \times \rho_b \times S_T \times e$$

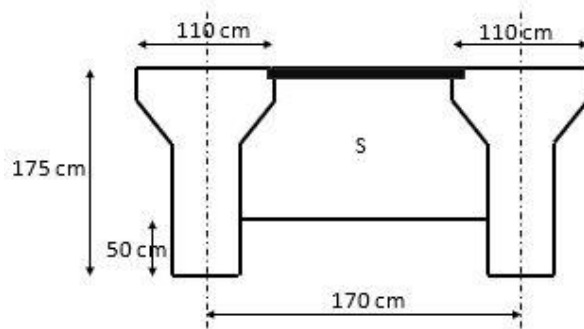


Figure V-3 : l'entretoise

$$P_{\text{entretoise}} = 1,34 \times 7 \times 0,36 \times 25 \times 2 = 168,84 \text{ KN}$$

d) Poids des prédalles :

$$P_{\text{prédalles}} = \rho_b \cdot S_{cp} \cdot L \cdot (n - 1)$$

$$\text{Avec : } S_{cp} = 0,035 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{coff}} = 25 \times 0,035 \times 35 \times (8-1)$$

$$P_{\text{coff}} = 214,375 \text{ KN}$$

$$P_P = 6,1249 \text{ KN/ml}$$

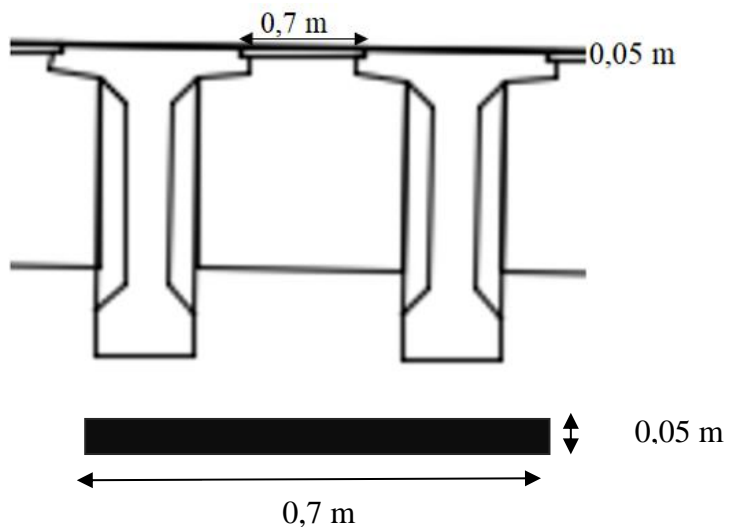


Figure V-4 : detail prédalle

V.2.1.2 Complément des charges permanentes « CCP » :

a) Poids du Revêtement :

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 08 cm d'épaisseur placée sur le tablier, de Poids volumique de 24 KN/m³.

$$P_{\text{Revêtement}} = e_r \times I_r \times L_r \times \rho_{\text{revêtement}}$$

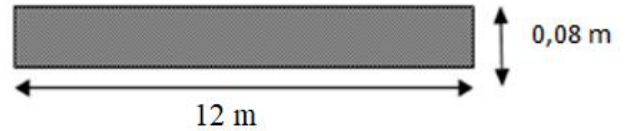


Figure 6.5 : détail revêtement

$$P_{\text{Revêtement}} = 0,08 \times 24 \times 35 \times 12 = 806,4 \text{ KN}$$

$$P_{\text{Revêtement}} = 23,04 \text{ KN/ml}$$

b) Poids des Trottoirs et Corniches :

$$P_{\text{trottoirs + corniche}} = S \times e \times \rho_b$$

$$\text{Poids des Trottoirs et Corniches} = 0,4686 \times 25 \times 35 = 410,02 \text{ KN}$$

$$P_{\text{trottoirs + corniche}} = 11,714 \text{ KN/ml}$$

c) Poids des glissières et du garde-corps :

Le poids de garde-corps est 1 KN/ml. Et le poids de la glissière de sécurité est 0.5 KN/ml

$$\text{Poids (garde-corps + glissière de sécurité)} = 1,5 \times 35 \times 2 = 105 \text{ KN}$$

$$P_{\text{garde-corps + glissière de sécurité}} = 3 \text{ KN/ml}$$

d) Poids de gouttière :

$$P_{\text{gouttière}} = S \times e \times \rho$$

$$P_{\text{gouttière}} = 0,04 \times 35 \times 12 = 16,8 \text{ KN}$$

$$P_{\text{gouttière}} = 0,48 \text{ KN/ml}$$

V.2.2 Le récapitulatif du calcul des charges permanentes

Tableau V-1 : calcul des charges permanentes

| ELEMENT | POIDS (KN) | G (KN/ml) |
|--|---------------|-----------|
| Poids de la dalle | 2898,44 | 82,8125 |
| Poids propre des poutres | 5221,98 | 149,1994 |
| Poids propre d'entretoises | 168,84 | / |
| Poids trottoirs + corniches | 410,02 | 11,71 |
| Poids du revêtement | 806,4 | 23,04 |
| Poids des glissières et du garde-corps | 105 | 3 |
| Poids des prédalles | 214,375 | 6,125 |
| Poids de gouttière | 16,8 | 0,48 |
| Σ | 9841,9 | 281,2 |

Ce qui conduit à une charge totale du tablier G_{tab} :

$$G_{\text{tab}} = \frac{P_{\text{tab}}}{L_{\text{tab}}} = 281,2 \text{ (KN/ml)}$$

$$G_{\text{total}} = 281,2 \times \text{longueur total} = 281,2 \times 246,2 = 69231 \text{ KN}$$

V.3 Les caractéristiques du pont et les surcharges réglementaires

V.3.1 Les caractéristiques du pont

- **Largeur totale** : $L = 13,25 \text{ m}$
- **Largeur roulable** :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre cas la largeur roulable $L_r = 12,00 \text{ m}$.

- **La largeur chargeable** :

Dans notre cas, la largeur chargeable est de $L_c = 11 \text{ m}$.

- **Nombre de voies** :

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

$$n = E\left(\frac{L_c}{3}\right) = 3,67 \quad \text{Donc : 3 voies}$$

- **Largeur d'une voie** :

$$l_v = \frac{L_c}{n} = 3,67 \text{ m}$$

- **Classe de pont** :

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieur ou égale à 7m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe (fascicules 61)

Notre pont $L_c = 11 \text{ m} > 7 \text{ m}$ Donc : 1ère classe

Tableau V-2 : Classe des ponts.

| La classe | Largeur du roulement |
|-----------|--------------------------------------|
| 1 | $L_r \geq 7 \text{ m}$ |
| 2 | $5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$ |
| 3 | $L_r < 5,50 \text{ m}$ |

- Les surcharges prises en compte dans notre étude sont :

La surcharge de type A(l).

Système B : (B_C, B_t)

La surcharge militaire M_{C 120}.

Le convoi exceptionnel D₂₄₀.

V.3.2 Evaluation des surcharges :

➤ Système A (L) :

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(l) \quad \text{pour une portée de : } l \leq 200 \text{ m}$$

Avec :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l + 12} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$L = 35 \text{ m}$$

$$A(L) = 2,3 + (360 / (35 + 12)) = 9,96 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

a₁ est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

Tableau V-3 : coefficient a₁

| Nombre de voies | | 1 | 2 | 3 | 4 | > 5 |
|-----------------|-----------|-----|-----|-----|------|-----|
| Classe de pont | Première | 1 | 1 | 0.9 | 0.75 | 0.7 |
| | Deuxième | 1 | 0.9 | - | - | - |
| | Troisième | 0.9 | 0.8 | - | - | - |

a₁ : Coefficient de pondération qui dépend de la classe du pont

$$a_2 = \frac{l_{v0}}{l_v} = 0,95 \quad \text{Avec : } l_{v0} = 3,5 \text{ m (pont de 1ère classe)}$$

$$l_v = 3,67 \text{ m (largeur de la voie)}$$

Tableau V-4 : valeurs de A(l)

| N des voies | L (m) | A(l) (KN/m ²) | a ₁ | a ₂ | A(l) × a ₁ × a ₂ | L _v (m) | A(l) (KN/ml) |
|-------------|-------|---------------------------|----------------|----------------|--|--------------------|--------------|
| | | | | | (KN/m ²) | | |
| 1 | 35 | 9.96 | 1 | 0.95 | 9.51 | 3.67 | 34.86 |
| 2 | 35 | 9.96 | 1 | 0.95 | 9.51 | 7.33 | 69.72 |
| 3 | 35 | 9.96 | 0.9 | 0.95 | 8.56 | 11.00 | 94.12 |

➤ Surcharge B :

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont :

Le système Bc se compose de camions types 300 KN Le système Br se compose d'une roue isolée 100 KN et le système Bt se compose de groupe de deux essieux dénommés essieux tandems Puisque notre pont est de première classe nous allons étudier les systèmes Bc et Bt

• Système Bc :

Un chemin type de système B_C comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes :

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

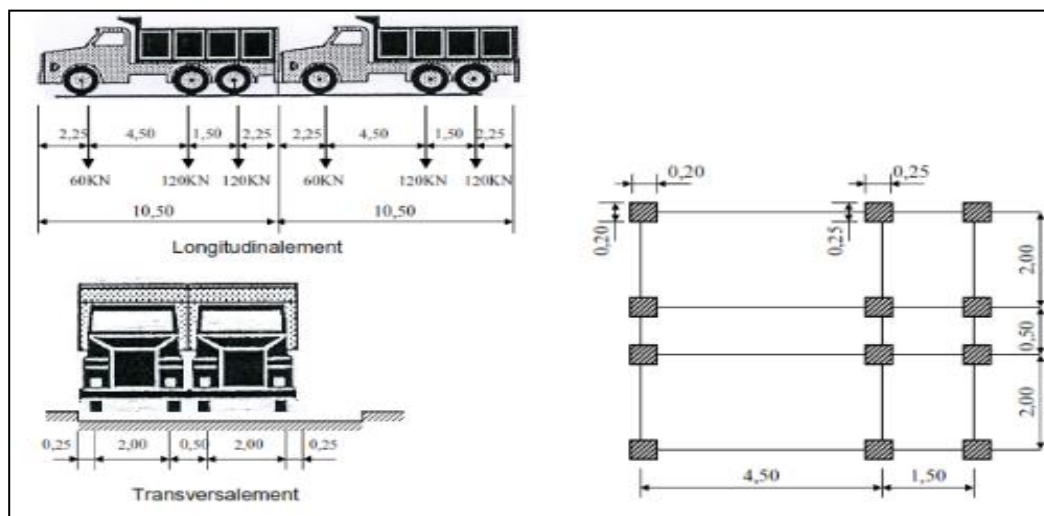


Figure V-5 : Répartition du système de charge Bc.

Longitudinalement : le nombre de camions est limité à deux

Transversalement : autant de convois que de voies

Le sens de circulation peut-être dans un sens, ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens. On fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système B_C prise en compte son multiplié par le coefficient b_c.

Tableau V-5 : Les valeurs de B_c en fonction du nombre de voies chargées.

| Classe de pont | Nombre de voies chargées | | | | |
|----------------|--------------------------|------|------|------|----------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
| Première | 1,20 | 1,10 | 0,95 | 0,80 | 0,70 |
| Deuxième | 1,00 | 1,00 | - | - | - |
| Troisième | 1,00 | 0,80 | - | - | - |

Tableau V-6 : les valeurs de la charge b_c

| N° des voies | B_c (KN) | b_c | $B_c \times b_c$ (KN) |
|--------------|------------|-------|-----------------------|
| 1 | 600 | 1,2 | 720 |
| 2 | 1200 | 1,1 | 1320 |
| 3 | 1800 | 0,95 | 1710 |

- **Système B_r :**

La roue isolée, qui constitue le système B_r porte une charge de 100 kilos Newtons. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m. le rectangle d'impact de la roue B_r disposé normalement à l'axe longitudinale de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur routable

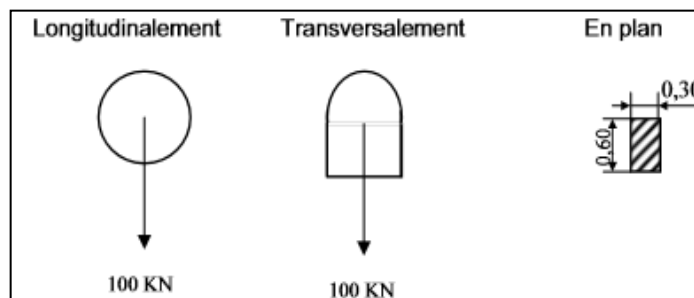


Figure V-6 : Répartition du système de charge B_r .

- **Système B_t :**

Un tandem du système B_t est applicable seulement sur la 1^{ère} et 2^{ème} classe, il comporte deux essieux (2×160 KN), chaque un à deux roues simples qui répond aux caractéristiques suivantes :

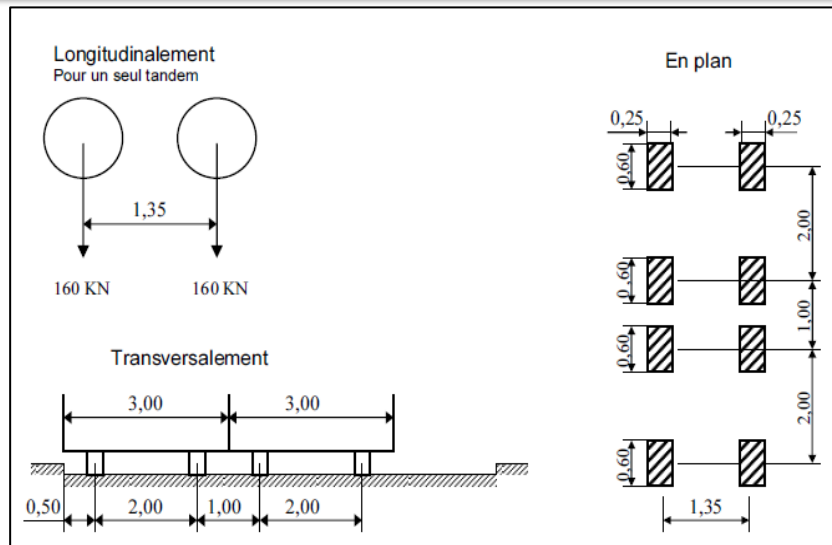


Figure V-7 : Répartition du système de charge B_t .

Les valeurs des charges du système B_t prise en compte son multiplié par le coefficient b_t .

Tableau V-7 : les valeurs de coefficient b_t

| Classe de pont | b_t |
|-----------------|-------|
| première classe | 1,2 |
| deuxième classe | 1 |

Tableau V-8 : les valeurs de la charge b_t

| N° des voies | B_t (KN) | b_t | $B_t \times b_t$ (KN) |
|--------------|------------|-------|-----------------------|
| 1 | 320 | 1,2 | 384 |
| 2 – 3 | 640 | 1,2 | 768 |

➤ Surcharge militaire $Mc120$:

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type $Mc120$, les véhicules $Mc120$ peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : la distance entre deux convois est environ de **36,6 m** (distance entre axes des deux convois successives)

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

Charge totale..... 1100 KN

Longueur d'une chenille 6,10 m

Largeur d'une chenille 1,0 m

Distance d'axe en axe des deux chenilles. 3,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

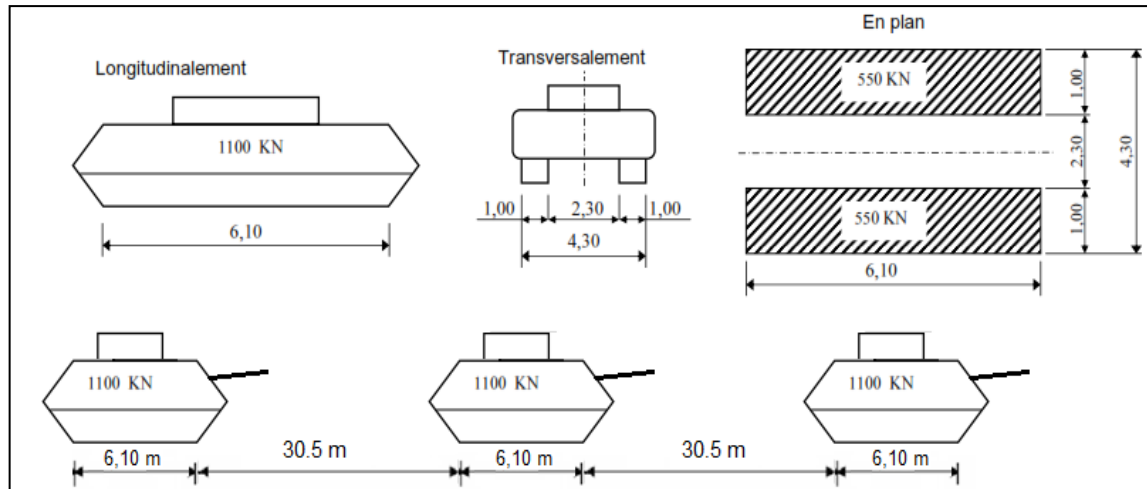


Figure V-8 : Système Mc120

C'est un système de 1100 KN de poids monté sur deux chenilles, avec une surface de contact avec le sol de $(6,1 \cdot 1) \text{ m}^2$ ce qui engendre une charge répartie de :

$$Q_{\text{Mc120}} = \frac{1100}{6,1} = 180,33 \text{ KN/ml}$$

➤ Convois types D :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les convois types D280 ou D240 décrits ci-après, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges des systèmes A et B.

Le convoi D280 ou D240 est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont ; dans le Sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable

● Convoi exceptionnel D₂₄₀

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 kilo Newtons de poids total.

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

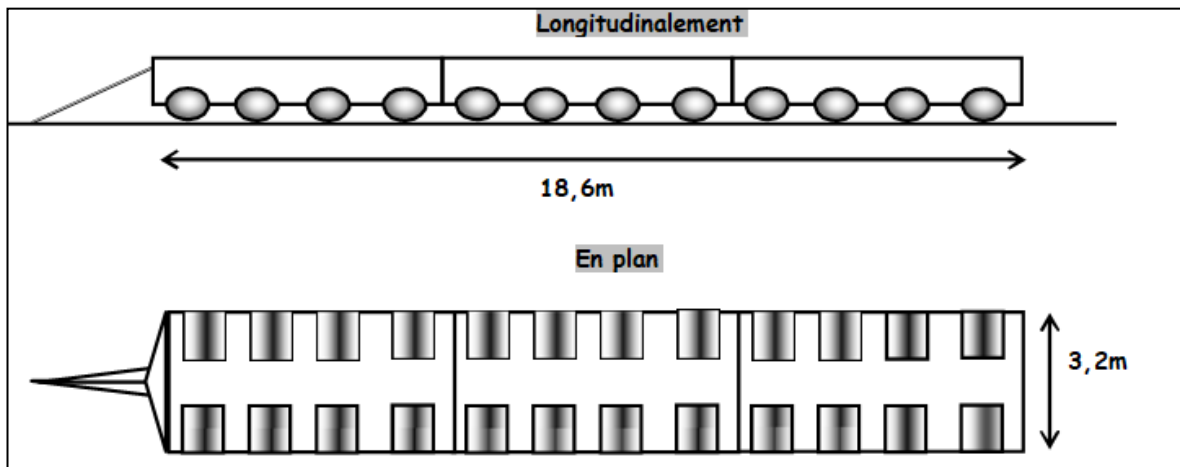


Figure V-9 : Répartition de la charge exceptionnelle type D240.

C'est un convoi comportant une remorque à trois éléments qui a un poids de 2400 kN réparti sur une surface de $(18,6 \cdot 3,2) \text{ m}^2$ ce qui engendre une charge répartie de :

$$Q_{D240} = \frac{2400}{18,6} = 129,03 \text{ kN/ml}$$

- **Coefficient de majoration dynamique**

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

Tableau V-9 : les valeurs de coefficient de majoration

| Système de charge | L (m) | G (kN) | S (kN) | δ |
|-------------------|-------|--------|--------|--------------|
| B _c | 35 | 9841,9 | 1710 | 1,075 |
| B _t | | | 768 | 1,061 |
| Mc120 | | | 1100 | 1,066 |

Dans laquelle :

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

G : sa charge permanente ;

S : la surcharge maximale correspondante (3 voies chargées) ;

➤ **Efforts de freinage :**

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc. Sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui qui

sont justifiés suivant les règles en usage.

L'effort de freinage correspondant à la charge A(l), Bc est égal à :

- **Système de charge Bc :**

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner (RCPR).

$$F_{Bc} = 300 \text{ kN}$$

Selon le **RCPR**

- **Système de charge A(l) :**

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (kN)}$$

Dans laquelle :

S : surface chargée en (m²).

Tableau V-10: L'effort de freinage correspondant à la charge A.

| N des voies | S (m ²) | A(l) (kN/m ²) | F (kN) |
|-------------|---------------------|---------------------------|--------|
| 1 | 128.33 | 9.51 | 59.66 |
| 2 | 256.67 | 9.51 | 116.76 |
| 3 | 385.00 | 8.56 | 154.31 |

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts internes

VI.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons procéder à l'évaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants pour chaque cas des charges, ceci en utilisant les lignes d'influences pour les différentes sections des poutres.

La position la plus défavorable vis-à-vis du moment fléchissant pour les charges uniformément réparties (A, G, Mc120, D240) est obtenue à mi-travée. Et à $x=0$ pour l'effort tranchant.

Pour les charges concentrées, il faut déterminer la position critique $X\Sigma$. Pour cela, on applique le « **Théorème de BARRE** »

VI.2 Calcul des moments fléchissant longitudinaux

VI.2.1 Moment fléchissant dû au poids propre :

$$Q = 281,2 \text{ KN/ml}$$

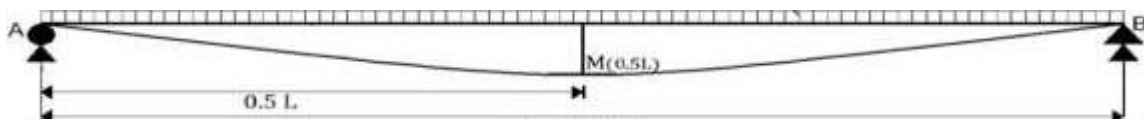


Figure VI-1 : Coupe longitudinale de la poutre

Les équations des efforts internes dus à une charge répartie uniformément s'écrivent comme suit :

On a: $Q = 281,2 \text{ KN/ml}$

Puisque le moment maximum se produit à mi travée $x = L/2$ notre équation devient :

$$M(x) = qx/2 - qx^2/2$$

A mi-travée : $M(L/2) = M_{\max} = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{289,47 \times 34^2}{8} = 40633,4 \text{ KN.m}$

VI.2.2 Moment fléchissant dû aux systèmes de surcharges routières :

➤ Surcharge A(L)

Etant un système de surcharge reparti uniformément sur toute la longueur de la poutre. Les équations du système de charge A(L) donnant les efforts internes s'écrivent de la même façon que ceux dus au poids propre mais avec une valeur de Q comme suite :

$$Q = 94,12 \text{ KN/ml}$$

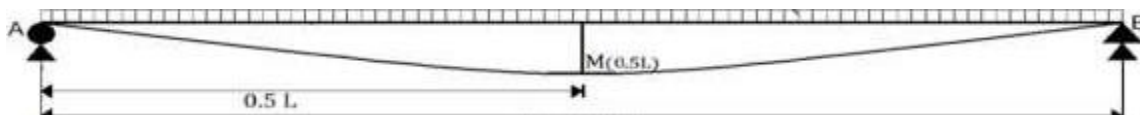


Figure VI-2: Coupe longitudinale de la poutre

$$M(x) = Q \cdot x/2 + Q \cdot x^2/2$$

Pour $x=L/2$; $M_{\max} = \frac{Q \times L^2}{8}$

$M(L/2) = QL^2/8$ Moment revenant à chaque poutre :

$M_r = M/n = 8$; (n : nombre des poutres)

Tableau VI-1 : les moments dus au surcharge A(l)

| Nombre des voies | A(l) | $M_{A(l)}(x=L/2)$ (KN.m) | Moment revenant à chaque poutre (KN.m) |
|------------------|---------|-----------------------------|--|
| | (KN/ml) | | |
| 1 | 34.86 | 5037.05 | 629.63 |
| 2 | 69.72 | 10074.1 | 1259.26 |
| 3 | 94.12 | 14411.8 | 1801.48 |

- **Théorème de barre :**

Cette méthode utilisée dans le cas où il y a les charges mobiles pour déterminer la section la plus critique de la poutre.

Le moment fléchissant est maximum ou droit d'un essieu de telle façon que cet essieu est la résultante de convoi de trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

Figure les ordonnées

y_i : les ordonnées

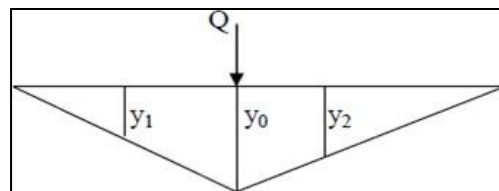


Figure VI-3: les ordonnées

Pour $x = L/2$

Sous surcharge Bc

Dans ce paragraphe la détermination du moment critique se fera par l'application du théorème de barrée. Cette méthode est utilisée pour la détermination de la section la plus dangereuse de la poutre dans le cas où il y a une charge mobile.

Position de la résultante (R) du convoi R= 600 KN.

1^{er} cas : La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.

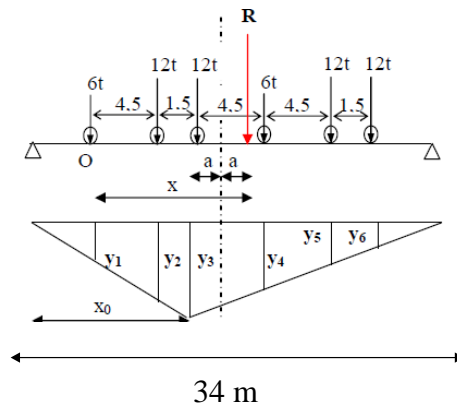


Figure VI-4 : Ligne d'influence pour charge Bc 1er cas
La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre.

On a: $X = \frac{\sum P_i \times X_i}{\sum P_i}$

$$\sum M/O = 0 \quad P_1 \times 0 + P_2 \times 4.5 + P_3 \times 6 + P_4 \times 10.5 + P_5 \times 15 + P_6 \times 16.5 = R \times x$$

$$\Rightarrow 120 \times 4.5 + 120 \times 6 + R \times x + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5 = 0$$

$$R \times x = 5670$$

$$R = \sum P_i = 600 \text{ KN.}$$

$$X = 5670/R = 5670/600$$

$$X_{\Sigma} = 9,45 \text{ m}$$

Donc : $x = 2.a + 6 \Rightarrow a = 1,725 \text{ m.}$

Le moment fléchissant maximum est positionnée dans le côté gauche de l'essieu de 120 KN qui est symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

Calcul des ordonnées :

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_3 = x_0 \times (L - x_0) / L$$

$$x_0 = 17 - 1,725 = 15.275 \text{ m}$$

$$Y_3 = 15.275 \times (34 - 15.275) / 34$$

$$Y_3 = 8.41 \text{ m}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y_i), On applique théorème de t'hales.

Tableau VI-2 : Calcul des ordonnées

| Y ₁ | Y ₂ | Y ₃ | Y ₄ | Y ₅ | Y ₆ | Σ Y _i |
|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|------------------|
| 5,11 | 7,58 | 8.41 | 6,39 | 4,37 | 3,69 | 35,53 |
| 60 | 120 | 120 | 60 | 120 | 120 | |

$$M_0 = \sum P_i Y_i = 3576 \text{ KN.m}$$

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts internes

Tableau VI-3 : Coefficient de majoration δ pour le système de charge Bc

| N° de voies chargées | G | S | δ |
|----------------------|--------|------|----------|
| 1 | 9841,9 | 720 | 1.061 |
| 2 | 9841,8 | 1320 | 1.069 |
| 3 | 9841,8 | 1710 | 1.075 |

Une voie chargée : $M_{\max} = M_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 3576 \times 1.2 \times 1.061 = 4552 \text{ KN.m}$

Deux voies chargées : $M_{\max} = 2M_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 2 \times 3576 \times 1.1 \times 1.069 = 8413,7 \text{ KN.m}$

Trois voies chargées : $M_{\max} = 3M_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 3 \times 3576 \times 0.95 \times 1.075 = 10955,7 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = 10955,7 \text{ KN.m}$

2-ème cas : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre.

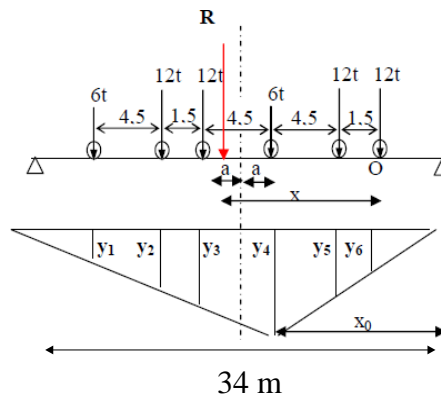


Figure VI-5 : Ligne d'influence pour charge bc 2-ème cas : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre.

$$\Sigma M/O = 0$$

$$\Rightarrow 120 \times 1,5 + 60 \times 6 + R \times x + 120 \times 10,5 + 120 \times 12 + 60 \times 16,5 = 0$$

$$R \times x = 4230.$$

$$R = \Sigma P_i = 600 \text{ KN.}$$

$$X = 4230/R = 4230/600$$

$$\text{Donc } x = 2.a + 6 \Rightarrow a = 0,525 \text{ m}$$

$$X_{\Sigma} = 7,05 \text{ m}$$

Le moment fléchissant maximum est positionnée dans le côté droit de l'essieu de 60 KN qui est Symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_4 = x_0 \cdot (L - x_0) / L$$

$$x_0 = 17 - 0,525 = 16,475 \text{ m}$$

$$Y_4 = 16,475 (34 - 16,475) / 34$$

$$Y_4 = 8.49 \text{ m}$$

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts internes

Pour déterminer les autres ordonnées (yi), On applique théorème de t'hales.

Tableau VI-4 : Calcul des ordonnées

| Y1 | Y2 | Y3 | Y4 | Y5 | Y6 | ΣY_i |
|------|------|------|------|------|------|--------------|
| 3,40 | 5,58 | 6.31 | 8.49 | 6.17 | 5,39 | 35,32 |
| 60 | 120 | 120 | 60 | 120 | 120 | |

$$M = \sum P_i Y_i = 3525 \text{ KN.m}$$

Une voie chargée : $M_{\max} = M_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 3525 \times 1.2 \times 1.061 = 4487,08 \text{ KN.m}$

Deux voies chargées : $M_{\max} = 2M_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 2 \times 3525 \times 1.1 \times 1.069 = 8293,7 \text{ KN.m}$

Trois voies chargées : $M_{\max} = 3M_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 3 \times 3525 \times 0.95 \times 1.075 = 10799,5 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = 10799,5 \text{ KN.m}$

Donc le cas le plus défavorable c'est la 1^{ère} cas.

$M_{\max} = 10955,7 \text{ KN.m}$

➤ Sous surcharge Bt

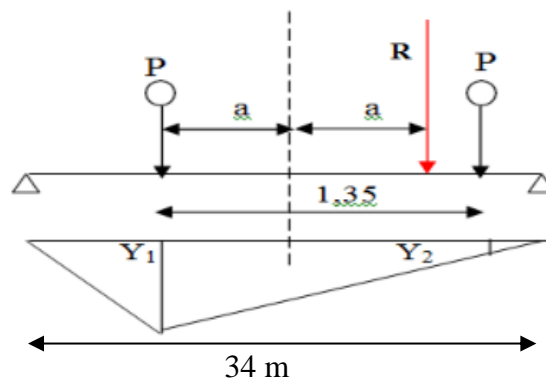


Figure VI-6 : Ligne d'influence pour surcharge Bt

Dans ce cas la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport l'axe de symétrie de la poutre. La même procédure de calcul (théorème de barrée).

$$\Sigma M/O = 0 \quad a = 0.3375 \text{ m}$$

$$Y1 = 13.18 \times 17,675 / 34$$

$$Y1 = 8.49 \text{ m}$$

$$Y2 = 7,84 \text{ m}$$

$$\Sigma Y_i = Y1 + Y2 = 16,33 \text{ m}$$

$$M_0 = \sum P_i Y_i = 2612,8 \text{ KN.m}$$

Tableau VI-5 : Coefficient de majoration δ pour le système de charge Bt

| N° de voies chargé | G | S | δ |
|--------------------|--------|-----|----------|
| 1 | 9841,9 | 384 | 1.056 |
| 2 | 9841,8 | 768 | 1.061 |
| 3 | 9841,8 | 768 | 1.061 |

Chapitre VI : Répartition longitudinale des efforts internes

Un tandem : $M_{\max} = M_0 \times b_t \times \delta_{b_t} = 2612,8 \times 1,2 \times 1,056 = 3310,3 \text{ KN.m}$

Deux tandems : $M_{\max} = 2M_0 \times b_t \times \delta_{b_t} = 2 \times 2612,8 \times 1,2 \times 1,061 = 6656,25 \text{ KN.m}$

Trois tandems : $M_{\max} = 3M_0 \times b_t \times \delta_{b_t} = 3 \times 2612,8 \times 1,2 \times 1,061 = 9979,85 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = 9979,85 \text{ KN.m}$

➤ Système Mc120 :

Dans ce cas la charge est considérée comme une charge uniformément répartie

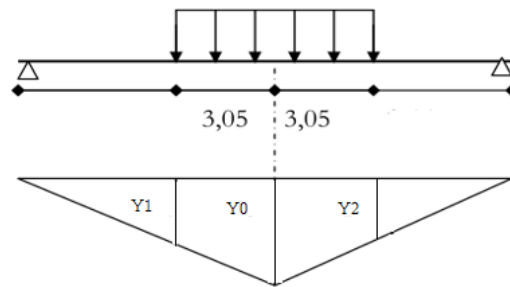


Figure VI-7 : Ligne d'influence pour système militaire Mc120

On a :

$$Y_0 = x_0 \times (L - x_0) / L \text{ avec } x_0 = L/2$$

$$Y_0 = 8,5 \text{ m}$$

$$Y_1 = Y_2 = 6,975 \text{ m}$$

$$S = S_1 + S_2 = (8,5 + 6,975) \times 3,05 / 2 = 23,599 \text{ m}^2$$

Le calcul des surfaces est (Voir **Annexe D**), (S1 présente la surface à droite par rapport à l'axe y0)

$$M = P \times 2 \times S$$

$$M_{\max} = P \times 2 \times S \times \delta$$

Tableau VI-6 : Moment fléchissant dû au Surcharge (M c 120) pour $x = L / 2$

| La charge (KN/ml) | Surface (S) | M (KN.m) | δ | Mmax (KN.m) | Mp (KN.m) |
|-------------------|-------------|----------|--------------|----------------|----------------|
| 180.33 | 23,599 | 8511,115 | 1,066 | 9072,85 | 1134,10 |

➤ Système D240:

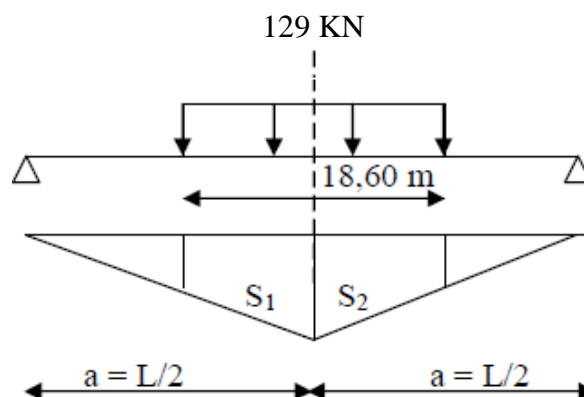


Figure VI-8 : Ligne d'influence pour système militaire Mc120

$$Y1 = a^2/L = 8,5 \text{ m}$$

$$Y2 = 3,85 \text{ m}$$

$$S = S1 + S2 = (8,5+3,85) \times 9.3 / 2 = 57,43 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = P \times 2 \times S$$

Tableau VI-7 : Moment fléchissant Dus au Surcharge (D 240) pour $x = L / 2$

| La charge (KN/m) | Surface (S) (m ²) | Mmax (KN.m) | Mp (KN.m) |
|------------------|-------------------------------|-------------|-----------|
| 129,03 | 57,43 | 14820,39 | 1852,55 |

VI.3 Calcul des efforts tranchants :

VI.3.1 Efforts tranchants dus aux poids propres :

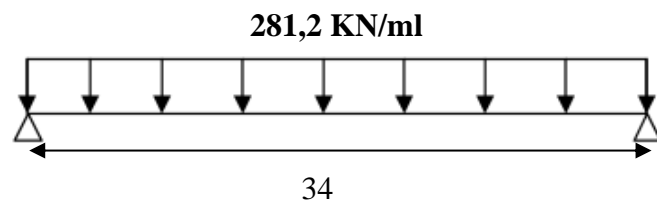


Figure VI-9 : Charge uniformément répartie due au poids propre

$$\text{Culée : } R_G = \frac{Q \times L}{2} = \frac{281,2 \times 35}{2} = 4920,94 \text{ KN}$$

$$\text{Pile : } R_G = \frac{Q \times L}{2} \times 2 = 9841,88 \text{ KN}$$

VI.3.2 Effort tranchant dû aux surcharges :

➤ Sous surcharges A (I)

$$Q = 94,12 \text{ KN/ml avec } L=34 \text{ m}$$

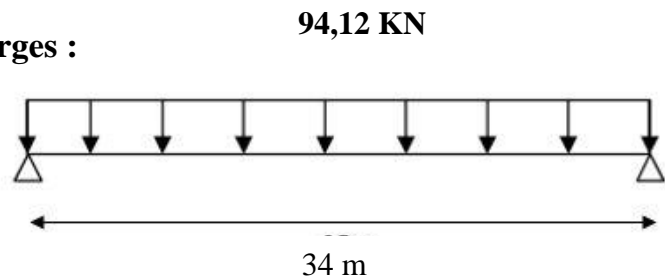


Figure VI-10 : Charge due à A(I)

Donc :

• Une travée chargée :

Une voie chargée :

$$T_{\max} = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{34,86 \times 35}{2} = 610,02 \text{ KN}$$

Deux voies chargées :

$$T_{\max} = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{69,72 \times 35}{2} = 1220,048 \text{ KN}$$

Trois voies chargées :

$$T_{\max} = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{94,12 \times 35}{2} = 1647,065 \text{ KN}$$

- Deux travées chargées :

Une voie chargée : $T_{\max} = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{23,42 \times 35}{2} \times 2 = 819,55 \text{ KN}$

Deux voies chargées : $T_{\max} = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{46,83 \times 35}{2} \times 2 = 1639,11 \text{ KN}$

Trois voies chargées : $T_{\max} = \frac{A(L) \times L}{2} = \frac{63,22 \times 35}{2} \times 2 = 2212,798 \text{ KN}$

Culée : $R_{A(0)} = 1647,6 \text{ KN}$

Pile : $R_{A(0)} = 2212,8 \text{ KN}$

➤ **Sous surcharges Bc:**

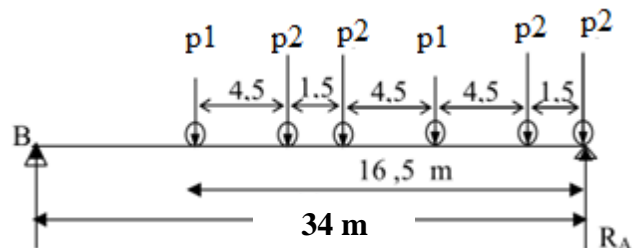


Figure VI-11 : Charge due à Bc

- Culée :

Tableau VI-8 : : coordonnées, charges

| | | | | | | |
|-------------------|-----|------|----|------|-----|------|
| Charge Q(KN) | 120 | 120 | 60 | 120 | 120 | 60 |
| La position Xi(m) | 34 | 32.5 | 28 | 23.5 | 22 | 17.5 |

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A \times 34 = (120 \times 34 - 120 \times 32,5 - 60 \times 28 - 120 \times 23,5 - 120 \times 22 - 60 \times 17,5) = 0$$

$$T_0 = R_A = \frac{\Sigma Qi \times Xi}{34} = 475,59 \text{ KN.}$$

$$R_B = 124,41 \text{ KN}$$

Une voie chargée : $T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{b_c} = 475,59 \times 1,2 \times 1,061 = 605,39 \text{ KN}$

02 voies chargées : $T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{b_c} = 2 \times 475,59 \times 1,1 \times 1,096 = 1118,98 \text{ KN}$

03 voies chargées : $T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{b_c} = 3 \times 475,59 \times 0,95 \times 1,075 = 1457,05 \text{ KN}$

- Pile :

Tableau VI-9 : coordonnées, charges

| | | | | | | |
|-------------------|----|------|-----|------|------|------|
| Charge Q(KN) | 60 | 120 | 120 | 60 | 120 | 120 |
| La position Xi(m) | 28 | 32.5 | 34 | 30.7 | 26.2 | 24.7 |

$$T_0 = R = \frac{\Sigma Qi \times Xi}{34} = 517,94 \text{ KN.}$$

Une voie chargée : $T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{b_c} = 517,94 \times 1,2 \times 1,061 = 659,30 \text{ KN}$

02 voies chargées : $T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{b_c} = 2 \times 517,94 \times 1,1 \times 1,096 = 1218,62 \text{ KN}$

03 voies chargées : $T_{\max} = T_0 \times N_v \times b_c \times \delta_{b_c} = 3 \times 517,94 \times 0,95 \times 1,075 = 1586,81 \text{ KN}$

➤ Sous surcharges Bt :

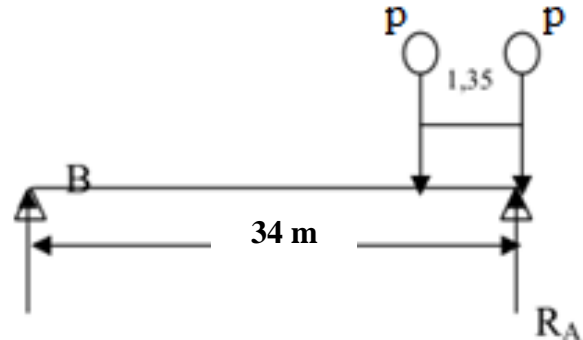


Figure VI-12 : Charges dues à la surcharge Bt

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 34 \times R_A - 160 \times 34 - 160 \times 32,65 = 0$$

$$R_A = 313,65 \text{ KN} \quad R_B = 6,35 \text{ KN}$$

Un tandem : $T_{\max} = T_0 \times b_t \times \delta_t = 313,65 \times 1,2 \times 1,056 = 397,38 \text{ KN}$

Deux tandems : $T_{\max} = 2T_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 2 \times 313,65 \times 1,2 \times 1,061 = 799,04 \text{ KN}$

Trois tandems : $T_{\max} = 3T_0 \times b_c \times \delta_{b_c} = 3 \times 313,65 \times 1,2 \times 1,061 = 1198,01 \text{ KN}$

➤ Sous surcharges MC120 :

- Culée :

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 34 \times R_A - 180,33 \times 6,10 (34 - 3,05 - 0,5) = 0$$

$$R_A = 1017,51 \text{ KN}$$

$$\delta_{mc120} = 1,066$$

$$\text{Culée : } R_{Mc120} = 1084,97 \text{ KN.}$$

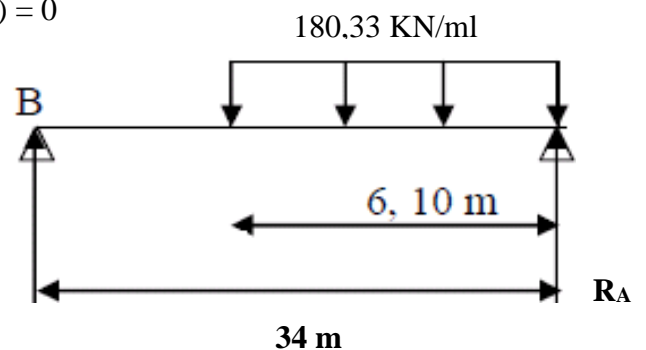


Figure VI-13 : Charges dues à la surcharge MC120

- Pile :

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 34 \times R_A - 180,33 \times 6,10 (34 - (3,05/2) - (1,2/2)) = 0$$

$$\delta_{mc120} = 1,066$$

$$\text{Pile : } R_{Mc120} = 1141,03 \text{ KN.}$$

➤ Sous surcharges D240 :

Culée :

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 34 \times R_B - 129,03 \times 18,60 \times (34,0 - 9,3 - 0,5) = 0$$

$$R_A = 1778,82 \text{ KN}$$

- Culée : $R_{Mc120} = 1778,42 \text{ KN}$

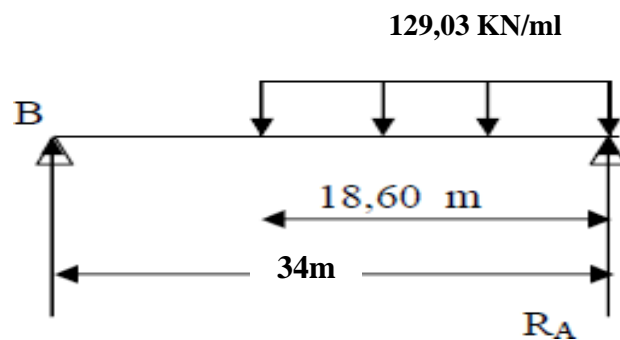


Figure VI-14 : Charges dues à la surcharge D240

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 34 \times R_B - 129,03 \times 18,60 \times (34,0 - 9,3/2 - 1,2/2) = 0$$

- Pile : $R_{Mc120} = 2114,2 \text{ KN}$

Tableau récapitulatif :

Tableau VI-10 : Les réactions des charges, surcharges

| Charge | Culée | Pile |
|-------------|---------|---------|
| R_g | 4920.94 | 9841.88 |
| $R_{(A1)}$ | 1647,06 | 2212,80 |
| R_{Bc} | 1457.05 | 1586.81 |
| R_{Mc120} | 1084.97 | 1141.03 |
| R_{D240} | 1778.82 | 2114.12 |

Chapitre VII : Modélisation

VII.1 Modélisation de l'ouvrage

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. De ce fait, on a utilisé le logiciel Autodesk ROBOT Structural 2020 qui nous a permis de faire une modélisation par élément fini de notre ouvrage.

VII.1.1 Etapes de modélisation :

La modélisation s'effectue comme suit :

A) Etape 1 : Définition des éléments

- Choix des unités, normes et matériaux utilisés.
- Importation des différentes sections.
- Définition des lignes de construction.
- Définition des poutres et entretoise comme élément barre.
- Définition de la dalle comme élément panneau.
- Définition des appuis.

➤ Modélisation des éléments de la structure

• Poutre :

Pour la modélisation de la poutre on utilise l'élément « barre »

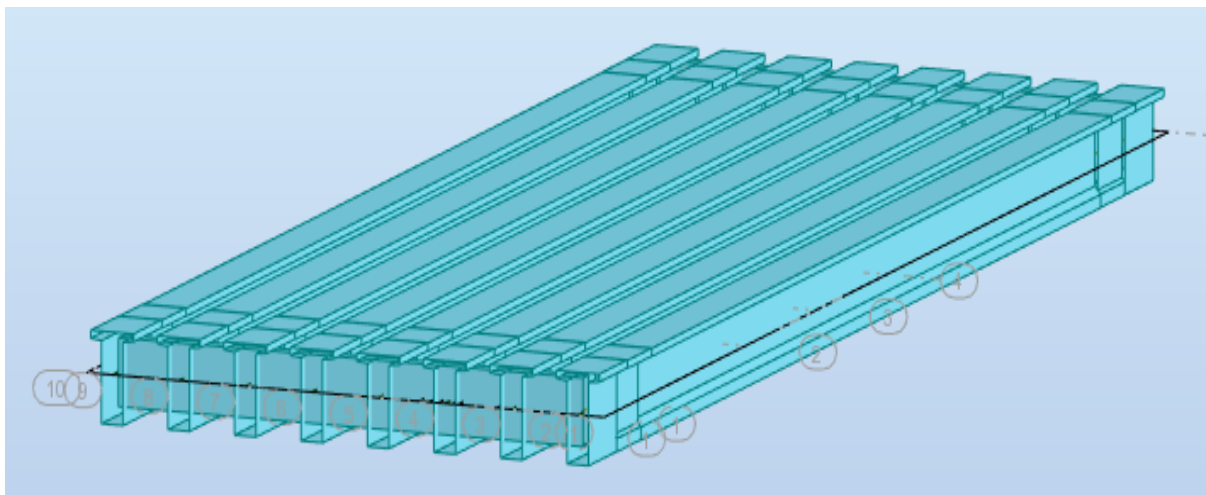


Figure VII-1 : Modélisation des poutres + entretoise

- **L'hourdis :**

La dalle a été modélisée en utilisant l'élément « panneau »

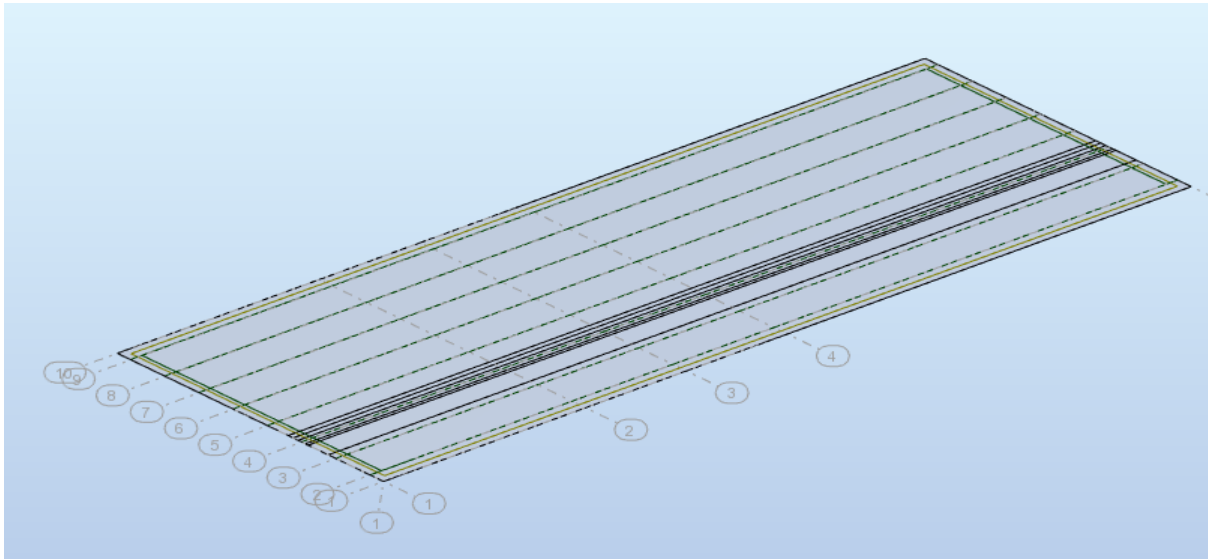


Figure VII-2: Modélisation de l'hourdis.

- **Appuis :**

Le système des supports du modèle est modélisé selon la disposition suivante

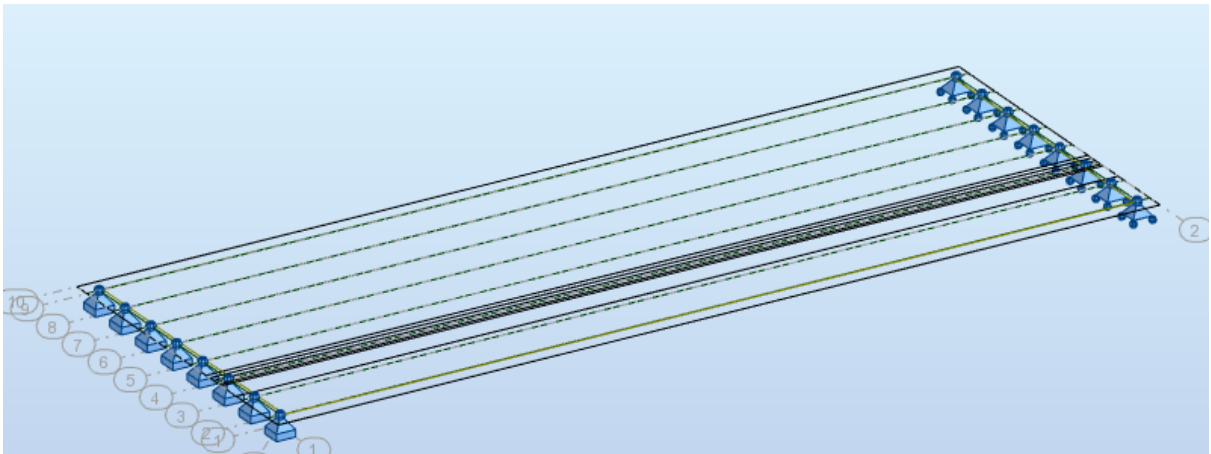


Figure VII-3 : Modélisation des appuis.

B) Etape 2 : Affectation des charges et surcharges

L'affectation des charges permanentes CCP comprend :

- Poids des revêtements
- Poids des corniches
- Poids du garde-corps et de la glissière de sécurité.

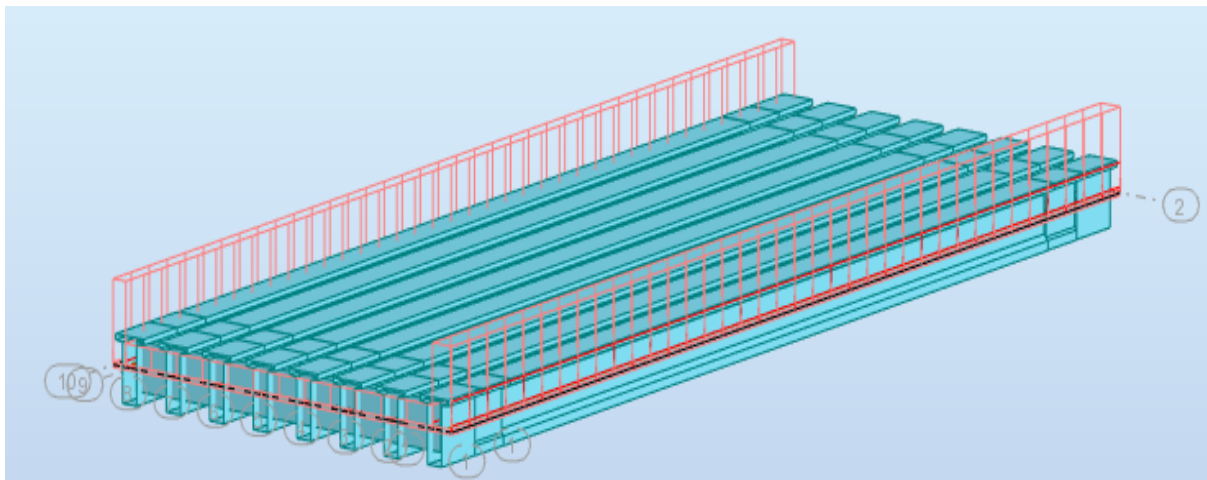


Figure VII-4 : Affectation des charges permanentes CCP.

Les autres charges sont appliquées comme suit :

a) Surcharges A(l) :

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur une partie ou la totalité de la dalle, la figure VII-5 montre la répartition des surcharges A(l) sur la totalité de la dalle.

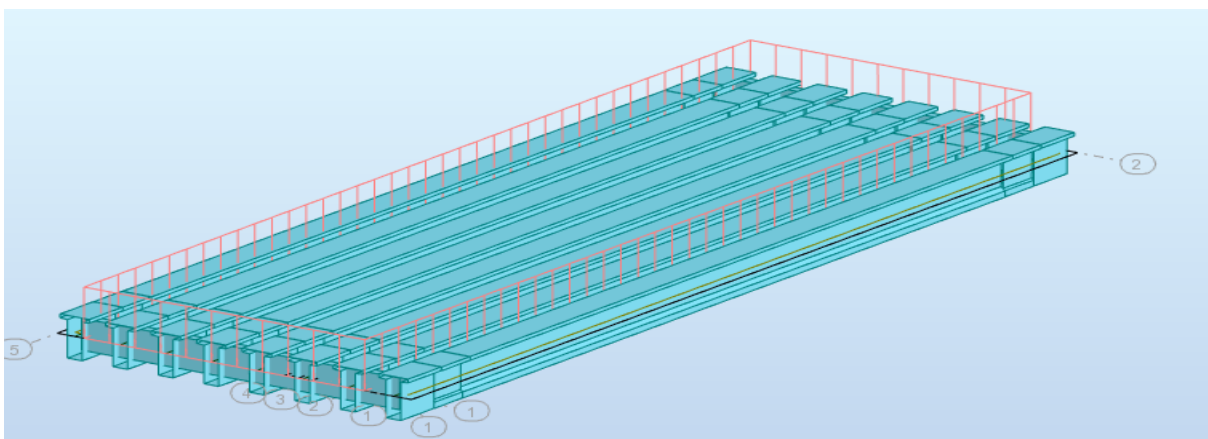


Figure VII-5 : Affectation des charges type A.

b) Les charges mobiles :

Les charges (Bc, Bt, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

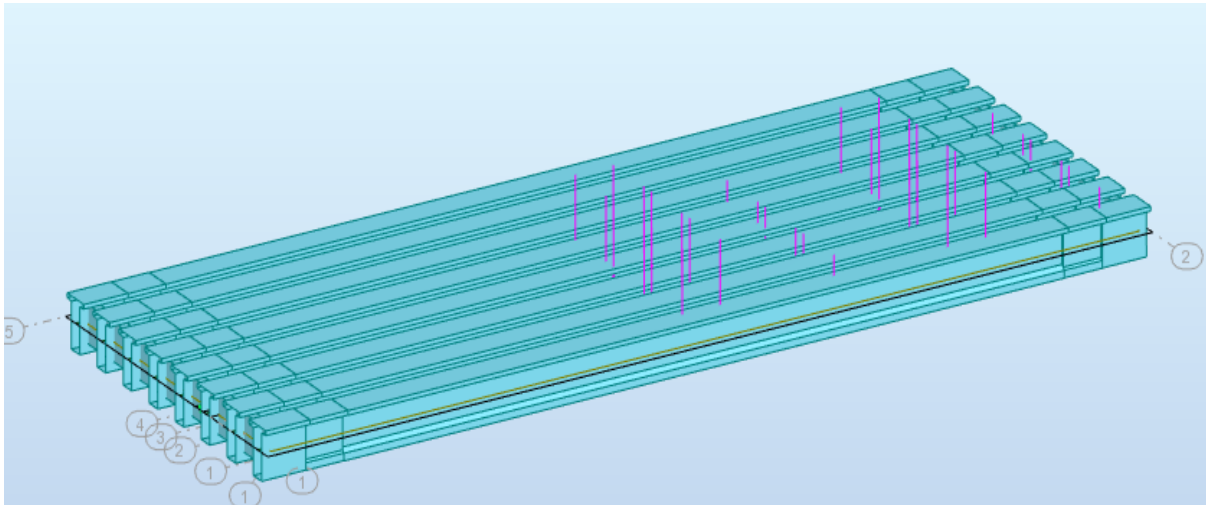


Figure VII-6 : Affectation des charges type Bc.

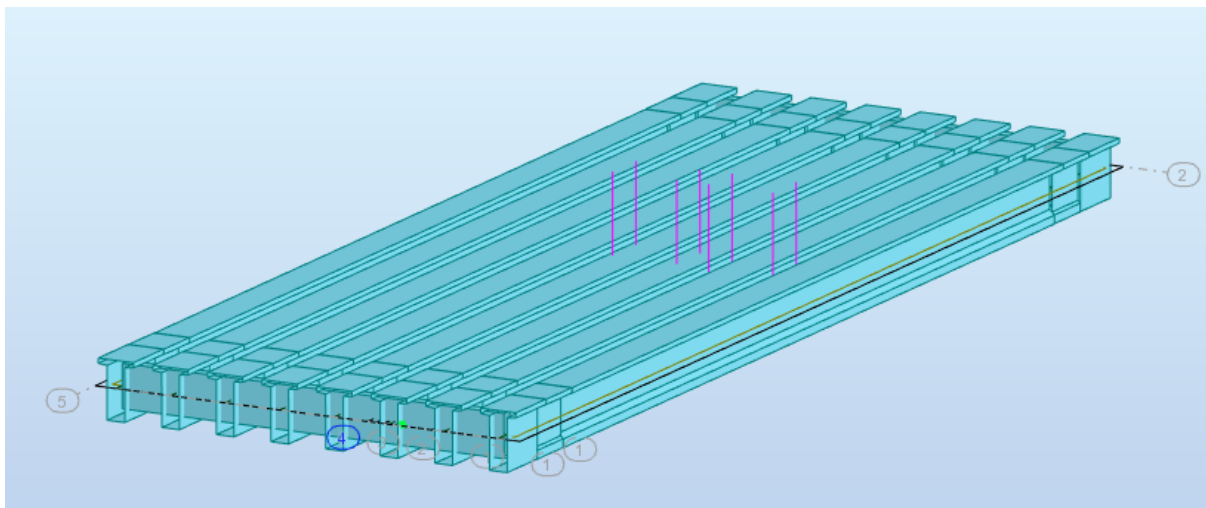


Figure VII-7 : Affectation des charges type Bt.

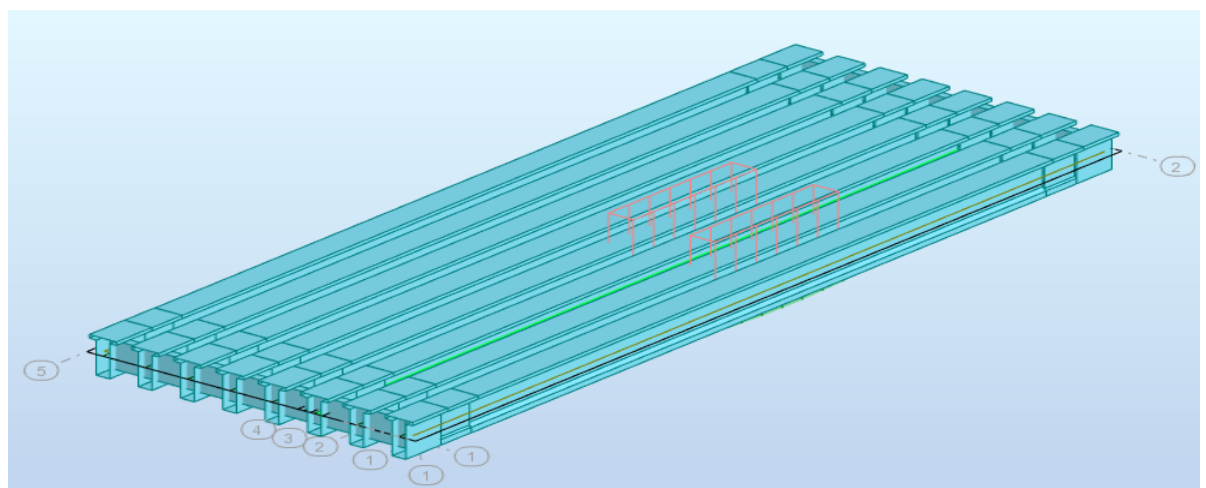


Figure VII-8 : Affectation des charges type Mc120.

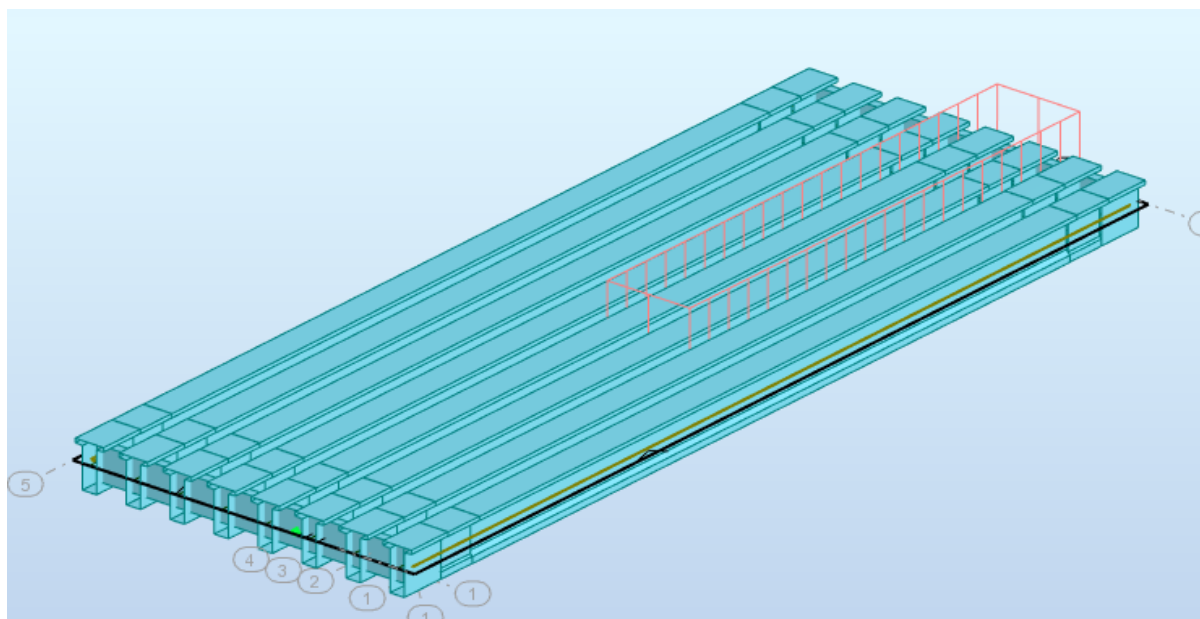


Figure VII-9 : Affectation des charges type D240.

C) Etape 3 : Définition des combinaisons de charges

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter l'ouvrage :

Tableau VII-1: Combinaison d'actions

| Etats | Combinaison |
|-------|---------------------------|
| ELU | $1,35G + 1,6 (A + S_t)$ |
| | $1,35G + 1,6 (B_c + S_t)$ |
| | $1,35G + 1,35D_{240}$ |
| | $1,35G + 1,35M_{c120}$ |
| ELS | $G + 1,2 (A + S_t)$ |
| | $G + 1,2 (B_c + S_t)$ |
| | $G + D_{240}$ |
| | $G + M_{c120}$ |

L'exploitation des résultats se fait après analyse des différentes combinaisons.

VII.1.2 Résultats

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes.

a) Moment et effort tranchant à l'ELU

L'effort tranchant et le moment fléchissant maximales sont obtenue par la combinaison la plus défavorable à l'état limite ultime :

$$\text{L'ELU : } 1,35 G + 1,35D_{240}$$

La figure VIII-10 présente l'allure et la valeur maximale du moment Fléchissant :

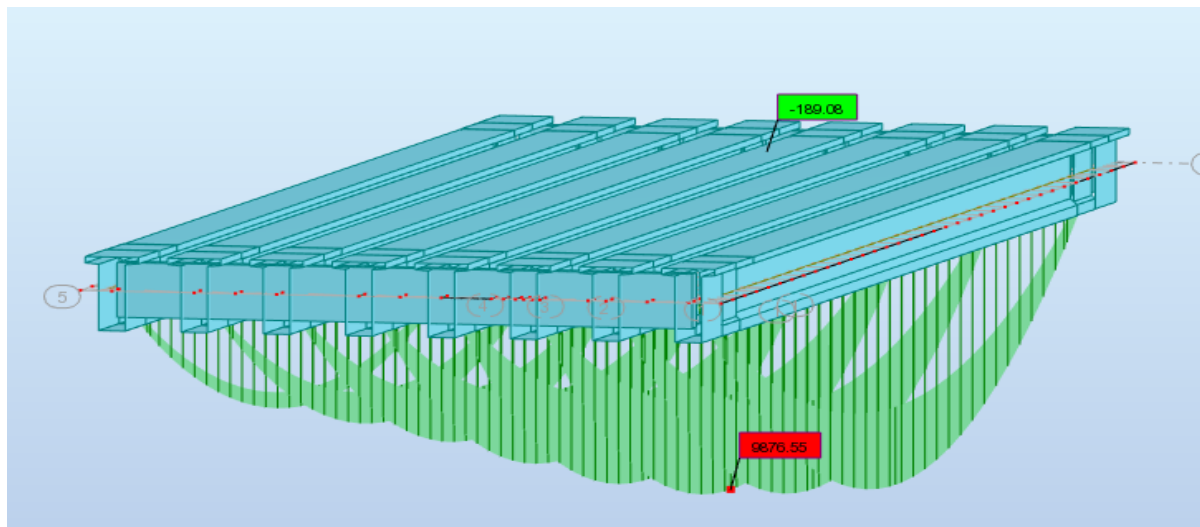


Figure VII-10 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à l'ELU.

$$M_{\max, u} = 9876,55 \text{ KN.m}$$

La figure suivante présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant :

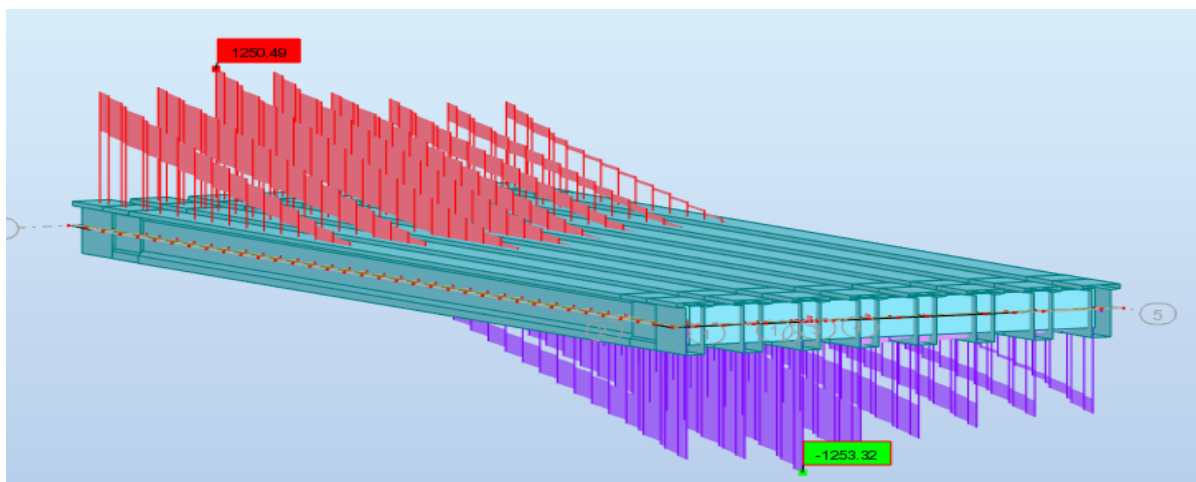


Figure VII-11 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à l'ELU.

$$T_{\max, u} = 1250,49 \text{ KN}$$

b) Moment et effort tranchant à l'ELS

L'effort tranchant et le moment fléchissant maximales obtenues par la combinaison la plus défavorable à l'état limite service :

L'ELS : G +D240

La figure VII-12 donne l'allure et la valeur maximale de moment Fléchissant :

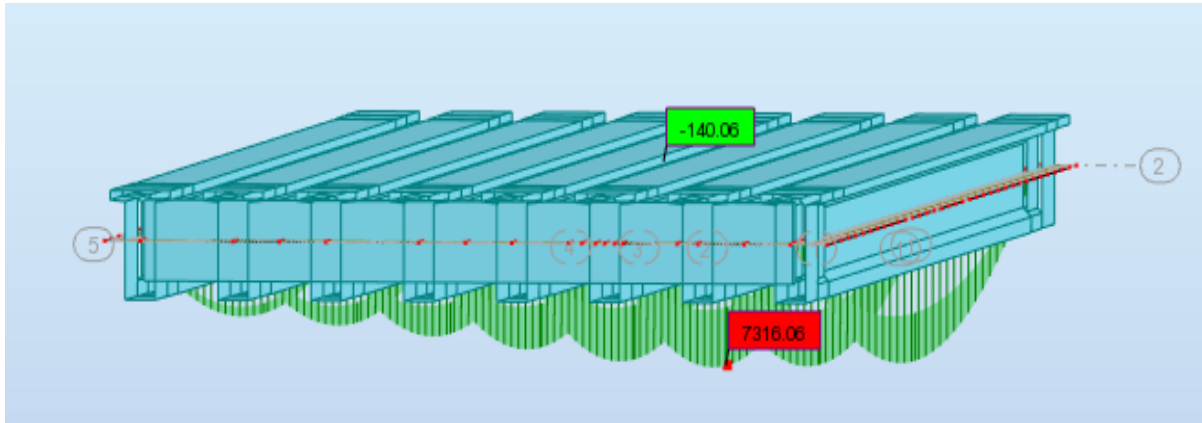


Figure VII-12 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à l'ELS.

$$M_{\max, s} = 7136,06 \text{ KN.m}$$

La figure suivante présente l'allure et la valeur maximale de l'effort tranchant :

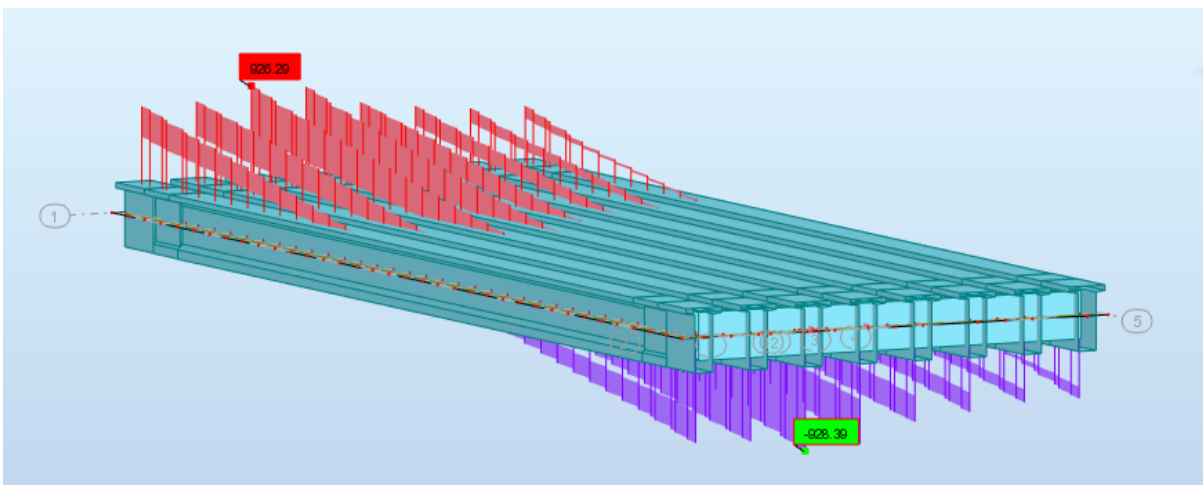


Figure VII-13 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à l'ELS.

$$T_{\max, s} = 928,39 \text{ KN}$$

VII.1.3 Récapitulation de la modélisation :

Tableau VII-2 : Tableau récapitulatif des valeurs de T et M sous les différent charges et surcharges à l'ELU et à l'ELS

| Chargement | Section | | X=0 | X=L/4 | X=3L/8 | X=L/2 |
|--------------|------------|---------|--------|--------|--------|--------|
| | | Efforts | | | | |
| G | | M (t.m) | 0 | 360,60 | 458,11 | 490,25 |
| | | T (t). | 58,31 | 31,06 | 15,91 | 0 |
| A(I) | ELU | M (t.m) | 0 | 673,88 | 855,0 | 914,48 |
| | | T (t). | 109,12 | 55,02 | 30,07 | 0 |
| | ELS | M (t.m) | 0 | 500,94 | 635,58 | 679,8 |
| | | T (t). | 81,10 | 42,625 | 22,18 | 0 |
| Bc | ELU | M (t.m) | 0 | 667,99 | 829,10 | 886,27 |
| | | T (t). | 118,88 | 66,51 | 40,90 | 0 |
| | ELS | M (t.m) | 0 | 496,45 | 616,06 | 658,54 |
| | | T (t). | 88,41 | 28,24 | 7,81 | 0 |
| Bt | ELU | M (t.m) | 0 | 645,01 | 788,65 | 843,19 |
| | | T (t). | 112,24 | 60,956 | 40,02 | 0 |
| | ELS | M (t.m) | 0 | 479,01 | 585,19 | 625,96 |
| | | T (t). | 83,40 | 44,82 | 30,01 | 0 |
| Mc120 | ELU | M (t.m) | 0 | 662,36 | 835,89 | 893,55 |
| | | T (t). | 114,73 | 62,02 | 43,05 | 0 |
| | ELS | M (t.m) | 0 | 492,63 | 619,18 | 661,88 |
| | | T (t). | 84,98 | 48,37 | 30,08 | 0 |
| ,D240 | ELU | M (t.m) | 0 | 739,32 | 926,45 | 987,88 |
| | | T (t). | 125,00 | 71,93 | 18,17 | 0 |
| | ELS | M (t.m) | 0 | 547,64 | 686,26 | 731,76 |
| | | T (t). | 92,63 | 77,16 | 28,40 | 0 |

VII.1.4 Conclusion

A l'aide de logiciel Robot Structural Analysis Professional 2018, nous avons défini les différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage étudié. Celles-ci nous ont permis de déterminer :

- La poutre la plus sollicitée → la poutre numéro **3**.
- Les moments fléchissant et les efforts tranchant extrêmes à l'ELS et à l'ELU. Ces efforts sont :

A l'état limite ultime :

($M_{\max} = 987,60$ t.m, $T_{\max} = 125,00$ t).

A l'état limite de service :

($M_{\max} = 731,60$ MN.m, $T_{\max} = 92,63$ MN) .

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

VIII.1 Introduction

L'objectif de la précontrainte est de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compressions destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage, cette technique permet ainsi de réaliser des ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts) ou des éléments structuraux de faible épaisseur mais de portée importante (poutres, dalles). Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude précontrainte pour un pont à poutre en poste tension.

VIII.2 Données de calcul

Tableau VIII-1 : Données de dimensionnements de la précontrainte

| Données de l'ouvrage | | | Caractéristiques des câbles 12T15 | | | |
|--------------------------------------|---------------|-----------|-----------------------------------|------------|---------------------------|------|
| H (P) | 1,75 | m | Cable Type | T15 | | |
| H(P+D) | 2 | m | Nbr Toron | 12 | | |
| L | 35 | m | Ap 1 Toron | 140 | mm ² | |
| L portée | 34 | m | Ap 1 Toron | 0,00014 | m ² | |
| N poutres | 8 | | Ap | 0,00116 | m ² | |
| E dalle | 0,25 | m | f _{prg} | 1770 | MPa | |
| enrobage | 0,03 | m | F _{p0} | 196,2 | kN | |
| λ | 1,70 | m | f _{peg} | 1593 | MPa | |
| L TC | 1,1 | m | D gaine | 0,08 | m | |
| b About | 0,55 | m | f | 0,18 | (rd-1) | |
| Caractéristiques du béton | | | φ | 0,002 | (m-1) | |
| F _{csup} | 40 | MPa | g | 4 | mm | |
| F _{cinf} | 27 | MPa | μ ₀ | 0,43 | | |
| F _{t28} | 3 | MPa | ρ _{1000h} | 2,5 | | |
| σ _{bc} | 24 | MPa | E _p | 190 000 | MPa | |
| σ _{bt} | -4,5 | MPa | f _e | 500 | MPa | |
| | | | σ _{su} | 434,78 | MPa | |
| Caractéristiques des sections | | | | | Résultats Logiciel | |
| | Section about | | Section médiane | | M _{gp} (MN.m) | 2,55 |
| | Poutre | P + dalle | Poutre | P + dalle | M _M (MN.m) | 7,31 |
| B (m ²) | 1,052 | 1,477 | 0,700 | 1,125 | M _m (MN.m) | 4,90 |
| v' (m) | 0,942 | 1,211 | 0,956 | 1,304 | V _M (MN) | 1,25 |
| v (m) | 0,808 | 0,789 | 0,791 | 0,696 | V _m (MN) | 0,58 |
| I _G (m ⁴) | 0,297 | 0,562 | 0,256 | 0,480 | | |
| ρ | 0,37 | 0,40 | 0,48 | 0,47 | | |

VIII.3 Dimensionnement de la précontrainte

VIII.3.1 Valeur minimale de la précontrainte en service

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

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

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'} \overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'} \quad , \text{Section sur critique.}$$

B : Son aire ;

v et **v'** : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes (**v** + **v'** = **h**) ;

I : Son moment d'inertie par rapport à **G_Z** ;

ρ : Son rendement géométrique ;

M_g : Moment de poids propre ;

M'_g : Moment dû aux charges permanentes additionnelles ;

M_q : Moment généré par les actions variables de toutes natures. **M_q** moments généré par les actions variables de toutes natures ;

Selon le cas de charge considéré, **M** varie ente :

- Une valeur minimale : **M_m** = **M_g** + **M'_g** + **M_{mq}**

- Une valeur maximale : **M_M** = **M_g** + **M'_g** + **M_{Mq}**

Posons : **ΔM** = **M_M** - **M_m** = **M_{Mq}** - **M_{mq}**

$\overline{\sigma_{bt1}}$, $\overline{\sigma_{bt2}}$:Sont des contraintes limites de traction ;

$\overline{\sigma_{bc}}$: Est la contrainte limite de compression.

Tableau VIII-2 : Calcul de P_{MIN}

| Détermination de P _{MIN} | | | |
|-----------------------------------|------------|------------------------|----------------|
| $\overline{\sigma_{bt2}}$ | - 3,00 MPa | PI | -1,40 MN |
| $\overline{\sigma_{bt1}}$ | - 4,50 MPa | PII | 4,34 MN |
| d' | 0,20 m | P_{MIN} | 4,34 MN |

VIII.3.2 Détermination du nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $n \geq \frac{P_{MIN}}{0,75P_0}$

P₀ : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer, **P₀** est estimé à **25 %** de pertes.

$$P_0 = \min \{(0,8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0,9 \times f_{peg} \times A_p)\} = 1416 \text{ MPa.}$$

Tableau VIII-3 : Détermination du nombre de câble

| | | | |
|----------------|------|-------|-------------------------------------|
| $\Delta P_0 =$ | 25 | % | Donc on opte pour 3 câbles de 12T15 |
| $P_0 =$ | 2,38 | MN | |
| $n \geq$ | 2,43 | Câble | |

VIII.3.2.1 Nombre de câbles à l'about :

Pour obtenir le nombre de câbles à l'about, on considère les caractéristiques nettes de la section médiane. Il faut vérifier les deux inégalités suivantes :

Pour la fibre supérieure : $\sigma_{sup} \geq \sigma_{bt}$

Pour la fibre inférieure : $\sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

Ce qui donne :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A} + \frac{v}{I} (P \times e_0 + M_{poutre}) \geq -1,5 \times f_{tj} = -4,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A} - \frac{v'}{I} (P \times e_0 + M_{poutre}) \leq 0,6 \times f_{cj} = 24 \text{ MPa}$$

Avec :

$$M_{poutre} = 2,55 \text{ MN.m}$$

L'excentricité est donnée par :

$$e_0 = - (v' - d') = - (0,942 - 0,20) = - 0,742 \text{ m}$$

Application numérique :

$$P \leq 7,86 \quad n \leq 3,30$$

$$P \leq 13,50 \quad n \leq 5,67$$

Donc, le nombre de câbles dans l'about est : **3 câbles de 12T15.**

VIII.3.3 Pre-vérification des contraintes :

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte on préconise de placer les trois câbles dans l'about, puis on fait la vérification des contraintes s'ils sont satisfaites ou non. La vérification à $x = L/2$, se fait selon les quatre phases suivantes :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ Si $j < 28$ j. Selon **BAEL99**
- $\overline{\sigma_{bcj}} = 0,6 \times f_{cj}$, en construction ;
- $\overline{\sigma_{bt1}} = -1,5 \times f_{tj}$, Hors section d'enrobage - en construction ;
- $\overline{\sigma_{bt2}} = 0,7 \times f_{tj}$, Section d'enrobage - en construction ;

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

Tableau VIII-4 : Caractéristiques de chaque vérification des contraintes

| Première phase : Après 7 jours | | | Deuxième phase : Après 28 jours | | |
|--|-------|-----|--|------|-----|
| 1. Après le septième jour, la mise en tension est à 50 % | | | 1. La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours | | |
| 2. Les pertes considérées sont de 5 % | | | 2. Les pertes considérées sont de 10 % | | |
| $f_{c7} =$ | 26,49 | MPa | $f_{c28} =$ | 40 | MPa |
| $f_{t7} =$ | 2,19 | MPa | $f_{t28} =$ | 3 | MPa |
| $\underline{\sigma_{bt2}} =$ | -1,53 | MPa | $\underline{\sigma_{bt2}} =$ | -2,1 | MPa |
| $\underline{\sigma_{bt1}} =$ | -3,28 | MPa | $\underline{\sigma_{bt1}} =$ | -4,5 | MPa |
| $\underline{\sigma_{bcj}} =$ | 15,89 | MPa | $\underline{\sigma_{bcj}} =$ | 24 | MPa |
| $\Delta P =$ | 5 % | | $\Delta P =$ | 10 % | |
| n cable | 3 | | n cable | 3 | |
| Troisième phase : Apres coulage de | | | Quatrième phase : En service | | |
| 1.Efforts dus à la deuxième phase | | | 1. Mise en tension est à 100 % | | |
| 2.Poids propre de l'hourdis couler sur place | | | 2. Les pertes considérées sont de 25 % | | |
| $f_{c28} =$ | 40 | MPa | $f_{c28} =$ | 40 | MPa |
| $f_{t28} =$ | 3 | MPa | $f_{t28} =$ | 3 | MPa |
| $\underline{\sigma_{bt2}} =$ | -2,1 | MPa | $\underline{\sigma_{bt2}} =$ | -3 | MPa |
| $\underline{\sigma_{bt1}} =$ | -4,5 | MPa | $\underline{\sigma_{bt1}} =$ | -4,5 | MPa |
| $\underline{\sigma_{bcj}} =$ | 24 | MPa | $\underline{\sigma_{bcj}} =$ | 24 | MPa |
| $\Delta P =$ | 15 % | | $\Delta P =$ | 25 % | |
| n cable | 3 | | n cable | 3 | |

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-5 : Résultats de vérifications des contraintes

| Phase | e_0 (m) | M (MN.m) | P (MN) | σ_{sup} (MPa) | σ_{inf} (MPa) | Obs |
|-------------------|---|-------------|-----------|--|-------------------------|-----|
| Phase 1 | 0,76 | 2,55 | 3,59 | 4,59 | 5,77 | C.V |
| Phase 2 | 0,76 | 2,55 | 7,19 | 1,28 | 21,13 | C.V |
| Phase 3 | 1,10 | 4,90 | 7,15 | 2,01 | 14,49 | C.V |
| Phase 4 | 1,10 | 7,31 | 6,69 | 5,84 | 6,15 | C.V |
| Formule de calcul | $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{v}{I} (P \times e_0 + M)$ | | | $\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{v'}{I} (P \times e_0 + M)$ | | |
| | P=1,02P ₀ -0,8ΔP (phase 1,2,3) | | | P = 0,98P ₀ -1,2ΔP (phase service) | | |

Interprétation :

- Au niveau de fibre inférieure : $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
- Au niveau de fibre supérieure : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

VIII.4 Trace des câbles de précontrainte

VIII.4.1 Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Les câbles de première famille sont généralement tous ancrés à l'about des poutres et de préférence à espacement constant de façon à bien répartir l'effort de précontrainte et ainsi limiter au mieux les effets de la diffusion. Ainsi que, la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

VIII.4.2 Détermination du tracé :

- Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2^{ème} degré :

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

ℓ : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole

f : est la flèche maximale (mesurée à mi-longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole

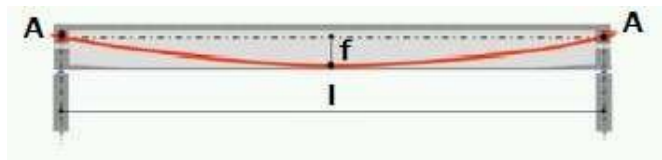


Figure VIII-1 : Géométrie des câbles

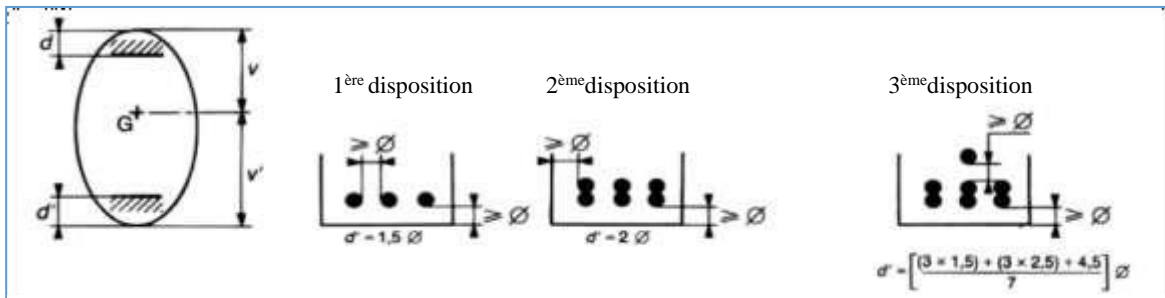
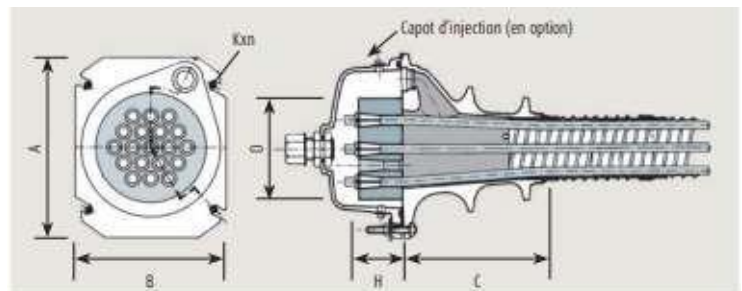
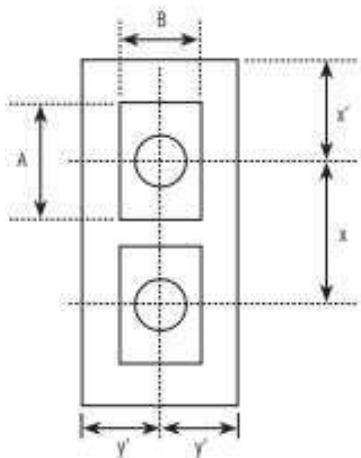


Figure VIII-2 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au $x = l/2$, tout en suivant la 3^{ème} disposition des câbles.
- Pour $x=0$, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage. On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 240 \times 200\text{mm}^2$; $X = 30\text{ cm}$.



| Unités | A (mm) | B (mm) | C (mm) | D (mm) | H (mm) | Kxn (mm) |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|
| 3C15 | 150 | 110 | 120 | 85 | 50 | M10x2 |
| 4C15 | 150 | 120 | 125 | 95 | 50 | M10x2 |
| 7C15 | 180 | 150 | 186 | 110 | 55 | M12x2 |
| 9C15 | 225 | 185 | 260 | 150 | 55 | M12x4 |
| 12C15 | 240 | 200 | 165 | 150 | 65 | M12x4 |
| 13C15 | 250 | 210 | 246 | 160 | 70 | M12x4 |
| 19C15 | 300 | 250 | 256 | 185 | 80 | M12x4 |

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Distances a et b

| Unités | a = b (mm) | | |
|--------|-----------------|-----|-----|
| | $f_{m,c}$ (MPa) | | |
| | 24 | 44 | 60 |
| 9C15 | 380 | 300 | 280 |
| 12C15 | 430 | 320 | 300 |
| 13C15 | 450 | 340 | 310 |
| 19C15 | 530 | 400 | 380 |
| 22C15 | 590 | 430 | 410 |
| 25C15 | 630 | 460 | 440 |

Figure VIII-3 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage

La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau VIII-6 : Tracé des câbles

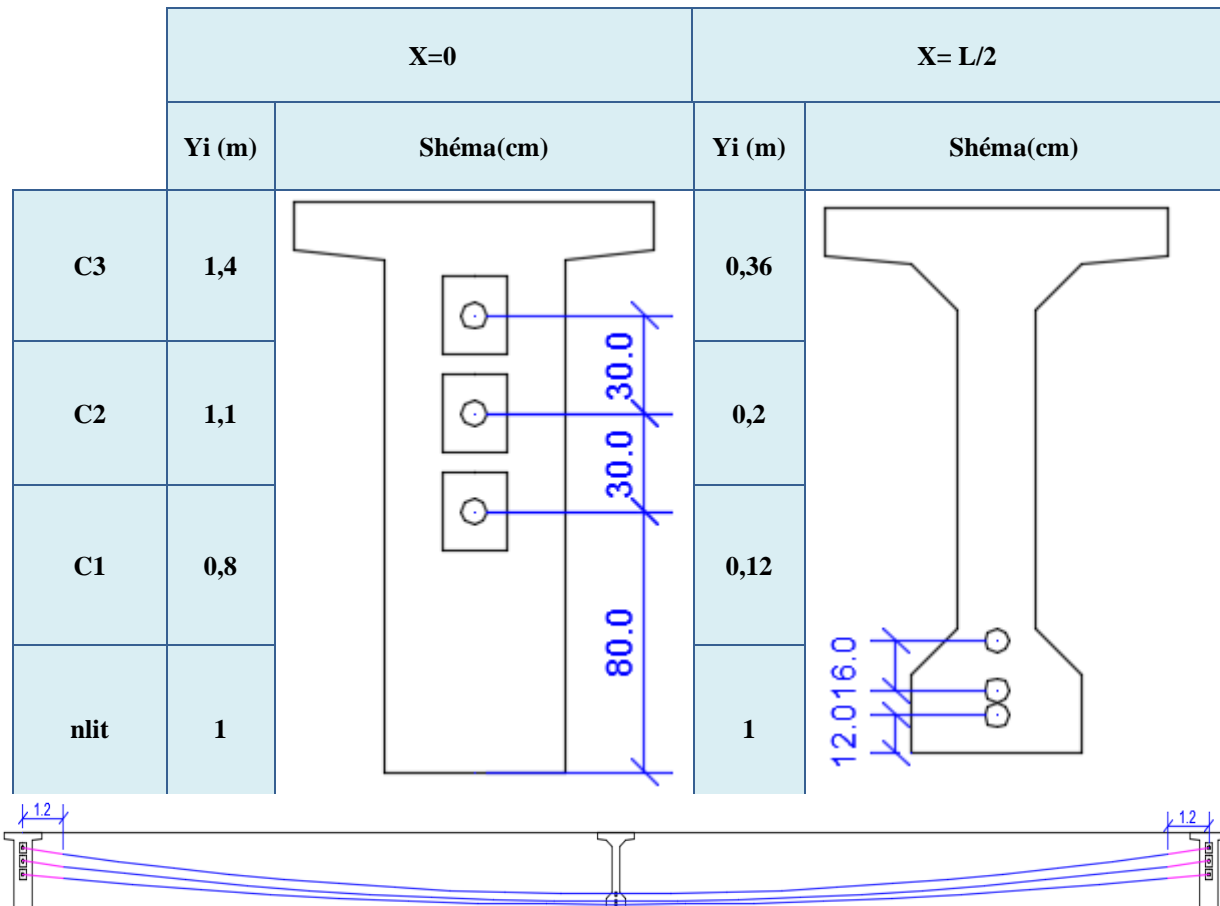


Figure VIII-4 : Tracé des câbles avec un alignement droit de 1,2 m à partir de l'encrage

Les câbles présentes Un alignement droit sur une distance de 1,2 m à partir d'ancrage.

- L'angle de déviation β sur une longueur peut être calculé selon l'équation :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$$

- L'angle de relevage α à $x = 0$ est donné par la formule suivante :

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

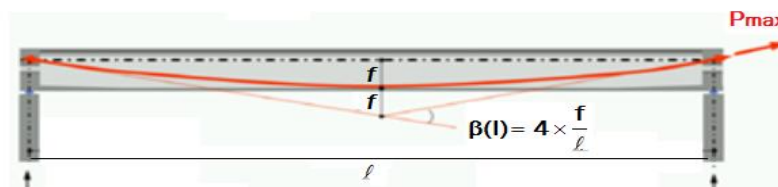


Figure VIII-5 : L'angle de déviation des câbles

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{opt} = \text{Arcsin}\left(\frac{V_M + V_m}{2 \times P}\right)$$

Avec :

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

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limitée en état limite de service ; $\bar{\tau} = [0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^{\frac{1}{2}}$

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

B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{Brute} - n \cdot B_{Gaine}$;

b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n \times \Phi$.

n : Nombre de gaines par lit ;

b_0 : Largeur brute ;

B_{Gaine} : Surface de la gaine ;

$\Phi = 8$ cm : Diamètre de la gaine.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau VIII-7: Caractéristiques du tracé des câbles

| bn | 0,47 m | L Cable = | 35 m | | | | | |
|--------------------------------|---------------------|---|--------|-------|--------|-------|--------|----------------|
| Bn | 1,46 m ² | L rel = | 1,2 m | | | | | |
| P | 5,35 MN | l pb = | 32,6 m | | | | | |
| σ_x | 3,66 MPa | -12,93 ≤ α (°) ≤ 30,37 | | | | | | |
| $\bar{\tau}$ | 2,8 MPa | $\alpha_{C1} = 5$ $\alpha_{C2} = 6$ $\alpha_{C3} = 7$ (°) | | | | | | |
| \bar{V} | 2,13 MPa | | | | | | | |
| N° câble | l (m) | α_{rel} (°) x=0 | Yi (m) | | | f (m) | R (m) | $\beta(l)$ rad |
| | | | x=0 | x=1,2 | x=17,5 | | | |
| C1 | 32,6 | 5 | 0,80 | 0,695 | 0,120 | 0,58 | 231,03 | 0,071 |
| C2 | 32,6 | 6 | 1,10 | 0,974 | 0,200 | 0,77 | 171,66 | 0,095 |
| C3 | 32,6 | 7 | 1,40 | 1,253 | 0,360 | 0,89 | 148,82 | 0,110 |

Tableau VIII-8 : Valeurs des pertes dues aux frottements

| N° câble | β (rad) | $f\beta + \varphi x$ | $\Delta\sigma\varphi$ (MPa) | $\Delta\sigma\varphi$ Moy (MPa) | | $\Delta\sigma\varphi$ Moy (%) | |
|----------|------------------|----------------------|--------------------------------|------------------------------------|--------------|----------------------------------|-------------|
| | | | | X= 0 | X= L/2 | X= 0 | X= L/2 |
| C1 | 0,072 | 0,048 | 66,40 | | | | |
| C2 | 0,096 | 0,052 | 73,07 | 23,17 | 71,08 | 1,64 | 5,02 |
| C3 | 0,111 | 0,055 | 78,67 | | | | |

| | | | | |
|-------------------|-------|------------|----------------------|-----|
| $\varphi = 0,002$ | (m-1) | $f = 0,18$ | $\sigma_{p0} = 1416$ | MPa |
|-------------------|-------|------------|----------------------|-----|

VIII.5.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage

Après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) sebloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres.

Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte.

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse $x < d$ est : $\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x)$

Avec :

$K(x)$: En fonction de l'abscisse x : $K(x) = f \times \beta + \varphi \times x$;

l : Longueur de la moitié de la poutre ;

d : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage $d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$

g : Intensité du recul d'ancrage, $g = 4$ mm.

k : Constante : $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

Tableau VIII-9 : Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

| N° câble | l (m) | k (m ⁻¹) | d (m) | $\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa) | $\Delta\sigma_{p(L/2)}$ (MPa) |
|----------|---------|------------------------|---------|-----------------------------|-------------------------------|
| C1 | 17,5 | 0,0027 | 13,98 | 108,69 | 0 |
| C2 | 17,5 | 0,0030 | 13,41 | 113,35 | 0 |
| C3 | 17,5 | 0,0031 | 13,08 | 116,23 | 0 |

VIII.5.1.3 Pertes par déformation instantanée du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures, et égale dans une section donnée :

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

Avec :

$$\sigma_{bj}: \text{contrainte parabole du béton, } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

P : Effort de précontrainte, $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi M_{oy}})$;

A_p : Section du câble de précontrainte s ;

E_p : Module d'élasticité de l'acier ;

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

e : Excentricité moyenne des câbles ;

M_p : Moment du au poids propre de la poutre ;

I_G : Moment d'inertie de section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-10 : Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

| | X=0 | X= L/2 |
|--------------------------------------|-------|--------|
| M_p (MN.m) | 0,00 | 2,55 |
| e (m) | -0,16 | 0,75 |
| B (m) | 1,037 | 0,686 |
| I_G (m⁴) | 0,296 | 0,25 |
| P (MPa) | 5,39 | 6,775 |
| σ_{bi} (MPa) | 6,78 | 17,28 |
| Δσ_e (MPa) | 17,11 | 43,65 |
| Δσ_e (%) | 1,21 | 3,08 |

VIII.5.2 Pertes différées

Dans le cas de la posttension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

La valeur totale de ces pertes de tension, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée Δσ_a (x).

Chapitre VIII : Etude de la précontrainte

La tension au point d'abscisse x , après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée $\sigma_{pf}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_i(x) - \Delta\sigma_d(x)$.

VIII.5.2.1 Pertes par retrait

Le retrait se développe dès le durcissement du béton alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire. Par conséquent, les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement dû au retrait effectué après leur mise en tension. L'expression des pertes par retrait est donnée par le **B.P.E.L 91** :

$$\Delta\sigma_{ret} = E_p \varepsilon_r (1 - r(t_0))$$

Avec :

E_p : module d'élasticité des armatures, $E_p = 190000$ MPa

ε_r : retrait total du béton, $\varepsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$

$r(t)$: fonction d'évolution du retrait en fonction du temps.

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}, \quad r_m = \frac{\text{aire de la section nette}}{\text{périmètre de la section}}$$

Application numérique :

Tableau VIII-11 : Valeurs des Pertes par retrait

| | X= 0L | X= L/2 |
|--------------------------------|-------|--------|
| r_m (cm) | 18,62 | 12,39 |
| r (7j) | 0,040 | 0,059 |
| r (28j) | 0,143 | 0,200 |
| $\Delta\sigma_{ret,7j}$ (MPa) | 57,72 | 53,63 |
| $\Delta\sigma_{ret,28j}$ (MPa) | 48,84 | 45,60 |

VIII.5.2.2 Perte par fluage

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

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

σ_b : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application ;

j : L'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

$$\sigma_b = \frac{-M_p}{I_G} \cdot e_0 + n A_p (\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}) \left[\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I_G} \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-12 : Valeurs des Pertes par fluage

| | X=0 | X= L/2 |
|--------------------------------------|-------|--------|
| M_p (MN.m) | 0,00 | 4,90 |
| e (m) | 0,11 | 1,08 |
| B (m) | 1,462 | 1,11 |
| I_G (m⁴) | 0,561 | 0,462 |
| P (MPa) | 6,34 | 6,56 |
| σ_{bi} (MPa) | 4,48 | 10,99 |
| Δσ_f (MPa) | 56,52 | 138,70 |
| Δσ_f (%) | 3,99 | 9,80 |

VIII.5.2.3 Perte par relaxation

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

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

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

ρ₁₀₀₀ (%) : Relaxation garantie à 1000 h ;

μ₀ : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation **BAEL 91** .

σ_i : Contrainte initiale, c'est-à-dire après les pertes instantanées :

$$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-13 : Pertes par relaxation

| | X=0 | X= L/2 |
|---------------------------|-------|--------|
| Δσ_p | 53,75 | 59,57 |
| Δσ_p (%) | 3,80 | 4,21 |

VIII.5.3 Pertes totales

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

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

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%).

Tableau VIII-14 : Pertes totales

| | X=0 | X= L/2 |
|-----------------------|--------|--------------|
| $\Delta\sigma_{Inst}$ | 152,79 | 114,72 |
| $\Delta\sigma_{Diff}$ | 150,15 | 233,95 |
| $\Delta\sigma_T$ | 302,94 | 348,67 |
| Pertes (%) | 21,39 | 24,62 |

VIII.6 Vérification des contraintes

Dans ce paragraphe, on va vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

VIII.6.1 Les sections de vérification :

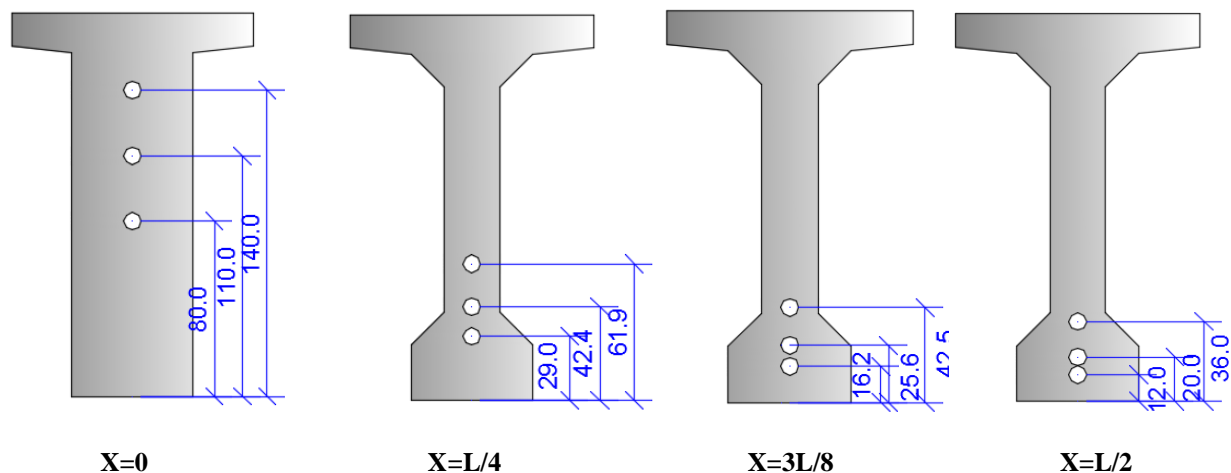


Figure VIII-7 : Les sections de vérification

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

VIII.6.2 Limitation des contraintes

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau au-dessous :

Tableau VIII-15 : Limitation des contraintes

| | | | | |
|-------------------|-----------------------------|-------|-----|-----------------------------------|
| $j \geq 28$ jours | $\overline{\sigma}_{bcj} =$ | 24,00 | MPa | Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente |
| | $\overline{\sigma}_{bt1} =$ | -4,50 | MPa | |
| | $\overline{\sigma}_{bt2} =$ | -2,10 | MPa | Exécution |
| | $\overline{\sigma}_{bt2} =$ | -3,00 | MPa | Q.Rares |
| $j = 7$ jours | $\overline{\sigma}_{bcj} =$ | 15,89 | MPa | Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente |
| | $\overline{\sigma}_{bt1} =$ | -3,28 | MPa | |
| | $\overline{\sigma}_{bt2} =$ | -1,53 | MPa | Exécution |
| | $\overline{\sigma}_{bt2} =$ | -2,19 | MPa | Q.Rares |

VIII.6.3 Caractéristiques nettes des sections

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II.

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel **AUTOCAD 2015**.

Tableau VIII-16 : Caractéristiques nettes des sections

| | $x=0$ | | $x=L/4$ | | $x=3L/8$ | | $x=L/2$ | |
|--------------------------------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|
| | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle | Poutre seule | Poutre + Dalle |
| H (m) | 1,75 | 2,00 | 1,75 | 2,00 | 1,75 | 2,00 | 1,75 | 2,00 |
| B _{nette} (m ²) | 1,037 | 1,462 | 0,685 | 1,110 | 0,685 | 1,110 | 0,685 | 1,11 |
| v _n (m) | 0,810 | 0,788 | 0,780 | 0,684 | 0,777 | 0,682 | 0,776 | 0,681 |
| v'n (m) | 0,940 | 1,212 | 0,970 | 1,316 | 0,973 | 1,318 | 0,974 | 1,319 |
| I _{nG} (m ⁴) | 0,296 | 0,561 | 0,251 | 0,468 | 0,248 | 0,464 | 0,247 | 0,462 |
| ρ (%) | 37,49 | 40,18 | 48,43 | 46,84 | 47,89 | 46,50 | 47,71 | 46,34 |

VIII.6.4 Justifications de la poutre à l'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2 avec :

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

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P ; \quad P_0 = 2,38 \text{ MN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-17 : Caractéristiques de chaque phase de vérification

| | N cable | Mt(%) | ΔP (%) | P_1 (MPa) | P_2 (MPa) | d L/2 (m) | d 3L/8 (m) | d L/4 (m) | d x=0 (m) |
|---------|---------|-------|-------------------|----------------|----------------|--------------|---------------|--------------|--------------|
| Phase 1 | 3 | 50 | 4,05 | 3,52 | 3,32 | 1,10 | 0,44 | 0,28 | 0,23 |
| Phase 2 | 3 | 100 | 8,10 | 6,82 | 6,30 | 1,10 | 0,44 | 0,28 | 0,23 |
| Phase 3 | 3 | 100 | 16,36 | 6,35 | 5,59 | 1,10 | 0,44 | 0,28 | 0,23 |
| Phase 4 | 3 | 100 | 24,62 | 5,87 | 4,89 | 1,10 | 0,44 | 0,28 | 0,23 |

VIII.6.4.1 Justification des contraintes normales

On va vérifier la condition suivante : $\overline{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y$$

Avec :

P : Effort de précontrainte ;

B_n : Surface nette de la section considérée ;

I_n : Inertie nette de la section considérée ;

e_0 : Excentricité du câble de précontraint moyen ;

M : Moment extérieur ;

y : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII-18 : Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2

| | | Phase 1 | | | | Phase 2 | | | |
|---------------------------|------------------|---------|-------|--------|-------|---------|-------|--------|--------------|
| | | x=0 | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 | x=0 | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 |
| e (m) | | -0,16 | 0,53 | 0,69 | 0,75 | -0,16 | 0,53 | 0,69 | 0,75 |
| M _{Els} | | 0,00 | 1,876 | 2,379 | 2,55 | 0 | 1,876 | 2,379 | 2,55 |
| P1 (MN) | | 3,52 | 3,52 | 3,52 | 3,52 | 6,82 | 6,82 | 6,82 | 6,82 |
| P2 (MN) | | 3,32 | 3,32 | 3,32 | 3,32 | 6,30 | 6,30 | 6,30 | 6,30 |
| σ _{Max} (MPa) | σ _{sup} | 4,94 | 5,21 | 4,94 | 4,87 | 9,56 | 4,64 | 2,61 | 1,96 |
| | σ _{inf} | 1,61 | 5,06 | 8,03 | 5,48 | 3,11 | 16,55 | 19,14 | 22,76 |
| σ _{Min} (MPa) | σ _{sup} | 4,66 | 5,25 | 5,09 | 5,05 | 8,83 | 4,73 | 2,98 | 2,42 |
| | σ _{inf} | 1,52 | 4,36 | 7,19 | 4,60 | 2,87 | 14,75 | 16,98 | 20,48 |

Tableau VIII-19 : Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4

| | | Phase 3 | | | | Phase 4 | | | |
|---------------------------|------------------|---------|-------|--------|-------|---------|-------|--------|--------------|
| | | x=0 | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 | x=0 | x=L/4 | x=3L/8 | x=L/2 |
| e (m) | | 0,11 | 0,87 | 1,04 | 1,09 | 0,11 | 0,87 | 1,04 | 1,09 |
| M _{Els} | | 0,00 | 3,361 | 4,581 | 4,902 | 0 | 5,476 | 6,862 | 7,317 |
| P1 (MN) | | 6,35 | 6,35 | 6,35 | 6,35 | 5,87 | 5,87 | 5,87 | 5,87 |
| P2 (MN) | | 5,59 | 5,59 | 5,59 | 5,59 | 4,89 | 4,89 | 4,89 | 4,89 |
| σ _{Max} (MPa) | σ _{sup} | 3,34 | 2,54 | 2,77 | 2,73 | 3,09 | 5,81 | 6,42 | 6,62 |
| | σ _{inf} | 5,88 | 11,83 | 11,41 | 11,51 | 5,44 | 4,30 | 3,11 | 2,72 |
| σ _{Min} (MPa) | σ _{sup} | 2,95 | 5,35 | 6,34 | 3,26 | 5,73 | 8,84 | 9,35 | 7,32 |
| | σ _{inf} | 5,18 | 9,30 | 8,51 | 8,48 | 4,52 | 0,98 | -0,69 | -1,25 |

VIII.6.4.2 Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant engendré par le moment fléchissant et l'effort normal n'affaiblissent pas la sécurité de l'ouvrage en favorisant notamment la création de fissures d'âme, inclinées par rapport à la fibre moyenne de la poutre. Les essais effectués sur des poutres en béton précontraint soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture du béton :

1^{er} Mode : Par fissuration, pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] = \bar{\tau}_1^2$$

2^{ème} Mode : Par compression-cisaillement, pour laquelle le cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 f_{cj} - \sigma_x] = \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] = \bar{\tau}_2^2$$

Avec :

σ_x : Contrainte normale longitudinale au C.D.G ; σ_t : Contrainte normale transversale.

τ : Contrainte normale transversale.

Si $\sigma_x < 0,4 f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ donc on vérifie juste que $\tau < \bar{\tau}_1$

➤ **Détermination de la contrainte normale « σ_x » :**

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

P : Effort de précontrainte ;

B_n : Surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-20 : Effort de précontrainte

| | | α (°) | $P \cos \alpha$ | $P \sin \alpha$ |
|--------------|------|--------------|-----------------|-----------------|
| P1 | 1,79 | 5 | 1,786 | 0,16 |
| P2 | 1,79 | 6 | 1,783 | 0,19 |
| P3 | 1,79 | 7 | 1,780 | 0,22 |
| Somme | | | 5,35 | 0,56 |

➤ Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau(y) = \frac{V_{\text{red}} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n(y)}, \text{ avec } V_{\text{red}} = V_{\text{ser}} - \sum p_i \sin \alpha_i$$

Avec :

V_{red} : Effort tranchant réduit ;

S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4^{ème} phase on prend le moment statique celle de la poutre + hourdis) ;

b_n : Largeur nette de la section ;

I_n : Moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-21 : Contrainte tangentielle « τ »

| B_n (m ²) | σ_x (MPa) | τ_1 (MPa) | V_{ser} (MN) | V_{red} (MN) | S_n (m ³) | I_n (m ⁴) | B_n (m) | τ (MPa) |
|----------------------------|---------------------|-------------------|--------------------------|--------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------|-----------------|
| 1,462 | 3,66 | 2,827 | 0,93 | 0,41 | 0,47 | 0,56 | 0,47 | 0,64 |

- On constate que $\tau = 0,64 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2,82 \text{ MPa}$ Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

VIII.7 Ferrailage de la poutre :

VIII.7.1 Armatures longitudinales de peau :

Ces armatures limitent la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte. La section de l'armature de peau est donnée par la relation suivante :

$$A_{\text{min}} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times r \text{ (m)} = 3 \times 5.89 \text{ m} = 17,67 \text{ cm}^2 \\ 0,1\% A_{\text{nette}} = 0,1 \times 6850 = 6,85 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Avec :

r : Périmètre de la section à mi- travée sans hourdis.

A_n : Surface nette de la section à mi-travée.

VIII.7.2 Armatures des zones tendues :

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

Avec :

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

B_t : Aire de la section du béton en traction ; $B_t = 0,148 \text{ m}^2$

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;

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

D'où :

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

On prend :

$$4\text{HA } 14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

Voir la figure suivante

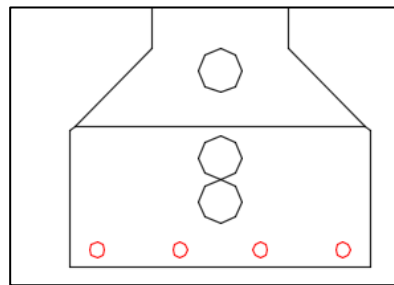


Figure VIII-8 : Ferrailage de zone tendue

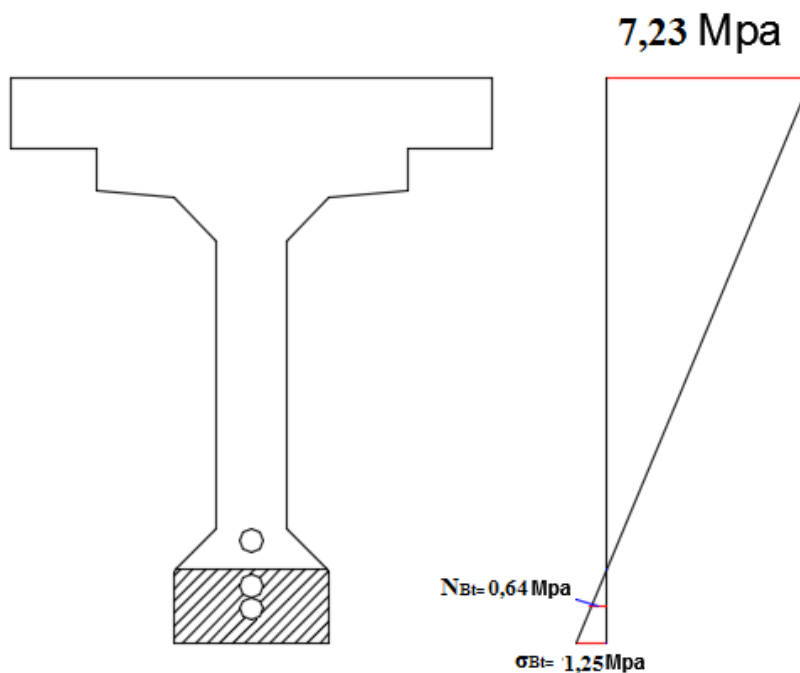


Figure VIII-9 : Diagramme des contraintes à mi travée

VIII.7.3 Armatures transversales de peau :

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ un cadre HA10, avec un espacement de 20 cm.

VIII.7.4 Armatures passives transversales :

Un minimum d'armature d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre, vérifiant la condition pour éviter une rupture fragile due à l'effort tranchant, cette condition s'écrit comme suit :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\delta s} \geq 0.6 \text{ MPa}$$

Avec :

A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
s_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier ;

γ_s = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

On pose: $A_t = 1,57 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}10$

$b_n = 0,55 - 0,08 = 47 \text{ cm}$.

$$\frac{1,57}{47 \times S_t} \times \frac{500}{1,15} \geq 0,6 \rightarrow S_t = 24,20 \text{ cm}.$$

Ces armatures sont caractérisées par leurs sections A_t incluant les armatures de peau et leur espacement S_t qui est tel que :

$$S_t = 0,24 \text{ m} < \min(0,8h, 0,3b \text{ âme}, 1\text{m}) = \min(1,6 ; 7,5 ; 1) = 1 \text{ m}$$

$S_t = 12.5 \text{ cm}$ pour la section d'about, et $S_t = 20 \text{ cm}$ pour la section médiane.

La figure suivante présente le ferrailage de la poutre :

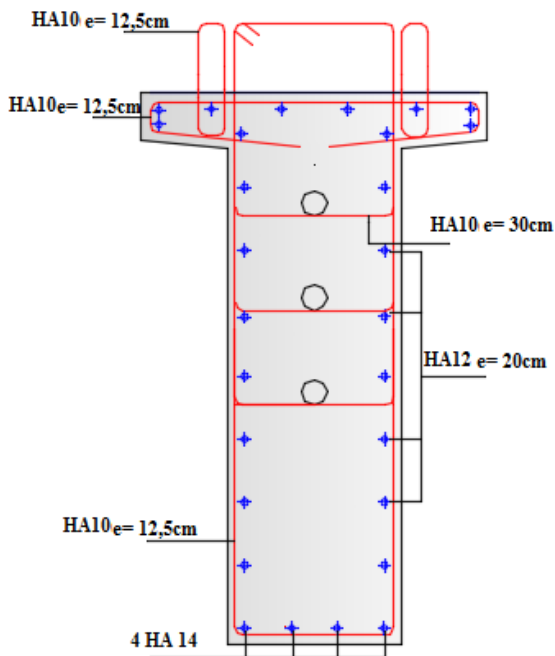


Figure VIII-11 : Ferrailage de la poutre d'about

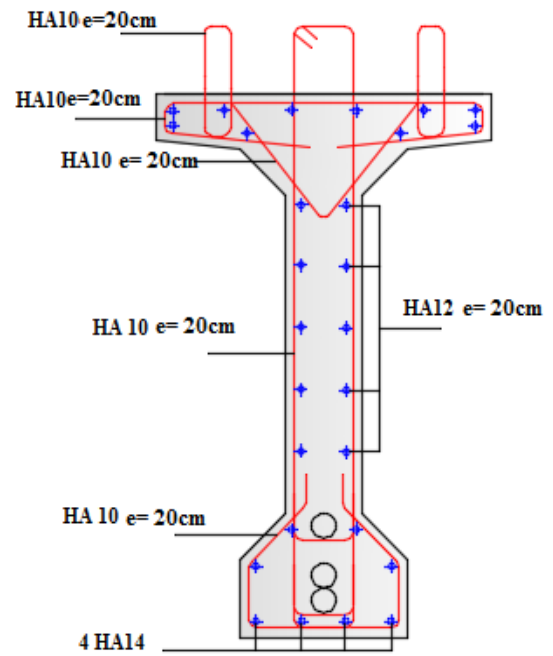


Figure VIII-10: ferrailage de la poutre médiane

VIII.7.5 Justification de la poutre à l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

- La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

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

D'où :

σ_x , σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/Bn$;

τ_u : Contrainte tangentielle ultime , $\tau_u = \frac{V_u - \text{red} - S_n(y)}{l_n - b_n}$

Tableau VIII-22 : Détermination l'angle β_u

| | | | | | |
|-------------|------|----------------|------------------------------|-------|----------------|
| Vult | 1,25 | MPa | Bn | 1,46 | m ² |
| Vred | 0,69 | MPa | σ_x | 3,66 | MPa |
| Sn | 0,47 | m ³ | τ_u | 1,21 | MPa |
| In | 0,56 | m ⁴ | β_u | 16,79 | ° |
| bn | 0,47 | m | | | |
| Ft28 | 3 | MPa | | | |

On prend : $\beta_u = 30^\circ$

- La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

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

| τ_u (MPa) | f_e | f_{t28} | b_n | γ_s |
|----------------|-------|-----------|-------|------------|
| 1,21 | 500 | 3 | 0,47 | 1,15 |

Ce qui donne :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 1,33 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

→ Ce qui vérifie les cadres de HA10 avec un espacement 12,5cm à l'appuis et 20cm à mi-travée.

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

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{40}{6} = 6,66 \text{ MPa}$$

→ ce qui est vérifié.

VIII.8 Conclusion

L'étude de la précontrainte, nous a permis de vérifier que le câblage choisit satisfait les conditions exigées sur les contraintes normales et tangentielles en zone courante.

Les poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier.

Chapitre IX : Etude des déformations

IX.1 Calcul des déformations

Les différentes déformations que peut subir une construction en béton précontraint sont :

- Les flèches et les rotations qui sont due essentiellement aux charges permanentes et aux surcharges.
- Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température)

IX.1.1 Calcul des flèches :

IX.1.1.1 Flèche due au poids propre

La flèche due au poids propre est déterminée à partir de modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 \times G \times L^4}{284 \times E_V \times I_e} = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_V \times I_e} = 9,49 \text{ cm}$$

Avec :

- $M_G = \frac{g L^2}{8} = 4,9 \text{ MN.m}$ (Moment dû au poids propre (poutre + hourdis) ;
- $E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12653,82 \text{ MPa}$ (module de déformation longitudinale différée) ;
- $I_e = 0,491 \text{ m}^4$ (moment d'inertie de la section équivalente (poutre+ hourdis) ;

$$I_e = \frac{\sum L_i I_i}{\sum L_i} \quad \begin{cases} I_1 = 0,562 \text{ m}^4 & L_1 = 1,75 \text{ m} \\ I_2 = 0,519 \text{ m}^4 & L_2 = 1,50 \text{ m} \\ I_3 = 0,480 \text{ m}^4 & L_3 = 14,25 \text{ m} \end{cases}$$

IX.1.1.2 Flèche due aux surcharges D240

$$M_D = 2,66 \text{ MN.m}$$

$$f_D = \frac{5 \times G \times L^4}{284 \times E_V \times I_e} = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_V \times I_e} = 5,15 \text{ cm}$$

$$f_D = 5,15 \text{ cm.}$$

IX.1.1.3 Contre-flèche

Flèche due à la précontrainte : la formule est donnée par l'expression MAXWELL-MOHR.

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M_p \bar{M}}{E_V \times I_G} dx$$

Avec :

\bar{M} : Moment unitaire à mi- travée.

$M_p(x)$: Moment dû à la précontrainte, donné par l'expression suivante : $M_p(x) = \sum N_i \cdot e_{pi}$

Chapitre IX : Etude des déformations

Avec :
$$\begin{cases} N_i = \sum P_i \cos(\alpha_i) \\ P_i = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \end{cases} ; e = -(v' - y_i) \text{ (excentricité des câbles).}$$

Le tableau suivant présente les valeurs de la flèche dus au précontrainte.

Tableau IX-1: la flèche dus au Précontrainte à l'about et à mi-travée.

| Section | Câbles d'about | | $M_p = M_p(x) = \sum N_i \cdot e_{pi}$ |
|---------|----------------|---------|--|
| | e (m) | Ni (MN) | |
| 0L | -0,41 | 1,786 | -0,590 MN.m |
| | -0,11 | 1,783 | |
| | +0,19 | 1,780 | |
| 0,5L | -1,20 | 1,79 | -5,871 MN.m |
| | -1,12 | 1,79 | |
| | -0,96 | 1,79 | |

$\int M_p(x) \bar{M} dx$: représente l'air du diagramme des moments de précontrainte.
Les diagrammes de $M_p(x)$ et \bar{M} sont montrés dans le figure suivant :

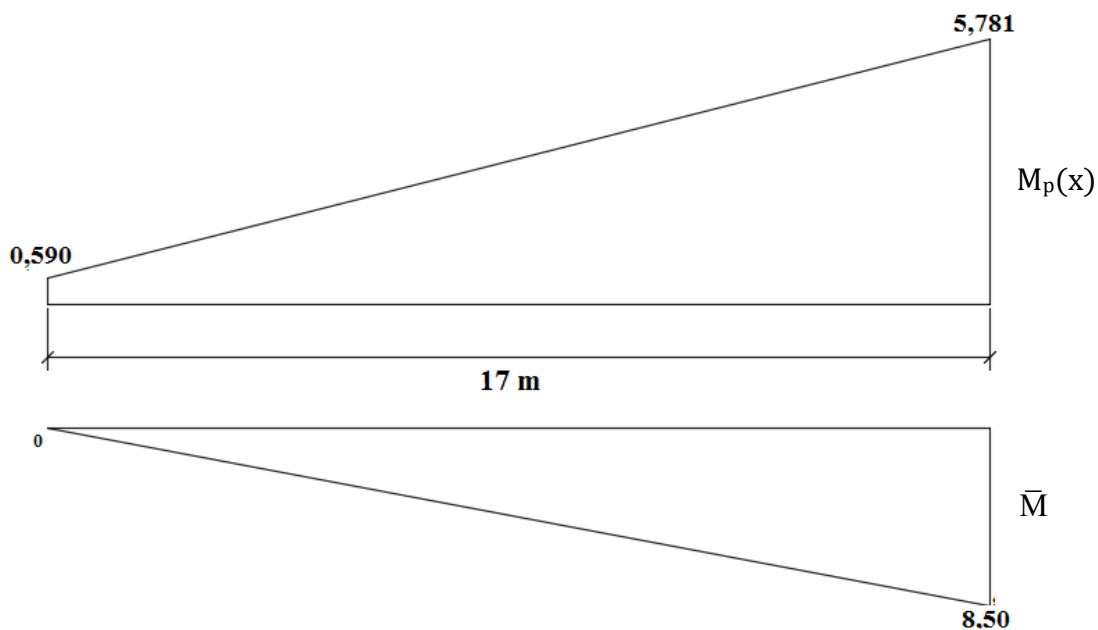


Figure IX-1 : diagramme de $M_p(x)$ et \bar{M} (flèche)

$$\int M_p(x) \bar{M} dx = -\frac{1}{6} (8,5) (17) (0,590 + 2 \times 5,871) = -279,78 \text{ MN.m}$$

Alors :

$$f_p = \frac{2 \times (-279,78)}{12653,82 \times 0,491} = -9,56 \text{ cm}$$

$f_p = -9,56 \text{ cm}$ (la flèche maximale dirigée vers le haut).

IX.1.1.4 Flèche de construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_G) = \frac{3}{4} (9,56 - 9,49) = 0,052 \text{ cm}$$

IX.1.1.5 La flèche totale

-**A vide** : $f = f_G + f_p + f_c = 9,49 - 9,56 + 0,052 = -0,018 \text{ cm}$

-**En charge** : $f = f_G + f_p + f_D + f_c = 10,06 - 10,24 + 0,13 + 5,15 = 5,13 \text{ cm}$

La flèche admissible : ($L/500 = 7,0 \text{ cm}$) doit être supérieure à la flèche calculée (5,13 cm),

D'où la condition est vérifiée.

IX.1.2 Calcul des rotations

IX.1.2.1 Rotation sous le poids propre :

$$\theta_G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_V \times I_e}$$

Avec :

- $M_G = 4,9 \text{ MN.m}$

- E_V : module de déformation longitudinale différée

- I_e : moment d'inertie de la section équivalente (poutre+ hourdis = $0,491 \text{ m}^4$)

D'où :

$$\theta_G = 0,00893 \text{ rad}$$

IX.1.2.2 Rotation sous les surcharges

L'expression de θ_D est donnée par :

$$\theta_D = \frac{M_S \times L}{3 \times E_V \times I_e}$$

$M_D = 2,66 \text{ MN.m}$

D'où :

$$\theta_D = 0,00485 \text{ rad}$$

IX.1.2.3 Rotation d'appui sous la précontrainte :

$$\Theta_p = \frac{1}{E_V I_e} \int_0^L M_p(x) \bar{M} dx$$

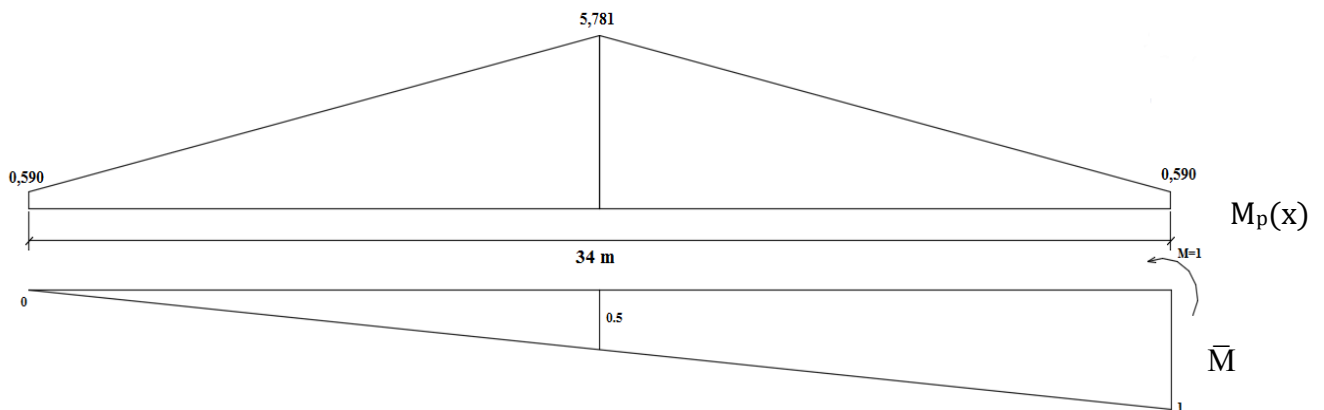


Figure IX-2 : diagramme de $M_p(x)$ et \bar{M} (rotation)

$\int M_p(x)\bar{M} dx$: représente l'air du diagramme des moments de précontrainte.

$$\int M_p(x)\bar{M} dx = A+B$$

$$A = -\frac{1}{6} \cdot 0,5 \times 17 \times (0,590 + 2(5,871)) = -17,47 \text{ MN.m}$$

$$B = -\frac{17}{6} [1(2 \times 0,590 + 5,871) + 0,5(0,590 + 2 \times 5,871)] = -37,44 \text{ MN.m}$$

$$\Theta_p = -0,00883 \text{ rad}$$

IX.1.2.4 La rotation totale

- **A vide** : $\theta = \theta_p + \theta_G = 9,08 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$

- **En charge** : $\theta = \theta_p + \theta_G + \theta_D = 0,0049 \text{ rad}$

IX.1.3 Calcul des déplacement horizontaux

IX.1.3.1 Déplacement due à la température :

La température constitue une part importante du souffle. La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta T = \frac{L}{2} \times \xi t$$

ξt : - coefficient de la température à courte durée $\xi t = 0,0003$

- coefficient de la température à longue durée $\xi t = 0,0002$

$$\Delta T = 5,1 \times 10^{-3} \text{ m actions de courte durée.}$$

$$\Delta T = 3,40 \times 10^{-3} \text{ m action de longue durée.}$$

IX.1.3.2 Déplacement due au retrait

C'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation :

$$\Delta L_r = \frac{L}{2} \times \xi_r$$

$$\xi_r = 0,0003.$$

$$\Delta L_r = 5,25 \times 10^{-3} \text{ m}$$

IX.1.3.3 Déplacement due au fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées. On prendra en première approximation :

$$\Delta L_f = \frac{L \times \Delta \sigma_f}{2 E_p} = 34 \times \frac{138,70}{2 \times 190000} = 0,0124 \text{ m}$$

IX.1.3.4 Déplacement dû à la rotation d'appuis :

$$\Delta \theta = \theta \times \frac{h}{2} ; h = 2 \text{ m (poutre + dalle)} ; \theta = 0,0049 \text{ rad}$$

$$\Delta \theta = 0,0049 \text{ m}$$

IX.1.3.5 Déplacement totale :

$$\Delta h_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta L_r + \Delta L_f) + \Delta \theta + \Delta T$$

$$\Delta h_{\max} = \begin{cases} 0,027 \text{ m actions de courte durée} \\ 0,025 \text{ m actions de longue durée} \end{cases}$$

IX.1.4 Résultats :

D'après ce chapitre, on obtient les résultats suivants :

- **La flèche totale :**
- À vide : $f = -0,018 \text{ cm}$
- En charge : $f = 5,13 \text{ cm}$
- **La rotation totale :**
- A vide = $9,08 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$
- En charge = $0,0049 \text{ rad}$
- **Déplacement totale :**
- actions de courte durée = $2,70 \text{ cm}$
- actions de longue durée = $2,50 \text{ cm}$

Chapitre X : Etude du tablier

X.1 Introduction

Vu que notre tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, l'hourdis joue le rôle de ses entretoises, dont il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprendre ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

X.2 Géométrie de l'hourdis

L'hourdis de notre ouvrage présente les dimensions suivantes :

- ✓ L'épaisseur : 25 cm
- ✓ Largeur : 13,25 m
- ✓ Longueur : le long de l'ouvrage.

X.3 Evaluation des efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « **Barre** ».

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels. Les charges ont appliqué sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 4 (poids propre, poids des équipements, MC120, D240, B_t, B_c), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

La figure suivante présente le moment et l'effort tranchant max à l'ELS et à l'ELU :

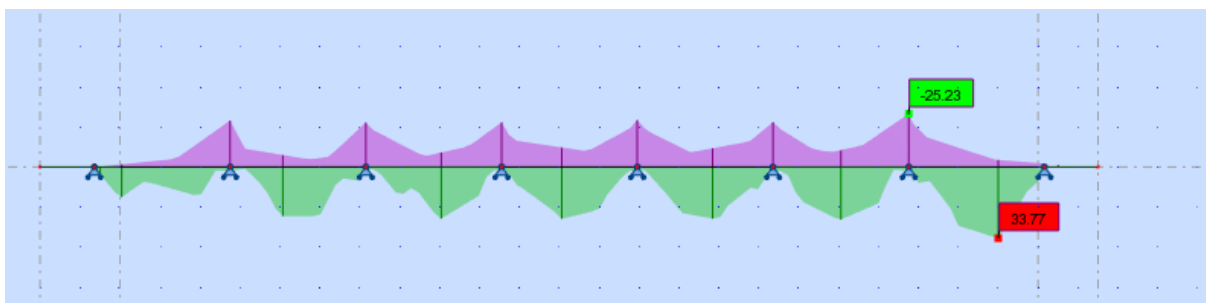


Figure X-1 : Moment max à l'ELS de la combinaison G + 1,2 Bc3

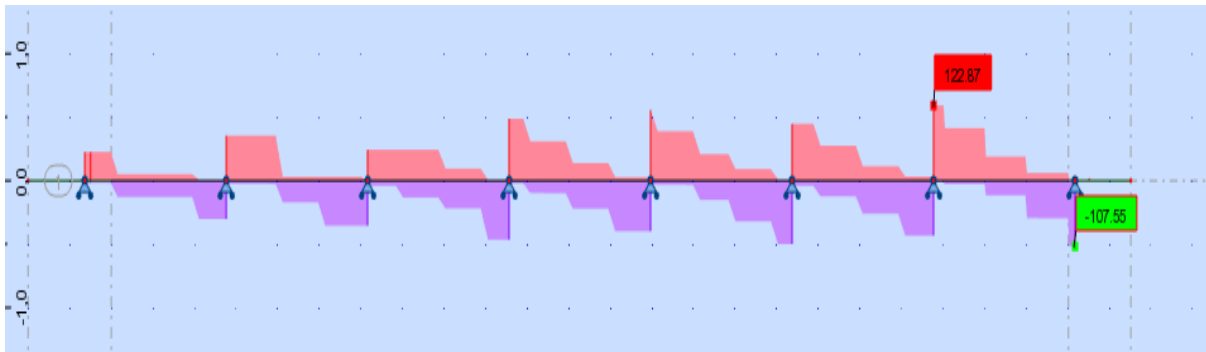


Figure X-2 : Effort tranchant max à l'ELS de la combinaison G + 1,2 Bc3

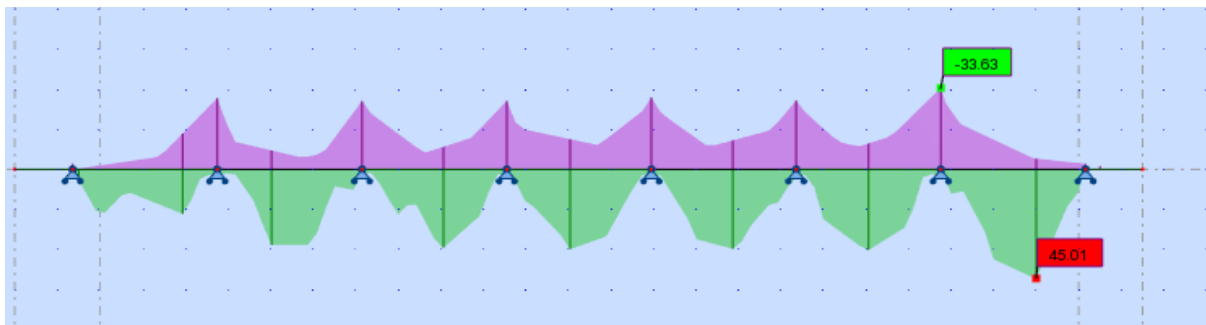


Figure X-3 : Moment max à l'ELU de la combinaison 1,35G + 1,6 Bc3

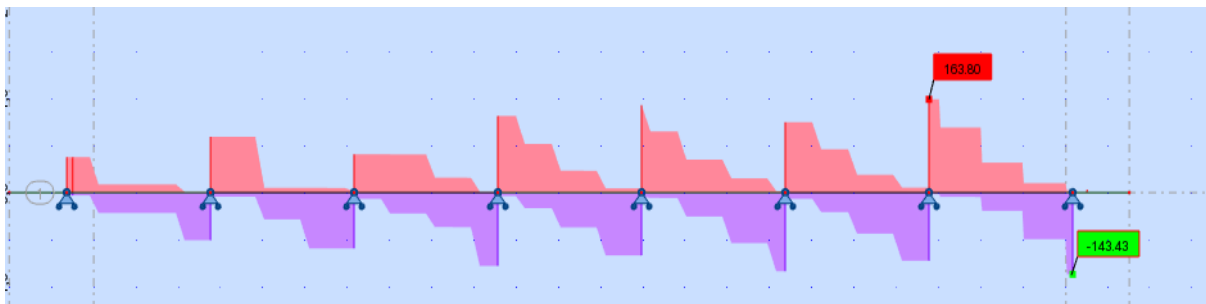


Figure X-4 : Effort tranchant max à l'ELU de la combinaison 1,35G + 1,6 (Bc3)

Donc les moments max à l'ELS sont :

- ✓ **Fibre supérieure** : $M_{ELS} = 25.232 \text{ KN.m}$
- ✓ **Fibre inférieure** : $M_{ELS} = 33.771 \text{ KN.m}$

Les moments max à l'ELU sont :

- ✓ **Fibre supérieure** : $M_{ELU} = 33,534 \text{ KN.m}$
- ✓ **Fibre inférieure** : $M_{ELU} = 45,011 \text{ KN.m}$

X.4 Ferrailage

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

X.4.1 Ferrailage nappe supérieure

a) Armature transversale

$A_s = 5,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (Annexe C)

On opte pour 4 HA14 ($A_s = 6,16 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 30 cm.

b) Armature longitudinale de construction (sens des poutres)

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s

On opte pour 4 HA8 ($A_s = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 30 cm.

X.4.2 Ferrailages nappe inférieure

a) Armature transversale

$A_s = 7,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (Annexe C)

On opte pour 4 HA16 ($A_s = 8,04 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 30 cm.

Un enrobage minimal $C = 3 \text{ cm}$

b) Armature longitudinale de construction (sens des poutres)

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s

On opte pour 4 HA10 ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 30 cm.

Un enrobage minimal $C = 3 \text{ cm}$.

Le ferrailage de la dalle pour 1m linéaire est comme suit :

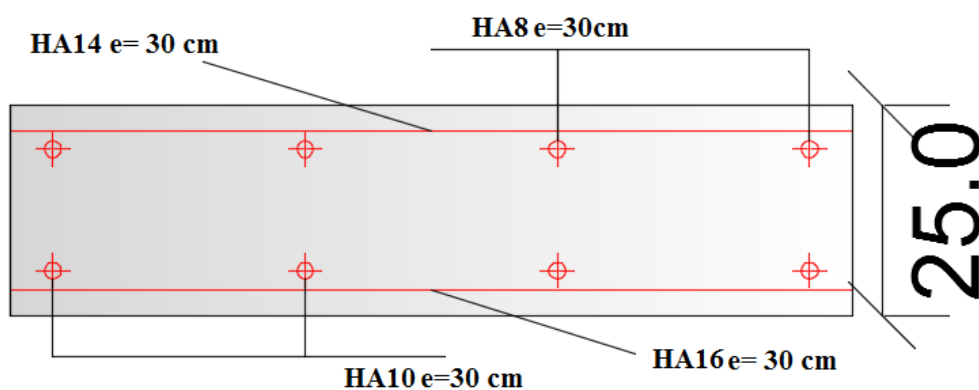


Figure X-5 : Ferrailage de la dalle

X.5 Étude de l'entretoise

X.5.1 Introduction :

Pour le bon fonctionnement du pont, les travaux d'entretien interviennent au changement des appareils d'appuis qui est indispensable, car leur durée de vie est limitée entre 10 et 15ans, pour cela on utilise des vérins placés entre le corps d'appui (chevêtre) et le tablier (au niveau des entretoises) pour soulever ce dernier, Donc l'entretoise doit être vérifiée dans le cas de charge correspondant au soulèvement qui est le cas le plus défavorable.

X.5.2 Schématisation statique de l'entretoise d'about :

Le remplacement des appareils d'appui se fera à vide, les vérins doivent soulever la charge permanente du tablier transmise à l'entretoise par le biais des poutres. Le choix du nombre de vérins à utiliser est en fonction de la charge à soulever en premier lieu, mais pour diminuer le moment sollicitant l'entretoise ; il est préférable d'avoir un nombre de points de soulèvement, aussi important que possible.

La modélisation de l'entretoise est présentée dans la figure suivante :

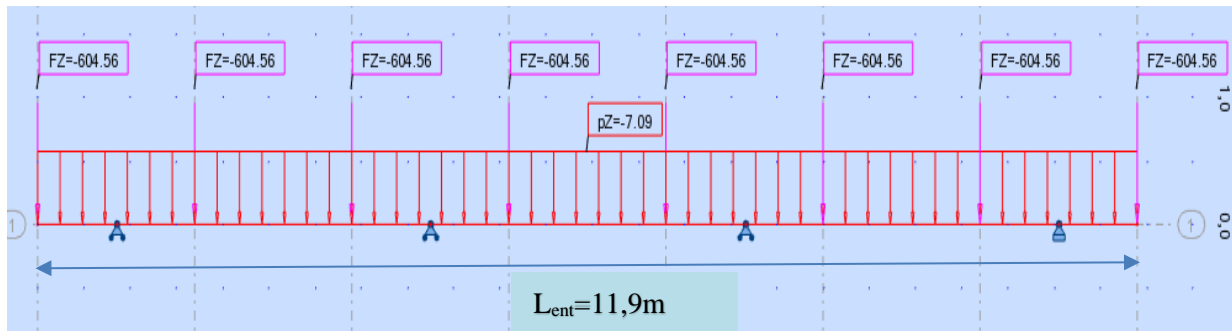


Figure X-6 : : Modélisation de l'entretoise

$$g_{\text{superstructure}} = P_T - P_{T_{\text{ent}}} = (9841,9 - 168,84)$$

$$g_{\text{superstructure}} = 9673,1 \text{ KN}$$

$$g_{1\text{poutre}} = \frac{9673,1}{(2 \times 8)} = 604,56 \text{ KN}$$

$$g_{\text{ent}} = \frac{168,84}{(2 \times 11,9)} = 7,09 \text{ KN/ml}$$

Le diagramme des moments de l'entretoise est présenté dans la figure suivante :

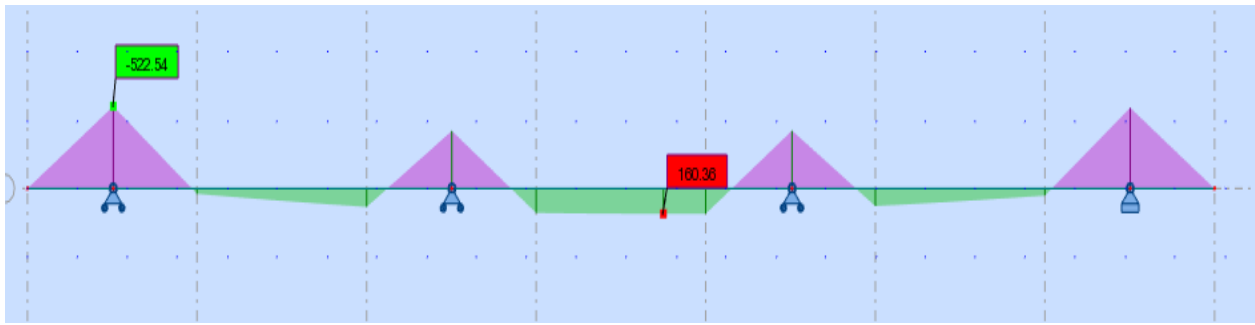


Figure X-7 : Diagramme de moment pour l'entretoise

Le diagramme des efforts tranchants de l'entretoise est présenté dans la figure suivante :

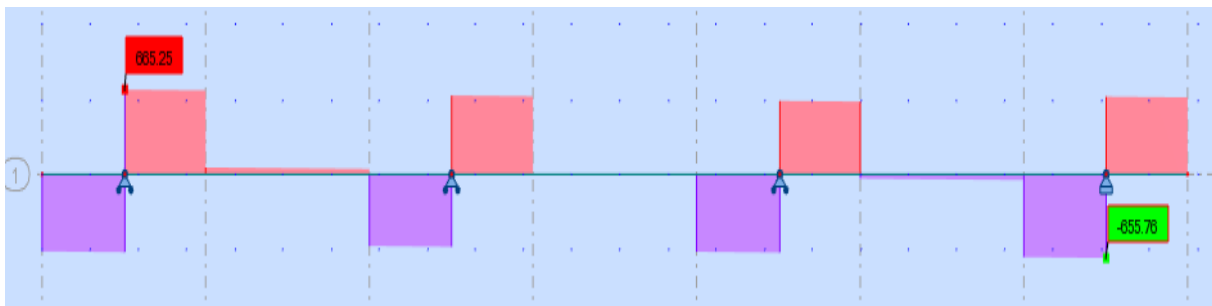


Figure X-8 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise

X.5.3 Ferrailage

X.5.3.1 Ferrailage nappe supérieure (sur appui)

a) Armatures principales

$A_s = 19,4 \text{ cm}^2$ (Annexe C)

On opte pour 4 HA25 ($A_s = 19,63 \text{ cm}^2$).

b) Armatures de peau (sens des poutres)

Les armatures de construction égale à $1/3$ de la section A_s .

On opte pour HA12 ; avec un espacement de 15 cm.

X.5.3.2 Ferrailage nappe inférieure

c) Armatures principales

$A_s = 5,7 \text{ cm}^2$ (Annexe C)

On opte pour 4HA14 ($A_s = 6,16 \text{ cm}^2$).

d) Cadres transversales (effort tranchant)

On opte pour des cadres de HA12 avec un espacement de 20 cm. (Annexe C)

La figure suivante présente le ferrailage de l'entretoise :

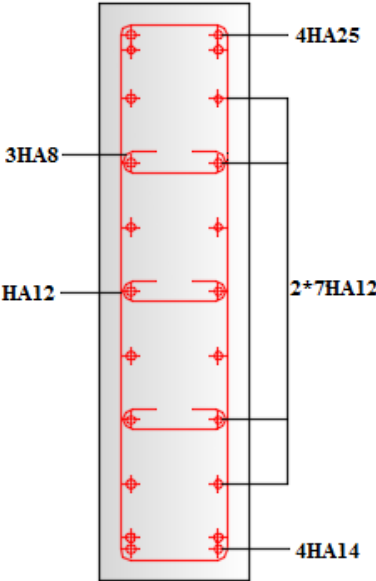


Figure X-9 : Ferrailage de l'entretoise

Chapitre XI : Etude des appareils d'appuis

XI.1 Les appareils d'appuis :

Nous allons étudier les appareils d'appuis dont l'ouvrage est constitué. Ils ont pour Rôle de transmettre les efforts de l'infrastructure et d'aborder les déformations et la translation De la structure par la rotation et la distorsion et de ce fait ils sont placés entre les poutres et Les dés d'appuis. Les appareils d'appuis de notre ouvrage sont des appareils en élastomère fretté.

Les règles de dimensionnement et les spécifications des matériaux indiquées dans le SETRA

XI.1.1 Choix de type d'appareil d'appui :

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts et les viaducs. Si, aux extrêmes du domaine d'emploi, les raisons conduisant au choix de l'un ou de l'autre type d'appareils sont assez évidentes, la question est plus délicate à la frontière (SETRA, 2007).

Pour notre cas on opte pour un appareil d'appuis AAEF type B (norme NF EN 1337-3).

XI.1.2 Appareils d'appui en élastomère fretté

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte (SETRA, 2007).

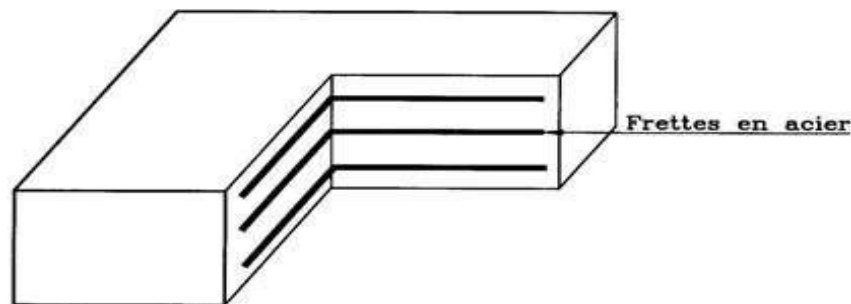


Figure XI-1: : Constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté (SETRA, 2007)

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

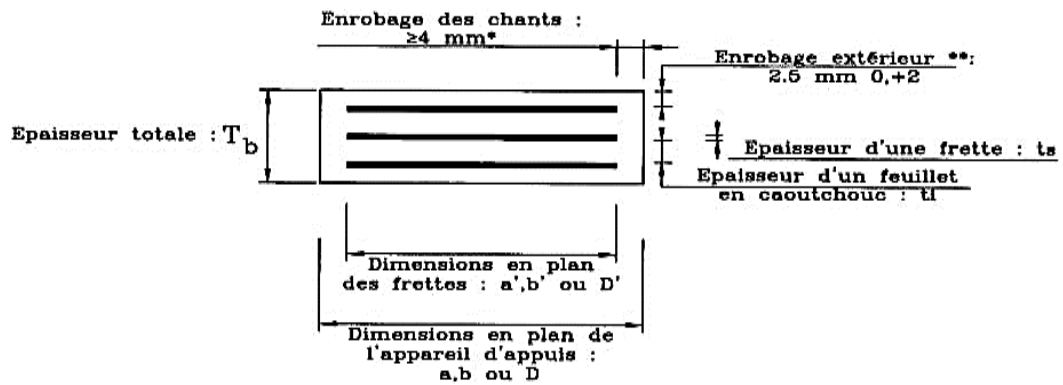


Figure XI-2 : Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3 (SETRA, 2007)

XI.1.3 Prédimensionnement en plan de l'appareil (SETRA, 2007)

Le calcul des appareils d'appui à l'état limite ultime se fait en respectant les prescriptions de la norme NF EN 1337-3 et en effectuant les vérifications suivantes :

- Résistance au cisaillement.
- Stabilité à la rotation, au flambement et au glissement.

➤ Détermination de la section :

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

L'appareil d'appuis doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{R_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa}$$

Avec :

a : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage ;

R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELU (**R_{max} = 1,2534 MN**) ;

σ_m : Contrainte de compression sous la réaction R_{max}.

D'où :

$$a \times b \geq 625 \text{ cm}^2$$

Alors on prendra : a= 400 mm b=400 mm

➤ Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

Respectant la condition de non flambement : $\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5}$

Alors : $40 \leq T_e \leq 80 \text{ mm} ; T_e = 65 \text{ mm}$

➤ Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm} \end{cases} \quad \text{ou : } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \quad (\text{pour l'acier 24-1})$$

σ_e : Contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ MPa}$).

G : le module de cisaillement de l'appareil d'appui (0,9 MPa)

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = 7,81 \\ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 11,11 \end{cases}$$

Epaisseur des frettes métalliques : $t_s > 1,20 \text{ mm}$

on prend : $t_s = 3 \text{ mm}$

Feuillets d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$ (d'après : tableau **Annexe D 3** guide technique SETRA)

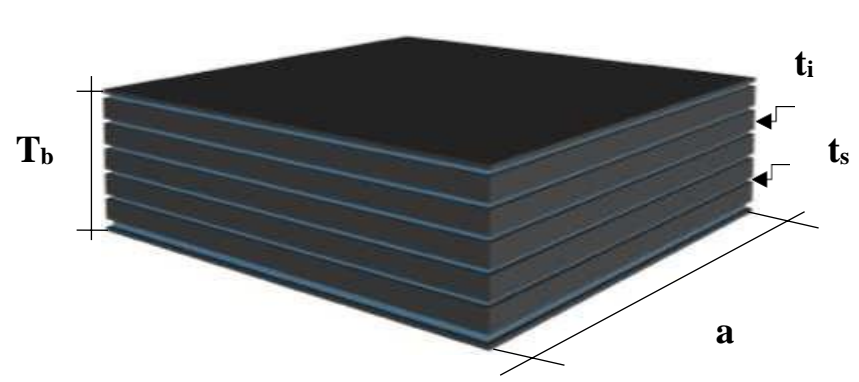
Enrobage des chants : (sur les côtes de l'appareil d'appui) : $e = 4 \text{ mm}$.

Enrobage extérieur : $2,5 \text{ mm}$.

Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau XI-1 : Dimensions de l'appareil d'appui.

| Dimensions | Valeurs (mm) |
|------------|--------------|
| a | 400 |
| b | 400 |
| t_i | 10 |
| t_s | 3 |
| e | 4 |
| T_b | 86 |
| T | 65 |



The diagram shows a 3D perspective of a square bearing device. The top surface is a dark square with side length 'a'. The device is composed of several layers: a top metal plate of thickness 't_s', followed by several layers of elastomer sheets of thickness 't_i'. The total height of the device is labeled 'T_b'. The bottom surface is also a dark square with side length 'a'. The device is shown resting on a light-colored surface.

XI.1.4 Vérification des appareils d'appuis

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement.

➤ Résistance à la compression :

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

$$N = 1,25 \text{ MN} \rightarrow \sigma_m = 7,81 \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié}$$

➤ Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s \times P_u \leq P_c$

$$P_c \leq \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times D}{h} ; S = \frac{a \times b}{2 \times t(a+b)}$$

γ_s : Le coefficient de sécurité ; $\gamma_s = 3$;

P_u : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;

P_c : La charge critique de l'appareil d'appui ;

B : L'aire nominale de l'appui ;

D : La somme d'une épaisseur de fretté et d'une épaisseur de caoutchouc ;

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui ;

S : Le facteur de forme ;

hc : Epaisseur totale du caoutchouc ;

t : Epaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Application numérique :

$$S = 10,00.$$

$$d = 0,013 \text{ m}$$

$$h = 0,086 \text{ m}$$

$$B = 0,16 \text{ m}^2$$

$$P_c = 8,71 \text{ MN.}$$

$$P_u = 1,25 \text{ MN.}$$

$$\gamma_s \times P_u = 3,75 \leq P_c = 8,71 \text{ MN} \rightarrow \text{vérifié}$$

➤ Limitation de la distorsion

On doit vérifier : $\delta = \tan. \gamma < \delta_c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c .

$$\begin{cases} \delta_c = 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - p) & \text{si } p \leq 0,25 \\ \delta_c = 1,4 (1 - 2p) & \text{si } p > 0,25 \end{cases}$$

Avec :

$$p = P_u/P_c$$

$$\delta_0 = c/T$$

$$\delta = d/T$$

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 400\text{mm}$) ;

δ : La distorsion de l'appareil d'appui;

d : Déplacement horizontal.

Application numérique :

$$P = P_u / P_c \quad p = 0,144 < 0,25 \rightarrow \delta_c = 2,38$$

$$d = d_{\text{seisme}} + d_{\text{flv}} + 0,4 d_T = 0,0172 + 0,4 \times 0,0051 + 0,094 = 0,113 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } d = 0,113 \Rightarrow \delta = d/T = 1,748 < \delta_c = 2,38 \rightarrow \text{vérifié}$$

➤ Non glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < f \times N$$

Avec :

H : Effort horizontal ;

N : Effort de compression vertical ;

$$f = 0,10 + 0,6 / \sigma_m.$$

Application numérique :

Pile:

$$N = (G + E_{V_{\max}} + 0,2 R_{\text{surch max pile}}) / n_{\text{app}} = 1,07 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 6,68 \text{ MPa. D'où: } f = 0,19.$$

$$f \times N = 0,20$$

$$H = E_x + 0,2 \times H_{\text{frei}} + H_{\text{fl+re}} + 0,4 H_T = 0,42 \text{ MN.}$$

$$0,42 < 0,20 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Culée :

$$N = (G + E_{V_{\max}} + 0,2 R_{\text{surch max culée}}) / n_{\text{app}} = 0,95 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 5,94 \text{ MPa. D'où: } f = 0,20.$$

$$f \times N = 0,19$$

$$H = E_x + 0,2 \times H_{\text{frei}} + H_{\text{fl+re}} + 0,4 H_T = 0,40 \text{ MN.}$$

$$0,40 > 0,19 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

XI.1.5 Détermination des efforts horizontaux :

➤ **Action statique :**

- Les efforts dus aux variations de retrait et fluage est donné par l'expression suivante :

$$F_{r+f} = \frac{n.G.a.b.\Delta l_{r+f}}{T}$$

- L'effort dû à la variation de la température est donné par l'expression suivante :

$$F_T = \frac{n.G.a.b.\Delta l_T}{T}$$

Avec :

n : le nombre des appareils appuis ($n = 8$).

G : module d'élasticité statique, $G = 0,9$ MPa.

a, b : les dimensions en plan de l'appareil.

T : l'épaisseur totale d'élastomère.

$\Delta l_T = 0,00510$ m.

$\Delta l_{r+f} = 0,0172$ m.

Application numérique :

$$F_{r+f} = 304,83 \text{ KN.}$$

$$F_T = 90,39 \text{ KN.}$$

➤ **Effort dynamique:**

- **Effort de freinage :**

Les efforts de freinage dus aux systèmes de charges A(L) et B_c représente un chargement horizontal.

Charge A(L) :

$$S_a = F_a / n$$

Avec :

F_A : force de freinage due à la charge A(L) = 154,31 KN (voir chapitre 4)

n : nombre d'appuis dans une travée = $8 \times 2 = 16$ appuis.

$$S_a = F_a / n = 154,75 / 16 = 9,672 \text{ KN}$$

Système de charge B_c :

$$S_{Bc} = F_{Bc} / n$$

Avec :

F_A : force de freinage due à la charge A(L) = 300 KN (voir chapitre 4)

n : nombre d'appuis dans une travée = $8 \times 2 = 16$ appuis.

$$S_a = F_a / n = 300 / 16 = 18,75 \text{ KN}$$

Les charges horizontales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XI-2 : Les charges horizontales sollicitant la pile.

| Efforts | H (KN) |
|---------------|--------|
| Freinage A(l) | 154,31 |
| Freinage bc | 150,00 |
| H_{f+r} | 304,83 |
| H_{T^o} | 90,39 |

XI.1.6 Ferrailage des dés d'appuis :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

Les dimensions données au dé d'appuis sont : (a x b x h).

a = 40cm ; b = 40cm ; h est donné par la relation suivante : $h \geq \frac{2 \times a \times b}{2(a+b)}$

→ h = 20cm

Alors les dimensions de dé d'appuis sont (60x60) × 20 (cm³)

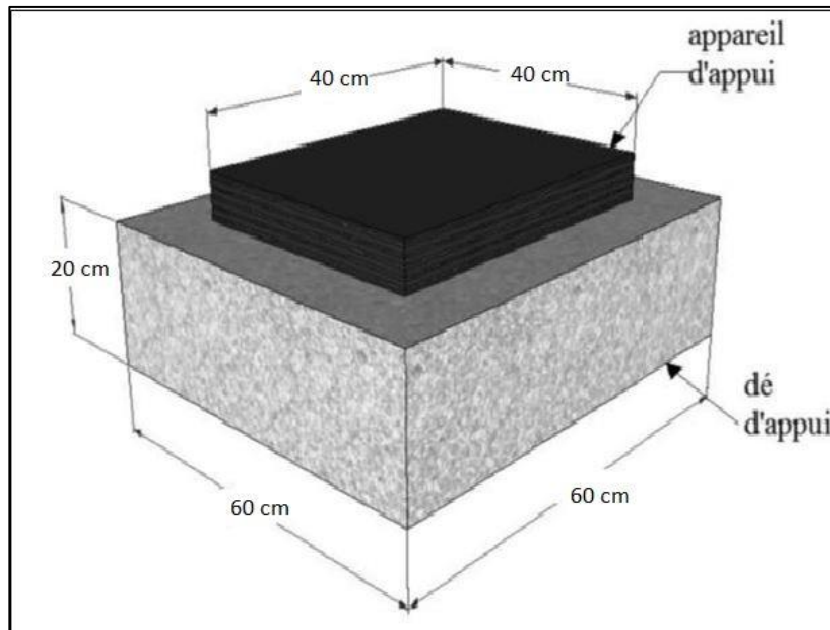


Figure XI-3 : Appareils d'appui en élastomère fretté

➤ Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{MAX}$

$$A_c = 0,25 \cdot N_{max} / \sigma_s$$

N_{MAX} étant l'effort maximum $N_{MAX} = 1.25 \text{ MN}$

$$\sigma_s = 500 / 1,15 = 434,783 \text{ MPa} \quad A_c = 7,18 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 8\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

Ces armatures sont disposées en une seule nappe.

➤ **Armatures de profondeur :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$$A_h = 0,125 R_{\max} / \sigma_s = 3,594 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 6\text{HA}10 \text{ pour } A_h = 4,71 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferraillage de surface (frette supérieur) :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% $N_{\max} A_s = 0,04 \cdot N_{\max} / \sigma_s = 1,45 \text{ cm}^2$

Alors : $3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$ Placés à la face supérieure des dés d'appuis

➤ **Ferraillage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :**

$$A_s = 0,1 R_{\max} / \sigma_s = 3,26 \text{ cm}^2. \text{ Alors : } 7\text{HA}8 \text{ pour } A_s = 3,52 \text{ cm}^2.$$

Disposée en profondeur entre $E/3$ et E à partir de la face supérieure de l'appui.

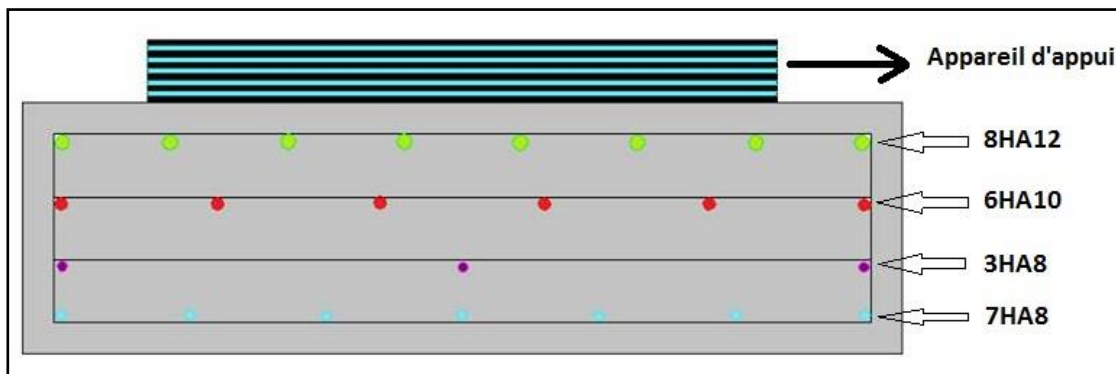


Figure XI-4 : : Appareils d'appui en élastomère fretté et des d'appui

XI.1.7 Le joint de chaussée :

Les caractéristiques du joint de chaussée sont déterminées, en particulier, par le souffle du joint et le trafic.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité de la circulation, il convient de choisir un joint léger (pour un trafic inférieur à 1000 véhicules lourds par jour), un joint semi-lourd (pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules lourds par jour) ou un joint lourd (plus de 3 000 véhicules lourds par jour).

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plupart des cas, le joint est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

XI.1.7.1 Dimensionnement :

Les charges d'exploitations engendrent des déplacements ou des déformations pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés par un gêne à des variations. Il convient donc de résoudre le tablier librement dilatable en aménageant du jeu à chaque coupure, entre deux parties ainsi qu'à une ou deux extrémités.

Au droit de chacune de ces coupures, on dispose un joint de chaussée dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité et ils se calculent à partir de la formule suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3 \text{ (art 7.5.2 RPOA)}$$

W : souffle totale du joint

W_D : souffle des déformations différées

(retrait + fluage)

W_T : souffle thermique

W_S : souffle sismique

- Souffle des déformations différées $W_D = 0,0172$ m

- Souffle thermique : $W_T = 0,00510$ m

- Souffle sismique : $W_S = 0,094$ m

Combinaison :

$$W = 0,0172 + 0.3 \times 0,00510 + 0,094 / 3 = 0,050 = 50 \text{ mm}$$

On opte donc pour des joints de chaussée de type : **Wd 60 Cipec de la marque Freyssinet**

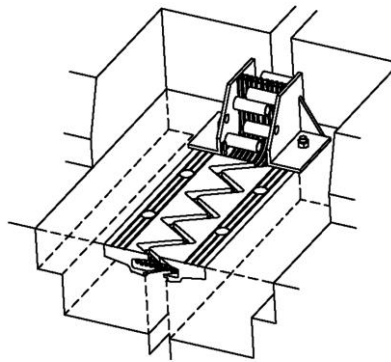


Figure XI-5 : Wd 60 Cipec

XI.1.8 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de dimensionner et de vérifier les équipements nécessaires. Les caractéristiques et les dimensions choisies et qui vérifiées les conditions nécessaires au bon fonctionnement de l'ouvrage

Chapitre XII : Etude sismique

XII.1 Introduction

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation.

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

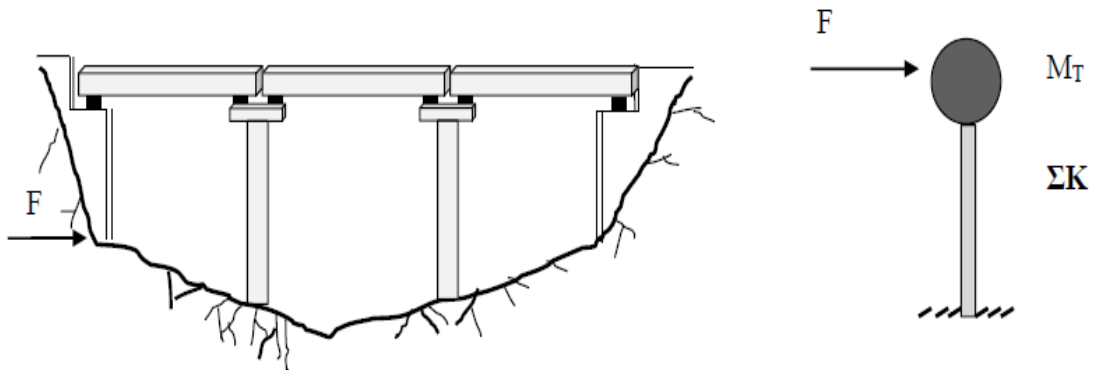


Figure XII-1 : ouvrages d'art sous efforts sismiques

XII.2 Calcul parasismique :

Le calcul parasismique est fait Selon le règlement parasismique des ouvrages d'art (R.P.O.A.2008).

Classe de l'ouvrage (RPOA. Article 2.2) :

Les ouvrages d'art sont répartis en trois groupes, suivant que leur défaillance présente un risque plus ou moins élevé pour les personnes ou en raison de leur importance socio-économique.

Cette classification est reprise dans le tableau ci-dessous :

Tableau XII-1 : Classification des ponts.

| Groupe de pont | Importance |
|-----------------|---------------------------|
| Groupe 1 | Pont stratégique |
| Groupe 2 | Pont important |
| Groupe 3 | Pont d'importance moyenne |

Dans notre cas l'ouvrage est classé dans le **groupe 2**.

Chapitre XII : Etude sismique

➤ Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone IIa : sismicité moyenne.

Zone IIb : sismicité élevée.

Zone III : sismicité très élevée.

➤ Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Cette classification est décrite dans **RPOA I article 3.1.2** et repris dans le tableau ci-dessous :

Tableau XII-2 : Coefficient d'accélération de zone.

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

Notre ouvrage est situé dans la wilaya de **AIN DEFLA**, qui s'inscrit entièrement dans la zone **IIb** (zone de sismicité faible) selon le **R.P.O.A 2008**. Qui donne le coefficient d'accélération de la zone **A = 0,25**.

➤ Classification du sol :

Le RPOA présente une classification des sites (§ RPOA 3.1.3) en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent. Les sols sont alors classés en quatre catégories :

Catégorie S1 : site rocheux.

Catégorie S2 : site ferme.

Catégorie S3 : site meuble.

Catégorie S4 : site très meuble.

➤ Facteur de correction d'amortissement :

Le spectre de réponse élastique dépend de la catégorie du site de l'ouvrage(S), du coefficient d'accélération de zone(A) et du taux d'amortissement critique (ξ). Ce dernier est estimé par le biais du facteur de correction d'amortissement.

$$\text{Taux d'amortissement } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Tableau XII-3 : Taux d'amortissement en fonction de matériau

| Matériaux | Taux d'amortissement ξ (en %). |
|--------------------|------------------------------------|
| Acier soudé | 2 |
| Aciers boulonnées | 4 |
| Béton précontraint | 2 |
| Béton armée | 5 |
| Béton non armé | 3 |
| Elastomère frétée | 7 |

Dans notre cas :

$\xi = 5 \rightarrow \eta = 1$ (étude longitudinale+ transversale).

$\xi = 2 \rightarrow \eta = 1,32$ (étude verticale).

XII.3 Conception de la pile

La conception des piles dépend du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, et de la nature du site.

Par rapport aux caractéristiques du site d'implantation, le choix s'est porté pour des piles composées de colonnes (fûts) avec section circulaire. Ce choix permet d'économiser de la matière.

Les piles comportent les éléments suivants :

- Chevêtre :

Longueur : 13,25 m

Largeur : 3,50 m

Hauteur : 1,75 m

- Fûts :

Trois colonnes de diamètre fixe de 2,5 m et un entraxe de 4,50 m

- Semelles :

Epaisseur : 2,50 m

Largeur : 9,60 m

Longueur : 13,00 m

La figure suivante illustre les dimensions de la pile :

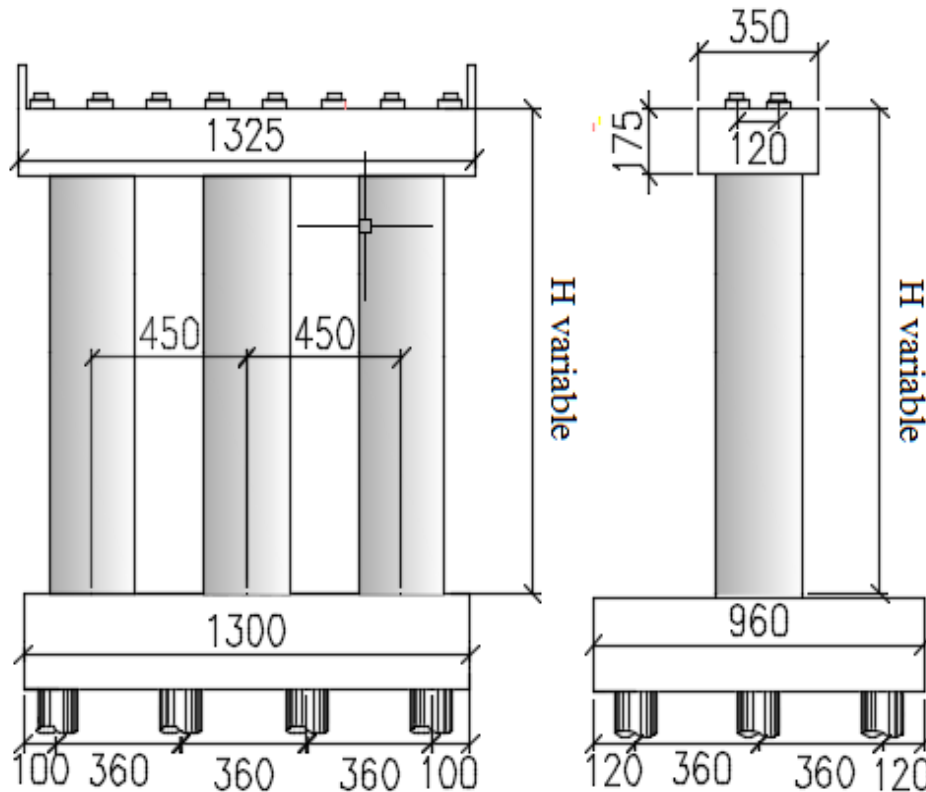


Figure XII-2: Dimensions de la pile en centimètre

XII.4 Evaluation de la raideur totale k :

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

$$K_{A.App} = G \times \frac{a \times b}{T}, \quad K_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Pile}} + \frac{1}{K_{A.App}}}$$

n : Le nombre d'appareils d'appuis par pile ;

a, b, T : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appui, $G = 0,9$ MPa en cas statique, et $1,2$ MPa en cas dynamique ;

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton, vaut : $f_{c28} = 27$ MPa.

Tableau XII-4 : Raideurs dynamiques longitudinales des appuis

| Appuis | H (m) | K Appareils d'appuis (MN/m) | K Pile (MN/m) | K Appuis (MN/m) |
|---------|-------|-----------------------------|---------------|-----------------|
| C1 / C2 | / | 23,63 | INF | 23,63 |
| P1 | 6,55 | 47,26 | 2018,67 | 46,18 |
| P2 | 11,70 | 47,26 | 354,19 | 41,70 |
| P3 | 20,30 | 47,26 | 67,81 | 27,85 |
| P4 | 19,00 | 47,26 | 82,70 | 30,08 |
| P5 | 14,09 | 47,26 | 202,79 | 38,33 |
| P6 | 9,10 | 47,26 | 752,78 | 44,47 |

Tableau XII-5 : Raideurs dynamiques transversales des appuis

| Appuis | H (m) | K Appareils d'appuis (MN/m) | K Pile (MN/m) | K Appuis (MN/m) |
|---------|-------|-----------------------------|---------------|-----------------|
| C1 / C2 | / | 23,63 | INF | 23,63 |
| P1 | 6,55 | 47,26 | 72045,13 | 47,23 |
| P2 | 11,70 | 47,26 | 12640,69 | 47,09 |
| P3 | 20,30 | 47,26 | 2420,14 | 46,36 |
| P4 | 19,00 | 47,26 | 2951,67 | 46,52 |
| P5 | 14,09 | 47,26 | 7237,62 | 46,95 |
| P6 | 9,10 | 47,26 | 26866,08 | 47,18 |

XII.5 Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008 :

XII.5.1 Séisme longitudinal :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

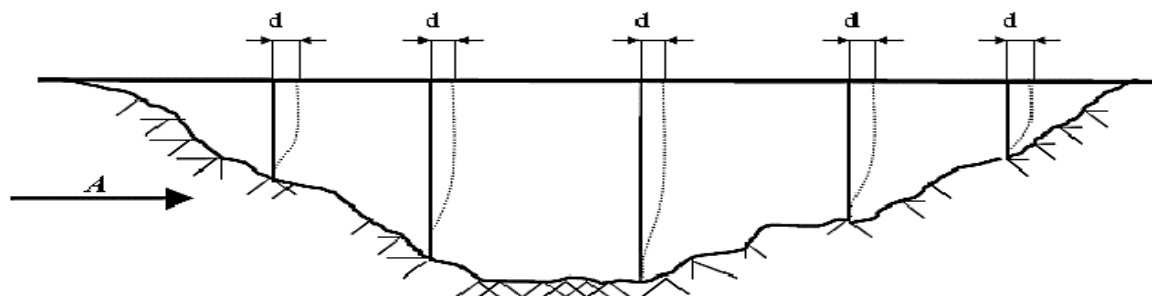


Figure XII-3 : Séisme longitudinal.

Chapitre XII : Etude sismique

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- **Critère n°1 : Masses modales :**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles **MP** doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : **MT (MT = G)**.

G : Le poids propre du tablier.

Application Numérique :

$$MP = \rho \times \Sigma (si \times hi).$$

$$MP = 29592,10KN$$

$$MT = G$$

$$MT = 69\ 230,74\ KN$$

$$MP \leq 0,43\ MT \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Critère n°2 : Angle de biais :**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

→ **Condition Vérifiée (il s'agit d'un pont sans biais).**

- **Critère n°3 : Courbure de pont :**

Il s'agit d'un pont qui présente une partie de clothoïde d'un rayon très large.

→ **Condition Vérifiée.**

- **Critère n° 4 : Symétrie transversale :**

L'excentricité entre le centre des masses et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes. Cette excentricité est vérifiée du fait que l'ouvrage est symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement.

L'excentricité est donc nulle → **Condition vérifier.**

Conclusion : La méthode monomodale est applicable.

XII.5.1.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente **F** donnée par l'expression :

$$FL = MT \times Sa (T)$$

MT : Est la masse effective totale de la structure : **MT = 6923,07 t**

Sa(T) : Est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_a(T) = \begin{cases} A \times S \times g \times \left(1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \times (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2 :

$$(T_1, T_2) = f(S_2) \rightarrow (T_1, T_2) = (0,15 ; 0,40) \text{ et } S = 1,1.$$

g : Accélération de la pesanteur = **9,81 m/s²** ;

ξ : Taux d'amortissement 5 % ;

η : Facteur de correction de l'amortissement : **η=1** ;

S : Coefficient du site ;

T : Période fondamentale de l'ouvrage, vaut : $T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique **I** et de l'importance du pont

(Groupe de pont 2) → **A = 0,25**.

Application Numérique :

$$T = 1,38 \text{ s}$$

$$T_2 < T < 3,00 \text{ s} \rightarrow S_a(T) = 2,5 \eta A g S (T_2/T) \rightarrow S_a = 1,95 \text{ m/s}^2.$$

$$FL = MT \times S_a(T) \rightarrow FL = 1,95 \times 6923,07 \rightarrow FL = 16\ 623,36 \text{ KN}.$$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs.

$$F_{iL} = \frac{K_{iL}}{K_L} ; d_{L(\text{tablier})} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$$

$$\text{Avec : } K_L = \sum K_{iL} \rightarrow K_L = 143,26 \text{ MN/m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau XII-6 : Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui

| Appuis | C1/C2 | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 |
|--------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| F_L(KN) | 2230,4 | 4358,8 | 3935,7 | 2628,7 | 2838,7 | 3617,7 | 4197,3 |
| d_L(cm) | 9,40 | 9,40 | 9,40 | 9,40 | 9,40 | 9,40 | 9,40 |

XII.5.2 Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

$$\frac{L}{B} \leq 5 \rightarrow \text{Tablier rigide} \quad (\text{\S 5.1.2.2 RPOA})$$

$$\frac{L}{B} > 5 \rightarrow \text{Tablier flexible}$$

Avec : **L** : longueur totale de l'ouvrage
B : largeur de l'ouvrage

$L/B = 246,2/13,25 = 49,24 > 5 \rightarrow$ Le modèle à tablier flexible est applicable.

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets des séismes agissant sur la $i^{\text{ème}}$ pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times S_a(T_i).$$

D'où :

M_i : Est la masse effective attribuée à la pile (masse du tablier).

T_i : Est la période fondamentale de la pile. $T_i = 2\pi \sqrt{M_i / K_{T,i}}$

La condition suivante doit être satisfaite pour toute les piles :

$$0,95 < T_i / T_{i+1} \leq 1,05$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau XII-7 : Evaluation de l'effort sismique transversal

| Appui | K _{T,i} (MN/m) | T _i (s) | sa (m/s ²) | F _i (KN) | T _i /T _{i+1} |
|-------|----------------------------|-----------------------|---------------------------|------------------------|----------------------------------|
| P1 | 47,23 | 1,00 | 2,71 | 3 216,57 | 0,99 |
| P2 | 47,09 | 1,00 | 2,70 | 3 212,91 | 0,99 |
| P3 | 46,36 | 1,01 | 2,68 | 3 190,05 | 1,00 |
| P4 | 46,52 | 1,01 | 2,68 | 3 195,25 | 1,00 |
| P5 | 46,95 | 1,00 | 2,70 | 3 209,05 | 1,00 |
| P6 | 47,18 | 1,00 | 2,70 | 3 215,44 | 1,05 |
| C1/C2 | 23,63 | 0,91 | 2,98 | 1 464,15 | / |

XII.5.3 Evaluation de l'effort sismique vertical :

Il est important de calculer les réactions d'appui sous séisme vertical pour vérifier les appareils d'appui et, en particulier, se prémunir contre des risques de soulèvement ou plus couramment contre le risque de cheminement d'un appareil en élastomère fretté.

L'action sismique verticale est calculée par travée :

$$R_i = a b \mu L$$

b : L'action sismique verticale est calculée par travée .

L : Longueur travée $L = 35,20$ m.

μ : Masse linéique du tablier $\mu = G_{\text{Tablier}} / L_{\text{poutre}}$

$\mu = 28119,7$ kg/ml

a : L'accélération du sol.

Tableau XII-8 : paramètres a et b

| Zone sismique | IA | | | IB | | | II | | | III | | |
|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | B | C | D | B | C | D | B | C | D | B | C | D |
| Site S0 | 1,75 | 2,63 | 3,50 | 2,63 | 3,50 | 4,38 | 4,38 | 5,25 | 6,13 | 6,13 | 7,00 | 7,88 |
| Site S1 | 1,75 | 2,63 | 3,50 | 2,63 | 3,50 | 4,38 | 4,38 | 5,25 | 6,13 | 6,13 | 7,00 | 7,88 |
| Site S2 | 1,58 | 2,36 | 3,15 | 2,36 | 3,15 | 3,94 | 3,94 | 4,73 | 5,51 | 5,51 | 6,30 | 7,09 |
| Site S3 | 1,40 | 2,10 | 2,80 | 2,10 | 2,80 | 3,50 | 3,50 | 4,20 | 4,90 | 4,90 | 5,60 | 6,30 |

| 1 travée | 2 travées | | | | 3 travées | | | 4 travées | | | |
|------------|-----------|-------|-------|-------|-----------|-------|-------|-----------|-------|-------|-------|
| $b = 0,41$ | Ψ | R_1 | R_2 | R_3 | Ψ | R_1 | R_2 | Ψ | R_1 | R_2 | R_3 |
| | 0,5 | 0,22 | 0,57 | 0,33 | 0,5 | 0,22 | 0,45 | 0,5 | 0,19 | 0,38 | 0,71 |
| | 0,6 | 0,24 | 0,49 | 0,31 | 0,6 | 0,24 | 0,48 | 0,6 | 0,25 | 0,42 | 0,62 |
| | 0,7 | 0,29 | 0,52 | 0,28 | 0,7 | 0,26 | 0,58 | 0,7 | 0,29 | 0,57 | 0,54 |
| | 0,8 | 0,33 | 0,63 | 0,25 | 0,8 | 0,26 | 0,69 | 0,8 | 0,27 | 0,70 | 0,64 |
| | 0,9 | 0,34 | 0,78 | 0,25 | 0,9 | 0,24 | 0,75 | 0,9 | 0,22 | 0,69 | 0,82 |
| | 1,0 | 0,31 | 0,89 | 0,31 | 1,0 | 0,25 | 0,75 | 1,0 | 0,24 | 0,64 | 0,90 |

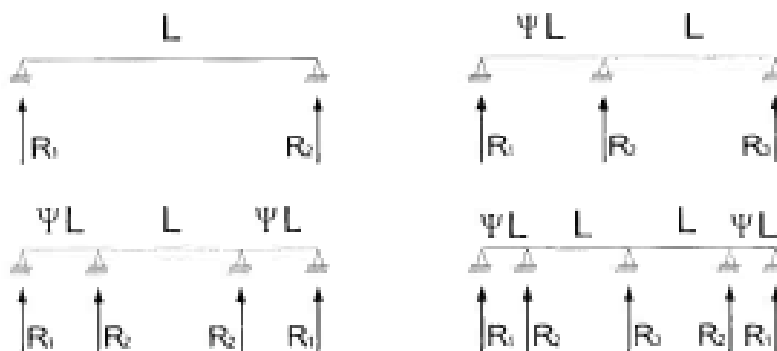


Figure XII-4 : Réactions d'appui pour différents types de pont

- **Le paramètre a :**
Site S2 (S1 dans la figure) $\rightarrow a = 5,25$.
- **Le paramètre b :**
Les longueurs des travées est la même $\psi = 1,0$, (+4 travées)
 $\rightarrow b_{C1/C2} = 0,24$; $b_{P1/P6} = 0,64$; $b_{P2_P5} = 0,90$.

Application numérique :

| | |
|---------------------------------------|----------|
| $R_{C1/C2}$ (KN) | 1247,166 |
| $R_{P1/P6}$ (KN) | 3325,775 |
| R_{P2_P5} (KN) (P2, P3, P4, P5) | 4676,871 |

Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) :

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Tableau XII-9 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble

| Direction d'effort | Ex (KN) | Ey (KN) | Ez (KN) | Effort sismique (Pile3) (KN) |
|-----------------------------|---------|----------|---------|------------------------------|
| | 2628,71 | 3 190,05 | 4676,87 | |
| E1 (Longitudinal) | 1 | 0,3 | 0,3 | 4 988,79 |
| E2 (Transversal) | 0,3 | 1 | 0,3 | 5 381,73 |
| E3 (Verticale) | 0,3 | 0,3 | 1 | 6 422,50 |

Chapitre XIII : Etude de la pile

XIII.1 Introduction

La pile est l'appui intermédiaire supportant le tablier. Elle est constituée d'un chevêtre de trois fûts et d'une semelle. Elle a pour rôle de transmettre les charges et surcharges du tablier.

XIII.2 Descendes des charges :

a) Charges permanentes

Les charges permanentes sont :

Poids propre du tablier :

$$P_T = 9841,90 \text{ kN}$$

Poids propre du chevêtre :

$$P_{ch} = V_{ch} \times \rho_{béton} = 13,25 \times 3,50 \times 1,75 \times 25 = 2028,91 \text{ kN}$$

Poids propre du fût :

$$P_{fût} = V_{fûts} \times \rho_{béton} = \frac{3 \times 2,5^2 \times \pi}{4} \times 20,3 \times 25 = 7465,33 \text{ kN}$$

Poids propre de la semelle :

$$P_{semelle} = V_{semelle} \times \rho_{béton} = 2,5 \times 9,6 \times 13 \times 25 = 7800 \text{ kN}$$

b) Surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XIII-1 : Réactions des surcharges sur pile

| Surcharges | Une travée chargée | Deux travées chargées |
|--------------|---------------------|-----------------------|
| | R ₁ (kN) | R ₂ (kN) |
| G | 4920,95 | 9841,90 |
| A(I) | 1647,06 | 2212,80 |
| Bc | 1457,05 | 1586,81 |
| Mc120 | 1084,97 | 1141,03 |
| D240 | 1778,82 | 2114,12 |

Chapitre XIII : Etude de la pile

c) Charges horizontales :

Les charges horizontales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XIII-2 : Les charges horizontales sollicitant la pile

| Efforts | H (KN) |
|-------------|--------|
| Freinage al | 154,31 |
| Freinage bc | 150,00 |
| H_{f+r} | 304,83 |
| H_{T^o} | 90,39 |

XIII.2.1 Combinaison des charges :

Le résultat des combinaisons les plus défavorable (A(L)) est montré dans le tableau : (détail de calcul voir **Annexe D**).

Tableau XIII-3 : Les combinaisons les plus défavorable des actions sollicitant la pile.

| Etat | Combinaison | N (KN) | H (KN) | M (KN.m) |
|------|-----------------------|----------|--------|----------|
| ELU | $G + 1,6Q + 0,9T$ | 40174,25 | 739,77 | 18161,46 |
| ELS | $1,35G + 1,2Q + 0,6T$ | 29791,49 | 544,24 | 13361,12 |

XIII.2.2 Evaluation des charges sismiques :

Lorsque l'appareil d'appui est en caoutchouc fretté ou comporte un dispositif de glissement, les vibrations de l'appui peuvent être considérées comme indépendantes des vibrations du tablier. Dans ce cas, les forces d'inertie provenant du tablier et des appuis se combinent. **Pont courant en zone sismique 4.2.4.**

XIII.2.2.1 Evaluation de la période transversale et longitudinale :

$$T = 1.784 \sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}}$$

ρ : masse volumique du matériau de l'appui (en kg/m³).

E : Module d'Young du matériau de l'appui (en Pa).

A : section équivalente (en m²) de l'appui pour retrouver

La masse totale de l'appui $A = M_{fûts+chêvtre} / L\rho$

$M = 7465,33 + 2028,91 = 9494,23$ KN.

I : inertie (en m⁴) à ajuster pour retrouver la même flèche " d " en tête sous l'action d'une charge " F " :

$I = FL^3/3Ed$.

L : hauteur de la pile.

Chapitre XIII : Etude de la pile

Application numérique :

| | | | | | |
|-------------------------|--------|-------------------|-------------------------|---------|----------------|
| ρ | 2500 | kg/m ³ | L | 20,30 | m |
| A | 18,71 | m ² | M | 9494,23 | KN |
| E | 33 000 | MPa | I_{tran} | 204,50 | m ⁴ |
| I_{long} | 1,91 | m ⁴ | | | |

Donc :

| | | | | | |
|--------------------------|-------|---|-------------------------|-------|---|
| T_{Trans} | 0,061 | s | T_{Long} | 0,633 | s |
|--------------------------|-------|---|-------------------------|-------|---|

XIII.2.2.2 Composante transversale et longitudinale :

$$S_a(T) = \begin{cases} ASg \left(1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5A\eta Sg & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5A\eta Sg \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5A\eta Sg \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur = **9,81 m/s²** ;

ξ : Taux d'amortissement 5 % ;

η : Facteur de correction de l'amortissement : $\eta=1$;

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique **I** et de l'importance du pont

(Groupe de pont 2) $\rightarrow A = 0,25$.

S : Coefficient du site ;

T₁ = 0,15 s, **T₂** = 0,40 s.

Application numérique :

| | | | | | |
|---------------------------|------|---|---------------------------|------|---|
| S_{a Tran} | 6,74 | s | S_{a long} | 4,26 | s |
|---------------------------|------|---|---------------------------|------|---|

XIII.2.2.3 Composante verticale :

$$S_{av}(T) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5A\eta \alpha g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5A\eta \alpha g \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5A\eta Sg \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

$\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques I, IIa, IIb.

Chapitre XIII : Etude de la pile

Application numérique :

| | | |
|--------|------|---|
| Sa Ver | 4,29 | s |
|--------|------|---|

XIII.2.2.4 Efforts provenant du Tablier :

Pour la détermination des efforts provenant du tablier, la combinaison suivante est à considérer :

$$E+ G + 0,2Q + 0,4T.$$

Les efforts provenant du tablier sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau XIII-4 : Efforts provenant du tablier

| | Rmax | Rmin | Rmax | Rmin |
|--------|-------|-------|------------------|------------------|
| N (MN) | 10,28 | 10,07 | G+max(0,2N) | G+min(0,2N) |
| V(MN) | 0,37 | 0,37 | G+max(0,2H)+0,4T | G+min(0,2H)+0,4T |
| ML(MN) | 7,55 | 7,53 | | |

XIII.2.2.5 Efforts provenant de la pile :

L'effort provenant de la pile est l'effort normale verticale N provoqué par le poids propre de la pile :

$$PPp = P_{\text{Chevêtre}} + P_{\text{Futs}}$$

$$PPp = 7,47 + 2,03 = 9,49 \text{ MN.}$$

XIII.2.2.6 Efforts provenant de la semelle :

L'effort dû au poids de la semelle est l'effort normale verticale N provoqué par le poids propre de la semelle :

$$N_{\text{semelle}} = V_{\text{semelle}} \times \rho_{\text{béton}}$$

$$N = 2,5 \times 13 \times 9,6 \times 25 = 7,80 \text{ MN.}$$

XIII.2.2.7 Les efforts sismiques :

Tableau XIII-5 : Efforts sismiques sollicitant la pile.

| | Semelle | Tablier | | Pile | |
|-----------------------|---------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|
| | | Base de la pile | Base de fondation | Base de la pile | Base de fondation |
| V _L (MN) | 1,95 | 4,99 | 4,99 | 4,04 | 4,04 |
| V _T (MN) | 1,95 | 5,38 | 5,38 | 6,40 | 6,40 |
| M _L (MN.m) | 2,44 | 109,25 | 113,74 | 41,10 | 51,20 |
| M _T (MN.m) | 2,44 | 101,27 | 122,70 | 64,99 | 81,00 |
| N (MN) | 0,59 | 6,42 | 6,42 | 4,07 | 4,07 |

Chapitre XIII : Etude de la pile

Avec :

$$V_{\text{semelle}} = N_{\text{semelle}} \times K_h$$

$$M_{\text{semelle}} = V \times \frac{2,5}{2}$$

$$N_{\text{Sis,semelle}} = N_{\text{semelle}} \times K_v$$

K_h : Coefficient sismique horizontal, $K_h = A = 0,25$.

K_v : Coefficient sismique vertical, $K_v = 0,3$. $K_h = 0,08$.

$$N_{\text{pile}} = M_{\text{futs+chevetre}}(t) \times S_{a, \text{ver}}$$

$$V_{L, \text{pile}} = M_{\text{futs+chevetre}}(t) \times S_{a, \text{long}}$$

$$V_{T, \text{pile}} = M_{\text{futs+chevetre}}(t) \times S_{a, \text{tran}}$$

XIII.2.2.8 Combinaisons des directions :

Les effets des différentes directions du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_1 = E_{\text{long}} + 0,3 \times (E_{\text{trans}} + E_{\text{vert}})$$

$$E_2 = E_{\text{trans}} + 0,3 \times (E_{\text{long}} + E_{\text{vert}})$$

$$E_3 = E_{\text{vert}} + 0,3 \times (E_{\text{trans}} + E_{\text{long}})$$

Avec :

$$E_{\text{long}} = \sqrt{V_{L, \text{pile}}^2 + V_{L, \text{tablier}}^2}$$

$$E_{\text{trans}} = \sqrt{V_{T, \text{pile}}^2 + V_{T, \text{tablier}}^2}$$

$$E_{\text{vert}} = \sqrt{N_{\text{pile}}^2 + N_{\text{tablier}}^2}$$

Tableau XIII-6 : Combinaisons des directions de la pile.

| | Base de la pile | | | Fondation | | |
|---------------------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | E ₁ | E ₂ | E ₃ | E ₁ | E ₂ | E ₃ |
| V_L (MN) | 6,42 | 1,93 | 1,93 | 6,71 | 2,01 | 2,01 |
| V_T (MN) | 2,51 | 8,36 | 2,51 | 2,58 | 8,59 | 2,58 |
| M_L | 109,28 | 32,78 | 32,78 | 124,75 | 37,42 | 37,42 |
| M_T | 37,69 | 125,63 | 37,69 | 44,11 | 147,05 | 44,11 |
| N (MN) | 2,28 | 2,28 | 7,61 | 2,29 | 2,29 | 7,63 |

XIII.2.2.9 Combinaisons d'action :

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partielles de sécurité sont les suivantes :

$$\text{Comb 1} = E_1 + R_{\text{max}} + PPp$$

$$\text{Comb 2} = E_2 + R_{\text{max}} + PPp$$

$$\text{Comb 3} = E_3 + R_{\text{max}} + PPp$$

$$\text{Comb 4} = R_{\text{min}} - E_1 + PPp$$

$$\text{Comb 5} = R_{\text{min}} - E_2 + PPp$$

$$\text{Comb 6} = R_{\text{min}} - E_3 + PPp$$

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul voir **Annexe D**).

Tableau XIII-7 : Les combinaisons les plus défavorable des actions sismiques.

| | Base de la pile | Base de fondation |
|-------------------------------|-----------------|-------------------|
| V_{max} (MN) | 8,36 | 8,56 |
| M_{max} (MN.m) | 132,18 | 155,53 |
| N_{max} (MN) | 22,06 | 22,65 |

XIII.3 Etude du chevêtre

XIII.3.1 Charges appliquées sur le chevêtre

Le tableau VII-2 présente les charges appliquées sur le chevêtre :

Tableau XIII-8 : Charges appliquées sur le chevêtre

| Charges | Efforts normaux (kN) | Efforts horizontales (kN) |
|-------------------------------------|----------------------|---------------------------|
| Poids propre du tablier | 9841,90 | |
| Poids propre du chevêtre | 2028,91 | |
| Système A(L) | 2212,80 | |
| Système Bc | 1586,81 | |
| Convoi Mc120 | 1141,03 | |
| Convoi D240 | 2114,12 | |
| Force de freinage due à A(L) | | 154,31 |
| Force de freinage due à Bc | | 150 |
| H_{f+r} | | 304,84 |
| HT° | | 90,39 |

a) Combinaison des charges

- Etat limite ultime :

La combinaison la plus défavorable à l'ELU est donnée par :

$$P_{ELU} = P_1 + P_2$$

Avec :

$$P_1 = (1,35 P_{\text{Tablier}} + 1,6 A(L)) / 13,25 = 1269,96 \text{ kN/ml (tablier + surcharge A(L))}.$$

$$P_2 = 1,35 P_{\text{ch}} / 13,25 = 206,71 \text{ kN/ml (chevêtre)}.$$

Chapitre XIII : Etude de la pile

D'où :

$$P_{ELU} = 1476,67 \text{ kN/ml}$$

- Etat limite service :

La combinaison la plus défavorable à l'ELS est donnée par :

$$P_{ELS} = P_1 + P_2$$

Avec :

$$P_1 = (P_{\text{Tablier}} + 1,2 A(L)) / 13,25 = 943,18 \text{ kN/ml (tablier + surcharge } A(L)).$$

$$P_2 = P_{\text{ch}} / 13,25 = 153,12 \text{ kN/ml (chevêtre).}$$

D'où :

$$P_{ELS} = 1096,30 \text{ kN/ml}$$

b) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :

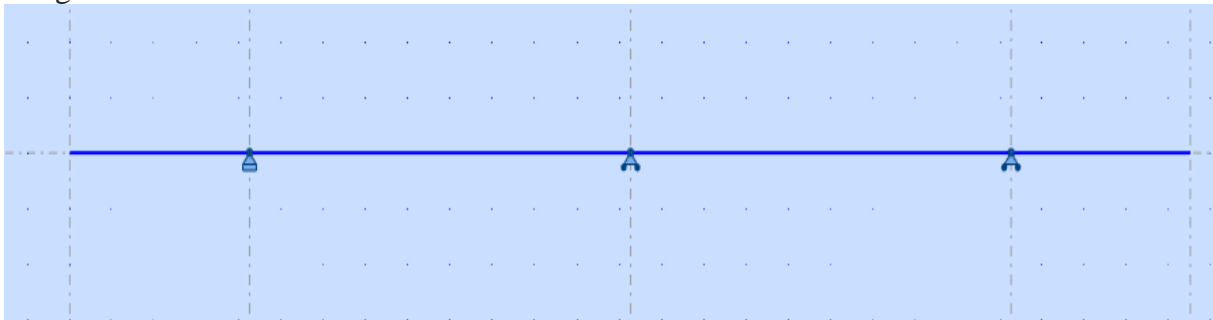


Figure XIII-1 : Modèle de calcul

- Etat limite ultime :

La figure suivante illustre le diagramme des moments fléchissant :

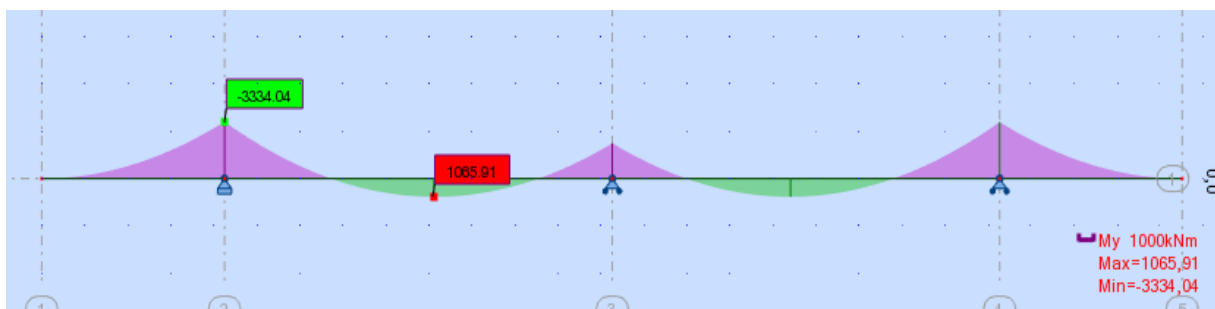


Figure XIII-2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

$$M_{ELU, \text{Sup}} = -3334,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELU, \text{Inf}} = 1065,91 \text{ KN.m}$$

Chapitre XIII : Etude de la pile

La figure suivante présente le diagramme des efforts tranchants :

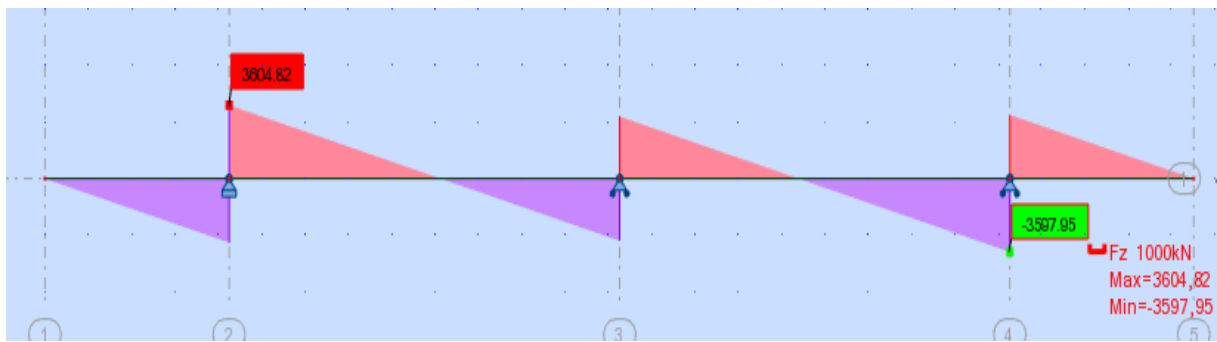


Figure XIII-3 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

$$T_{ELU} = 3604,82 \text{ KN}$$

- Etat limite de service :

La figure suivante présente le diagramme des moments fléchissant :

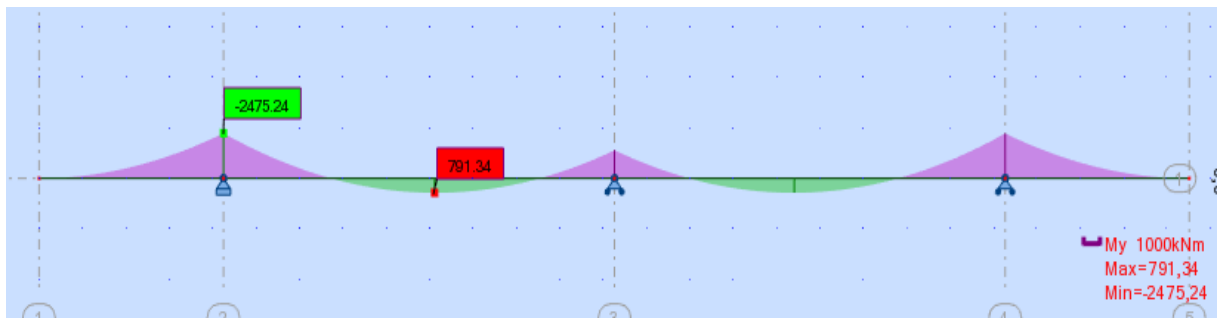


Figure XIII-4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

$$M_{ELS,Sup} = -2475,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELS,Inf} = 791,34 \text{ KN.m}$$

XIII.3.1.1 Ferrailage

Le calcul du ferrailage est effectué au moyen du logiciel ROBOT EXPERT (**Annexe C**).
Les résultats obtenus sont :

➤ Armatures longitudinales

- **Sur appui (armatures longitudinales supérieure) :**

($M_{ELU} = -3334,04 \text{ kN.m}$; $M_{ELS} = -2475,24 \text{ kN.m}$)

$$A_{Is} = 64,6 \text{ cm}^2 \text{ (21HA20)}$$

- **A mi-travée (armatures longitudinales inférieure) :**

($M_{ELU} = 1065,91 \text{ kN.m}$; $M_{ELS} = 791,34 \text{ kN.m}$)

$$A_{Ii} = 58,5 \text{ cm}^2 \text{ (21HA20)}$$

➤ Armatures transversales :

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, il faut vérifier :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte limite à la traction donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,656 \text{ MPa}$$

A_t : armatures transversales.

f_e : limite élastique d'acier, $f_e = 500 \text{ MPa}$

b : largeur du chevêtre (3,5 m).

d : hauteur utile ($0,9h = 1,57 \text{ m}$).

V_u : effort tranchant maximal à l'ELU (3604,82 kN).

S_t : espacement donné par :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 20 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

On utilise des armature droites ($\alpha=90^\circ$), donc :

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_{t1} \geq 4,2 \text{ cm}^2$$

XIII.3.2 Dimensionnement à la torsion (guide SETRA) :

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0,60 \text{ m}$.

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limitée par :

$$\begin{aligned} L_t &= L_c & \text{si} & \quad L_c \leq \Phi + H_c \\ L_t &= L_c + \Phi & \text{si} & \quad L_c > \Phi + H_c \end{aligned}$$

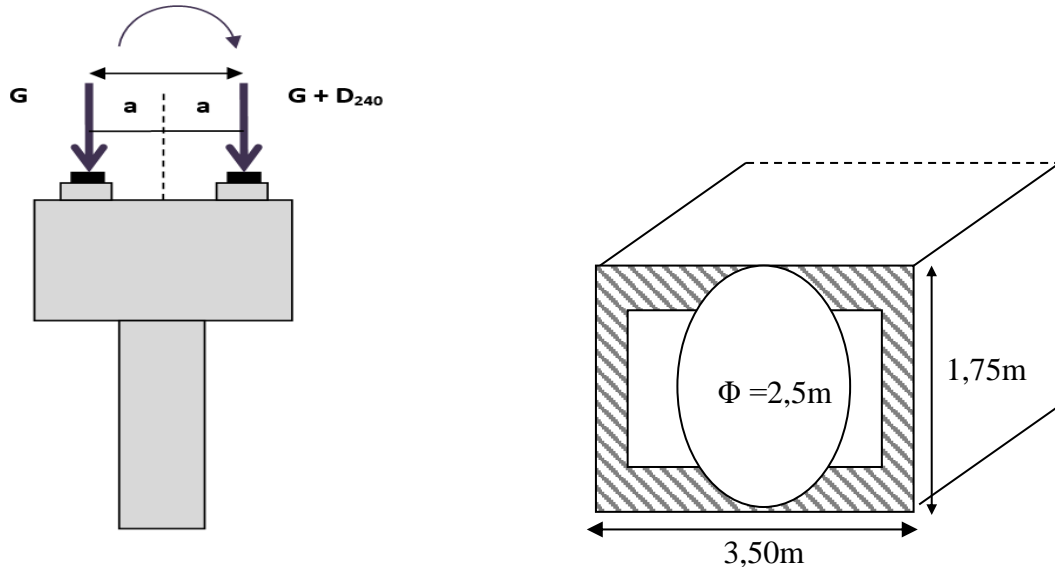


Figure XIII-5 : torsion du chevêtre

Application Numérique :

| | |
|----|--------|
| Hc | 1,75 m |
| Φ | 2,5 m |
| Lc | 3,5 m |
| Lt | 3,5 m |

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega bn}$$

bn : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, **bn = Hc / 6** ;

C : Moment de torsion maximal par ml **C = R x e** ;

Ω : L'aire de la torsion, **Ω = (Hc - bn) □ (Lt - bn)**.

La section de ferrailage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega} ; C = \text{Max} (C1 ; C2)$$

R1 : Réaction due à la pose des poutres (**phase construction**) ;

$$R1 = \frac{\text{poids des poutres}}{2} ;$$

R2 : Réaction **phase service** à la surcharge d'exploitation D240 cas d'une seule travée chargée ;

C1 : Moment de torsion construction,

C2 : moment de torsion service ;

P : Périmètre du chevêtre ;

σ_a : Contrainte admissible de l'acier = $\frac{2}{3} f_e$.

Application Numérique :

La torsion dans le chevêtre et due à l'excentricité transversal dans le cas où une seule travée est chargée.

| | | |
|-----------------------|---------|----------------|
| R1 | 2625,00 | KN |
| R2 | 1778,82 | KN |
| C1 | 118,87 | KN.m |
| C2 | 80,55 | KN.m |
| Ω | 4,68 | m ² |
| P | 9,92 | m |
| $\bar{\sigma}_\alpha$ | 333,33 | MPa |

$A_s = 50,07\text{cm}^2$, On opte pour 12 HA25, avec un espacement de 14 cm.

➤ Armatures transversales :

$$A_{t2} \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_\alpha} \times \frac{C \times St}{2\Omega} \quad \text{Avec } St = 15 \text{ cm.}$$

$$A_{t2} = 0,76 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} = 4,2 + 0,76 = 4,96 \text{ (4 cadres de HA14 = 6,16 cm}^2\text{)}.$$

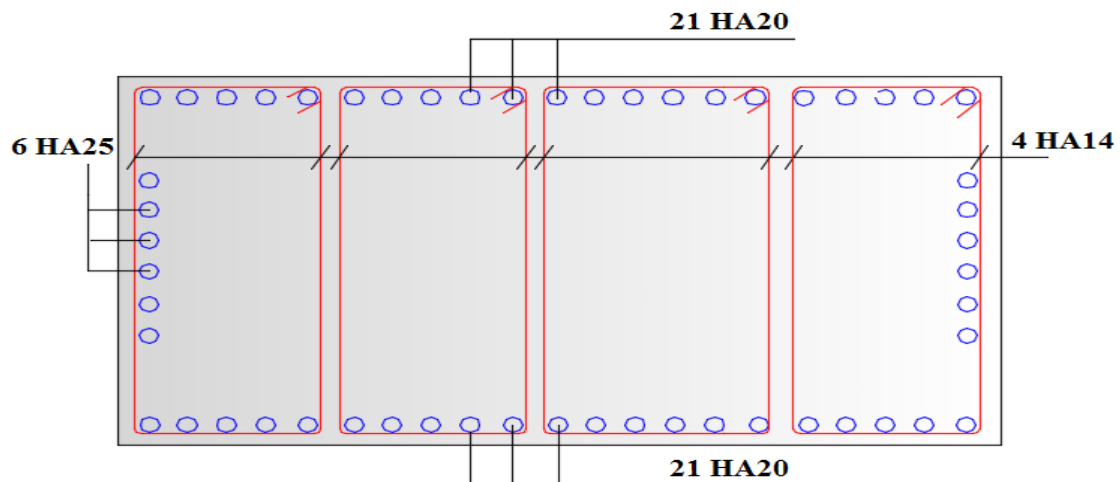


Figure XIII-6 : Représentation schématique de ferrailage du chevêtre

XIII.4 Etude des fûts :

Les fûts sont des éléments encastés à la base de la semelle. Ils ont pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges, aux surcharges et aux efforts sismiques. Ils sont sollicités en flexion déviée composée (N , M_{xx} , M_{yy}). Ou bien (N , $M_{FH/o}$, $M_{FV/o}$).

Chapitre XIII : Etude de la pile

XIII.4.1 Évaluation des charges :

Tableau XIII-9 : Efforts agissant sur le fût

| Design | N (KN) | H (KN) | /FV/o (x/o) | /FH/O/a (y/a,o) | M _{FV/o} | M _{FH/o} |
|-------------|----------|--------|-------------|-----------------|-------------------|-------------------|
| Fûts | 7465,33 | / | 0,00 | 10,15 | 0,00 | |
| Chevetre | 2028,91 | / | 0,00 | 21,18 | 0,00 | |
| G Tablier | 9841,90 | / | 0,00 | 22,05 | 0,00 | |
| Hf+r | / | 308,84 | / | 22,05 | | 6721,65 |
| HT° | / | 90,39 | / | 22,05 | | 1993,05 |
| Somme | 19336,13 | 339,40 | / | / | 0,00 | 8714,70 |
| (Al) | 2212,80 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| (Bc) | 1586,81 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| Mc120 | 1141,03 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| D240 | 2114,12 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| Freinage Al | / | 154,31 | / | 22,05 | / | 3402,53 |
| Freinage Bc | / | 150,00 | / | 22,05 | / | 3307,50 |

XIII.4.2 Vérification de flambement :

Pour le flambement, il faut vérifier :

$$\lambda < \bar{\lambda}$$

Avec :

λ : élancement du fût. Il est égal à :

$$\lambda = \frac{L_c}{i} = \frac{0,5L}{\frac{D}{4}} = 16,24$$

D : diamètre du fût. (2,5 m)

L : longueur totale (20,3 m)

L_c : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

$\bar{\lambda}$: élancement admissible qui vaut 50 (B.A.E.L 91 {1}).

Donc :

$$\lambda = 19 < \bar{\lambda} = 50 \rightarrow \text{pas de flambement}$$

XIII.4.3 Combinaison des charges :

Le résultat des combinaisons les plus défavorable cas d'un seul fût est montré dans le tableau : (détail de calcul voir **Annexe D**).

Tableau XIII-10 : Valeur des efforts par fût

| Cas | Combinaisons | N (KN) | H (KN) | M (KN.m) |
|-----|-------------------------|---------|--------|----------|
| ELS | $G + 1,2AL + 0,6T$ | 7080,10 | 181,41 | 4000,17 |
| ELU | $1.35G + 1.6AL + 0,9T$ | 9881,42 | 150,08 | 5437,34 |
| ELA | $E2 + G + 0,2AL + 0.4T$ | 7353 | 2781 | 44010 |

XIII.4.4 Ferrailage du fût :

➤ Ferrailage longitudinal

Le ferrailage se fait par le logiciel AUTODESK ROBOT EXPERT 2010.

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée déviée.

Voir **Annexe C**

$$A_s = 852,4 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend deux nappes de HA32 $e = 14 \text{ cm}$, 106HA32 ($A_s = 852,5 \text{ cm}^2$).

➤ Cerces transversales

Avec Robot expert : 1 cerce H14 et 1 cerce de HA14, esp = 15cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

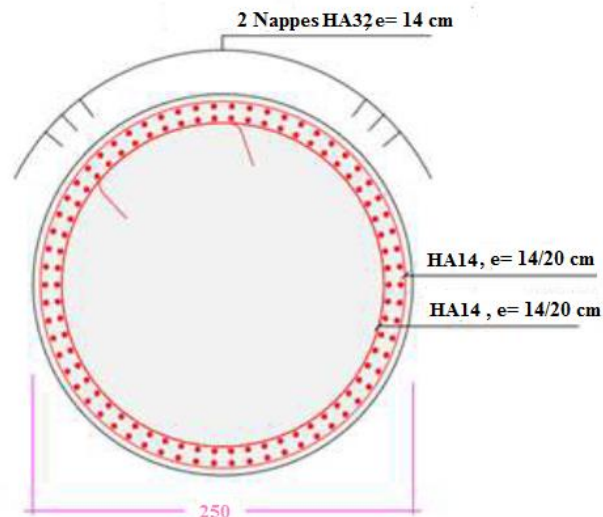


Figure XIII-7 : Ferrailage des futs

XIII.5 Etude de la fondation :

XIII.5.1 Etude des pieux

Un pieu est un élément de construction en béton, en acier, en bois ou mixte permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage. Ils sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage. Il est également possible d'utiliser des pieux pour renforcer des fondations existantes.

Nombre des pieux

Le nombre des pieux dans la culée est donné par la relation suivante :

$$n = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

Avec :

N_{\max} : effort max à l'E.L.S (29715,62 kN).

Q_p : capacité portante d'un pieu à E.L.S (3400 KN (Rapport géotechnique)).

$$n = 8,74$$

Donc, on prend :

4 dans sens longitudinal

3 dans le sens transversal

Le nombre total des pieux est donc égal à 12 (3×4) avec une profondeur de 15 m.

XIII.5.1.1 Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY). L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n_{\text{pieux}}} \pm \frac{M \cdot y_i}{\sum n_{\text{pieux}}/file \times y_i^2}$$

Chapitre XIII : Etude de la pile

Avec :

N : Effort normal vertical correspondant.

n_{pieux} : nombre totale des pieux ($n = 12$)

M : Moment correspondant

y_i : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau XIII-11: Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables.

| Etat | Rmax (KN) | Rmin (KN) |
|------|-----------|-----------|
| ELU | 4609,07 | 2014,93 |
| ELS | 2482,62 | 1500,99 |
| ELA | 7287,93 | -3512,55 |

XIII.5.1.2 Ferrailage des pieux :

➤ Calcul des pieux par la formule de WARNER :

Le moment en fonction de la profondeur est calculé par la formule :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{H_{\max}}{\lambda}$$

Avec :

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

H_{\max} : Effort tranchant maximale en tête de pieu.

$\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de $\lambda.L$.

λ : Coefficient d'amortissement.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U \cdot b}{4EI}}$$

C_U : module de réaction du sol, $C_U = 30 \text{ MN/m}^3$.

b : diamètre des pieux. $b = 1,20 \text{ m}$

E : module d'élasticité du béton, $E = 33000 \text{ MPa}$.

I : moment d'inertie du pieu, $I = 0,101 \text{ m}^4$.

$\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de $\lambda.L$.

L : la profondeur de la pieu, $L = 15 \text{ m}$.

On a :

$$\lambda = 0,228 \rightarrow \lambda.L = 3,419.$$

A partir de l'abaque de WERNER :

$$\text{Pour } \lambda.L = 3,419 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1,20, \chi_{\theta M} = 1,51.$$

Application numérique :

$$\begin{cases} M_{ELS} = 142,49 \text{ KN.m} \\ M_{ELU} = 193,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Chapitre XIII : Etude de la pile

Tableau XIII-12 : Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

| Type | N (KN) | H (KN) | M (KN.m) |
|------|----------|--------|----------|
| ELS | 1500,99 | 45,35 | 158,95 |
| ELU | 2014,93 | 61,65 | 216,06 |
| ELA | -3512,55 | 198,78 | 696,69 |

➤ **Armatures longitudinales :**

- Sections d'Acier : $A_S = 113,1 \text{ cm}^2$.
- Ferrailage : 24 HA25.
- Espacement : $e = 14 \text{ cm}$.

➤ **Armatures longitudinales :**

- Sections d'Acier : $A_t = 4,12 \text{ cm}^2$.
- Ferrailage : 2 HA16.
- Espacement (zone courante) : $e = 30 \text{ cm}$
- Espacement (zone critique) : $e = 15 \text{ cm}$

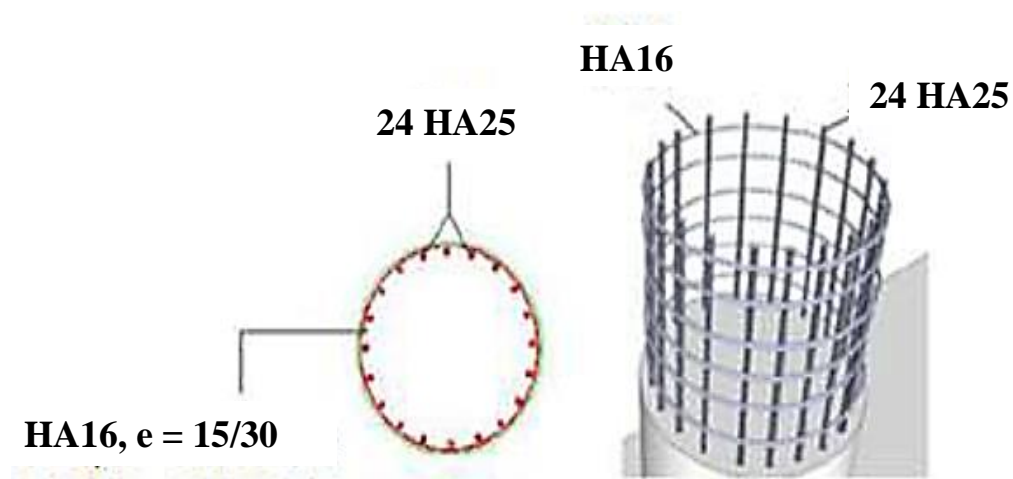


Figure XIII-8 : Ferrailage du pieu

XIII.5.2 Ferrailage de la semelle sous pile :

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

Avec : $h = H - d' = 2,5 - 0,1 = 2,4 \text{ m}$.

L : entraxe entre les pieux, $L = 3,6 \text{ m}$.

b : épaisseur de la pile $b = 2,5 \text{ m}$.

Chapitre XIII : Etude de la pile

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{\frac{L-b}{2}} \right) = 63,95^\circ \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h = 2,4 \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,175 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L-b}{2}}{h}$$

Tableau XIII-13 : Résultats et section d'acier de la semelle.

| Etat | Nmax (MN) | $\bar{\sigma}_a$ (MPa) | As (cm ²) |
|------|-----------|------------------------|-----------------------|
| ELS | 3,41 | 333,33 | 50,09 |
| ELA | 7,28 | 500 | 71,36 |

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2,38 \text{ m}$.

Application numérique :

➤ **Armatures transversales inférieures :**

$A_s = 70,97 \text{ cm}^2$; soit : 16 HA25 avec un espacement de 16 cm.

➤ **Armatures transversales supérieure :**

$A_{s2} = A_s/3 = 35,68 \text{ cm}^2$; soit : 16 HA14 avec un espacement de 16 cm.

➤ **Armatures longitudinales inférieures :**

$A_{s3} = A_s/2 = 23,78 \text{ cm}^2$; soit : 12 HA20 avec un espacement de 21 cm.

➤ **Armatures longitudinales supérieures :**

$A_{s4} = A_s/4 = 17,84 \text{ cm}^2$; soit : 12 HA14 avec un espacement de 21 cm.

➤ **Armatures latérales :**

$A_{s5} = A_s/10 = 7,13 \text{ cm}^2$; soit : 7 HA12 avec un espacement de 21 cm.

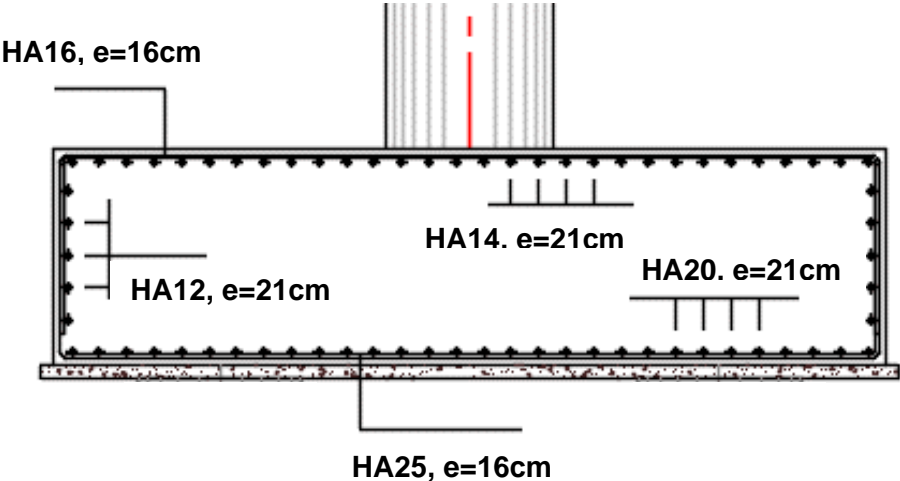


Figure XIII-9 : Ferrailage de la semelle

Chapitre XIV : Etude de la culée

XIV.1 Introduction

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

XIV.2 Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- Culées creuses se forme d'une boîte renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

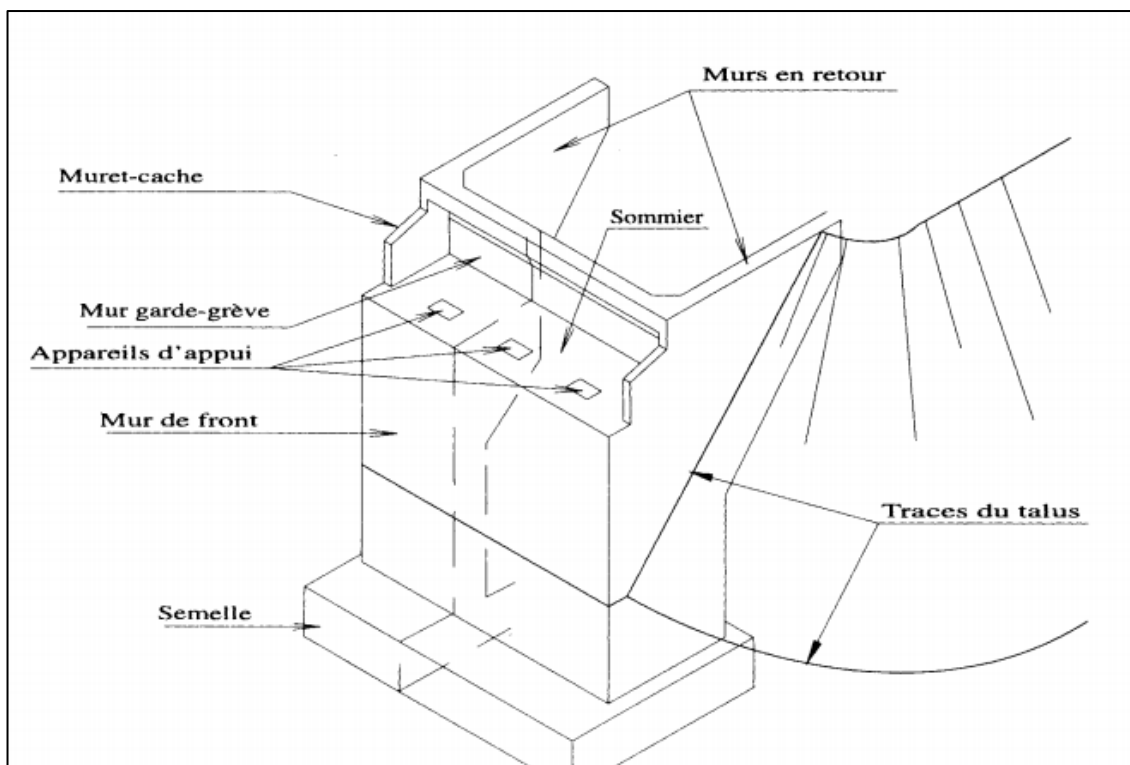


Figure XIV-1 : : Les éléments de la culée remblayée.

Chapitre XIV : Etude de la culée

XIV.3 Prédimensionnement de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau XIV-1 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

| Eléments de la culée | Rôle |
|----------------------------|--|
| Mur de garde grève | Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage |
| Sommier d'appui | Elément sur lequel repose l'about du tablier |
| Mur-cache | Protection des appareils d'appuis. |
| Mur de front | Transmission des charges verticales et soutien des remblais |
| Mur en retour | Porteur des corniches et soutien des remblais |
| Dalle de transition | Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide |
| La semelle | Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier |

Tableau XIV-2 : Récapitulatif des dimensions des éléments de la culée

| | H(m) | Long(m) | Ep(m)/L |
|-----------------|------|---------|---------|
| Semelle | 1.80 | 13.25 | 9.60 |
| Mur F | 4.62 | 13.25 | 1.60 |
| DDT | 0.30 | 12.60 | 4.00 |
| Mur en R | / | / | 0.60 |
| Corbeau | / | 12.65 | / |
| MGG | 2.60 | 13.25 | 0.35 |

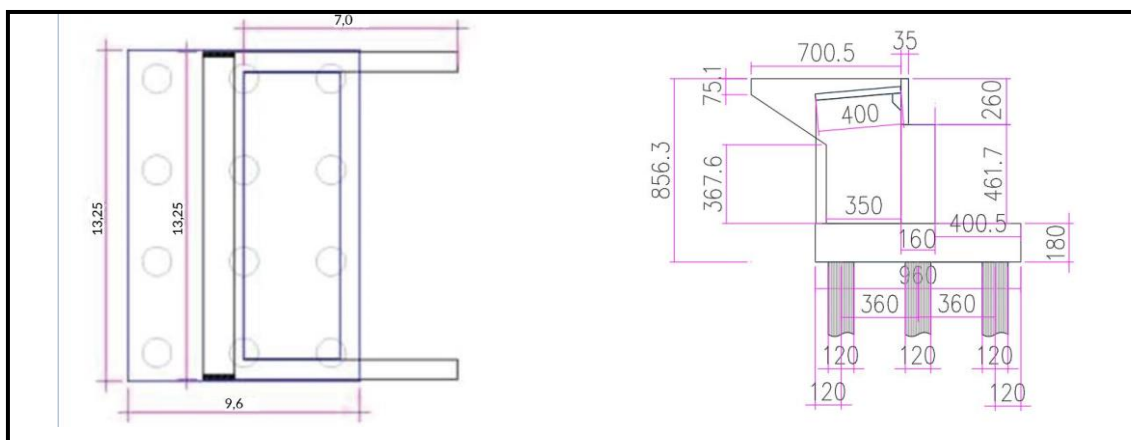


Figure XIV-2 : Dimensions de la culée

XIV.4 Stabilité et évaluation des efforts

XIV.4.1 Calcul du coefficient de poussée

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. À défaut, la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée (RPOA, 2008). On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur.

Les efforts d'inertie du mur où les terres reposant sur la semelle sont calculées à partir des coefficients sismiques K_h , K_v Tels que :

$$K_h=A ; K_v=0,3 K_h$$

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

K_h : coefficient sismique horizontal ;

K_v : coefficient sismique vertical.

Alger est classée selon RPOA dans la classe de zone sismique IIb, et le groupe de notre pont est 3, on tire le coefficient $A = 0,25$.

$$K_h = 0,25.$$

$$K_v = 0,075.$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de Mononobé-Okabé (RPOA, 2008) :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos \beta \cdot \cos \theta}} \right]}$$

Avec :

β : Inclinaison de la culée $\beta = 0^\circ$

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne.

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale :

$$\theta = \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

On a fait les calculs sur quatre cas favorables de séismes correspondant à :

- 1 ère cas : cas de séisme « horizontal ; $1+ k_v$ » : $k_h = 0,25$ et $k_v = 0,075$.

- 2 ème cas : cas de séisme « horizontal ; $1- k_v$ » : $k_h = 0,25$ et $k_v = -0,075$.

- 3 ème cas : cas de séisme « Vertical » : $k_h = 0$ et $k_v = 0,075$

Chapitre XIV : Etude de la culée

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau XIV-3 : Calcul du coefficient de poussée Kad.

| Action du séisme | kh | kv | θ | K_{ad} |
|--------------------|------|--------|----------|----------|
| Horizontal ; 1+ kv | 0,25 | 0,075 | 13,09 | 0,5 |
| Horizontal ; 1- kv | 0,25 | -0,075 | 15,12 | 0,54 |
| Vertical | / | 0,075 | / | 0,33 |

XIV.4.2 Evaluations des efforts sollicitant la culée :

Tableau XIV-4 : Evaluations des efforts sollicitant la culée.

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M _{FV/o} | M _{FH/o} |
|--------------------------|-----------|--------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| Semelle | 5724 | / | 0 | 0.9 | 0 | / |
| Mur F | 2448.6 | / | 0 | 4.1 | 0 | / |
| DDT | 189 | / | 1 | 7.8 | 189 | / |
| Mur en R | 456 | / | 3.24 | 5.69 | 1477.44 | / |
| Corbeau | 75.9 | / | 0.98 | 7.5 | 74.382 | / |
| MGG | 301.4375 | / | 0.63 | 7.5 | 189.90563 | / |
| Poids des Terres Amot | 4884.165 | / | 2.8 | 4.49 | 13675.662 | / |
| Poids des T sur DDT | 416.691 | / | 1 | 7.8 | 416.691 | / |
| Somme | 14495.794 | 0 | / | / | 16023.081 | 0 |

Tableau XIV-5 : Efforts dus au tablier.

| | | | | | | |
|----------|---------|--------|-------|-------|----------|---------|
| Rg | 4920.94 | / | -0.25 | / | -1230.23 | / |
| R(AI) | 329.41 | / | -0.25 | / | -82.35 | / |
| Rbc | 291.41 | / | -0.25 | / | -72.85 | / |
| RMc120 | 216.99 | / | -0.25 | / | -54.25 | / |
| RD240 | 355.76 | / | -0.25 | / | -88.94 | / |
| RST | 0.00 | / | -0.25 | / | 0.00 | / |
| Hf+r | / | 152.42 | / | -6.42 | / | -978.53 |
| HT° | / | 18.08 | / | -6.42 | / | -116.06 |
| Frein AI | / | 30.86 | / | -6.42 | / | -198.13 |
| Frein Bc | / | 30.00 | / | -6.42 | / | -192.60 |

XIV.4.3 Evaluation des charges Sismique :

Tableau XIV-6 : Les charges sismiques des éléments de la culée :

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M _{FV/o} | M _{FH/o} |
|-----------------------|----------------|----------------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| Semelle | 429.30 | 1431.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 1287.90 |
| Mur F | 183.65 | 612.15 | 0.00 | 4.10 | 0.00 | 2509.82 |
| DDT | 14.18 | 47.25 | 1.00 | 7.80 | 14.18 | 368.55 |
| Mur en R | 34.20 | 114.00 | 3.24 | 5.69 | 110.81 | 648.66 |
| Corbeau | 5.69 | 18.98 | 0.98 | 7.50 | 5.58 | 142.31 |
| MGG | 22.61 | 75.36 | 0.63 | 7.50 | 14.24 | 565.20 |
| Poids des Terres Amot | 366.31 | 1221.04 | 2.80 | 4.49 | 1025.67 | 5482.48 |
| Poids des T sur DDT | 31.25 | 104.17 | 1.00 | 7.80 | 31.25 | 812.55 |
| Somme | 1087.18 | 3623.95 | / | / | 1201.73 | 11817.46 |

Avec :

$$N_{\text{sismique}} = N_{\text{statique}} \times K_v$$

$$H_{\text{sismique}} = H_{\text{statique}} \times K_H$$

➤ **Les charges Sismique due à la poussée dynamique :**

La valeur des poussées des terres sur la culée agissant sur une hauteur h et une largeur L est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 \cdot L \cdot K_{ad}$$

Avec :

H = 8,56 m (hauteur totale culée) ;

L = 12,65 m (largeur du remblai) ;

γ : est le poids des terres, $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

$$e_h = \frac{1}{3} \cdot H.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XIV-7 : Les charges Sismique due à la poussée dynamique

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) (m) | M _{FV/o} | M _{FH/o} |
|------------------------|--------|---------|----------|-----------------|-------------------|-------------------|
| P _{ad} (1-kv) | / | 4502.03 | / | 2.853 | / | 12845.80 |
| P _{ad} (1+kv) | / | 4153.24 | / | 2.853 | / | 11850.58 |

Chapitre XIV : Etude de la culée

➤ Les charges sismiques due à la culée :

Pour obtenir les charges sismiques due à la culée on faire des combinaisons entre les charges sismiques due à la poussée dynamique des terres, et les charges sismiques des éléments de la culée.

On a :

$$N_{culée} = N_{sismique}.$$

$$H_{culée} = H_{sismique} + F_{ad}(1 \pm K_v).$$

Tableau XIV-8 : Les charges sismiques due à la culée.

| | Nc (KN) | Vc (KN) | Mc (KN.m) |
|-------|---------|---------|-----------|
| CAS 1 | 0.00 | 8125.98 | 24663.26 |
| CAS 2 | 0.00 | 7777.19 | 23668.04 |
| CAS 3 | 1087.18 | 0.00 | 1201.73 |

➤ Les charges Sismique due au tablier :

Les détails de calcul des charges sismiques due au tablier sont montrés dans le chapitre de l'étude sismique.

Les résultats de calcul des charges sismiques due au tablier pour la culée sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau XIV-9 : Les charges sismiques due au tablier pour la culée

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) (m) | IFH(y/o) | MFV/o(KN.m) | MFH/o(KN.m) |
|----------------|---------|---------|--------------|----------|-------------|-------------|
| Séisme Tablier | 2348.45 | 3041.68 | 0.25 | 6.42 | 587.11 | 19527.56 |

| | Nt (kN) | Vt (kN) | Mv (KN.m) | Mh (KN.m) |
|----------------|---------|---------|-----------|-----------|
| Séisme Tablier | 2348.45 | 3041.68 | 587.11 | 19527.56 |

➤ Les charges sismiques totale (culée + tablier) :

Pour obtenir les charges sismiques totale on s'intéresse aux combinaisons suivantes :

$$N_T = \sqrt{N_{Culée}^2 + N_{Tablier}^2}$$

$$H_T = \sqrt{H_{Culée}^2 + H_{Tablier}^2}$$

$$M_T = \sqrt{M_{Culée}^2 + M_{Tablier}^2}$$

Tableau XIV-10 : Charges sismiques totale

| | N (kN) | V (kN) | M (KN.m) |
|-------|---------|---------|----------|
| CAS 1 | 0.00 | 8676.60 | 31457.94 |
| CAS 2 | 0.00 | 8350.84 | 30683.90 |
| CAS 3 | 2587.89 | 0.00 | 1337.48 |

XIV.4.4 Combinaison d'actions

Le tableau ci- dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.U, à l'E.L.S à l'E.L.A :

Tableau XIV-11 : Sollicitations maximales des combinaisons des efforts

| Etat | N(KN) | H(KN) | M(KN.m) |
|------|----------|---------|----------|
| ELU | 38106.29 | 4996.05 | 16843.75 |
| ELS | 21445.72 | 5327.79 | 16843.75 |
| ELA | 15627,93 | 8814,71 | 17198,69 |

➤ Evaluations des efforts sollicitant la culée (descente de charges) :

Tableau XIV-12 : Evaluations des efforts statiques de la culée

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) | MFV/o | MFH/o |
|---------------------------------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|
| Semelle | 5724.00 | / | 0.00 | 0.90 | 0.00 | / |
| Mur F | 2448.60 | / | 0.00 | 4.10 | 0.00 | / |
| DDT | 189.00 | / | 1.00 | 7.80 | 189.00 | / |
| Mur en R | 456.00 | / | 3.24 | 5.69 | 1477.44 | / |
| Corbeau | 75.90 | / | 0.98 | 7.50 | 74.38 | / |
| MGG | 301.44 | / | 0.63 | 7.50 | 189.91 | / |
| Poids des Terres Amot | 4884.17 | / | 2.80 | 4.49 | 13675.66 | / |
| Poids des T sur DDT | 416.69 | / | 1.00 | 7.80 | 416.69 | / |
| Poussée Mur Frontal | / | 1398.00 | / | -3.83 | / | -5358.99 |
| Poussée Semelle | / | 1076.68 | / | -0.90 | / | -969.02 |
| Poussée DDT | / | 18.41 | / | -7.93 | / | -146.05 |
| Poids Sur 10kN/m ² | 506.00 | / | 3.21 | / | 1623.25 | / |
| Poussée Sur 10kN/m ² | / | 357.34 | / | -4.20 | / | -1500.82 |

➤ Efforts dus au tablier :

Tableau XIV-13 : : Evaluations des efforts statiques dues au tablier

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M _{FV/o} | M _{FH/o} |
|-------------|---------|--------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| Rg | 4920.93 | / | -0.25 | / | -1230.24 | / |
| R(Al) | 1647.06 | / | -0.25 | / | -411.77 | / |
| Rbc | 1457.05 | / | -0.25 | / | -364.26 | / |
| RMc120 | 1084.97 | / | -0.25 | / | -271.24 | / |
| RD240 | 1778.82 | / | -0.25 | / | -444.71 | / |
| RST | 52.50 | / | -0.25 | / | -13.13 | / |
| Hf+r | / | 152.42 | / | -6.42 | / | -978.53 |
| HT° | / | 45.19 | / | -6.42 | / | -290.14 |
| Frein Al | / | 154.31 | / | -6.42 | / | -990.67 |
| Frein Bc | / | 150.00 | / | -6.42 | / | -963.00 |

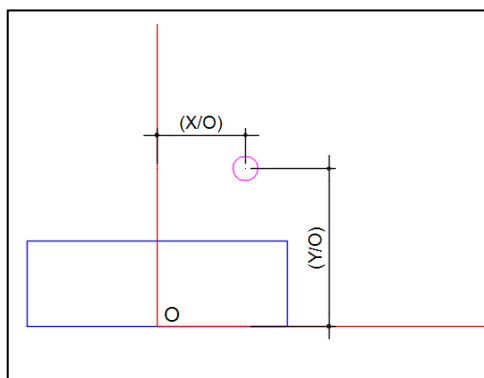


Figure XIV-3 : Le calcul des moments sur la culée se fait par rapport au point O.

Ferraillage des éléments de la culée :

XIV.4.5 Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitations.

➤ Combinaison d'actions :

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau : (détail de calcul voir **Annexe D**).

Tableau XIV-14 : Sollicitations les plus défavorables sur le mur frontal.

| Combinaisons | M _{max} (KN.m) | T _{max} (KN) | N _{cor} (KN) |
|--------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
| ELU | 1149,19 | 254,78 | 1347,76 |
| ELS | 665,58 | 146,68 | 779,55 |

Chapitre XIV : Etude de la culée

Le ferrailage du mur frontal est composé d'armature verticale et horizontale. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur sollicité par une flexion composée selon les cas suivant :

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.6) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable. **Voir Annexe C.**

a) Section d'acier

Avec Robot expert $A_s = 16 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 7HA20/ml ($A_{s1} = 21.99 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

b) Armature de constructions

$A_s' = A_s/3 = 5,33 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 7HA12 ($A_s' = 7,92 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

c) Armatures transversales

$A_t = A_s/4 = 4 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 7HA10 ($A_s = 5,5 \text{ cm}^2$), avec un espacement de 15 cm.

XIV.4.6 Etude du Mur en retour :

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres
- Poussée des surcharges de remblais
- Poids de CCP
- Poids propre du mur

L'étude du mur en retour se fait à l'aide du logiciel ROBOT :

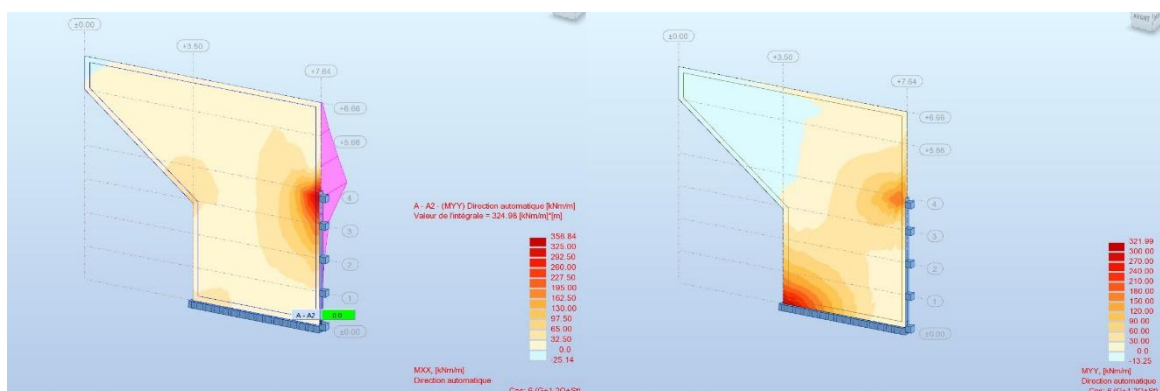


Figure XIV-4 : Les moments MXX et MYX sur le mur en retour avec le logiciel ROBOT

Chapitre XIV : Etude de la culée

- **Efforts verticaux :**

Combinaison d'action à l'ELS : $M = M_{Gv} + 1,2 M_{Qv}$

- **Efforts horizontaux :**

Combinaison d'action à l'ELS : $M = M_{Gv} + 1,2 M_{Qv}$

Résultats et ferrailage du mur en retour.

| | Mmax (KN.m) | N (KN) | As (cm ²) | Armatures | Espacement (cm) |
|-----------------|-------------|--------|-----------------------|-----------|-----------------|
| Sens vertical | 292,6 | 34,84 | 22,7 | 8 HA20 | 15 |
| Sens horizontal | 321,99 | 26,00 | 25,2 | 6 HA25 | 15 |

XIV.4.6.1 Ferrailage

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur vertical, horizontal sont effectués par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6), (b × h) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

Voir Annexe C

a) Section d'acier principal (sens vertical)

Avec Robot expert $A_S = 22,7 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 8HA20/ml ($A_{S1} = 25,13 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

b) Section d'acier principal (sens horizontal)

Avec Robot expert $A_S = 25,2 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 6HA25/ml ($A_{S1} = 29,45 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

c) Armature de constructions (sens vertical)

$A_{S'} = A_S/3 = 7,56 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 8HA12 ($A_{S'} = 9,05 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

d) Armature de constructions (sens horizontal)

$A_{S'} = A_S/3 = 8,4 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 8HA14 ($A_{S'} = 12,32 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

e) Armatures transversales

$A_t = A_s/4 = 4 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 7HA10 ($A_t = 5,5 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15 cm.

XIV.4.7 Etude de Dalle de transition :

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements

Chapitre XIV : Etude de la culée

éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau d'appui qui constitue l'appui double et sur le remblai qui constitue l'appui simple.

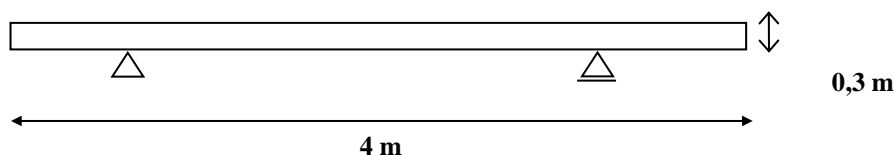


Figure XIV-5 : Schématisation de la dalle de transition

XIV.4.7.1 Evaluation des efforts

On évalue les efforts sur une bande de 1 m :

Tableau XIV-15 : Les efforts agissant sur la dalle de transition.

| Type de charge | Q (kN/ml) | M (KN.m/ml) | V (KN) |
|----------------|-----------|-------------|--------|
| Poids propre | 7,5 | 15 | 15 |
| Revêtement | 1,92 | 3,84 | 3,84 |
| Remblai | 16,2 | 25,2 | 25,2 |
| Surcharges | 10 | 20 | 20 |

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

XIV.4.7.2 Combinaison d'efforts

- A l'ELU :
 $M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q \rightarrow M_{ELU} = 89,45 \text{ KN.m/ml}$
 $V_{ELU} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q \rightarrow V_{ELU} = 89,45 \text{ KN/ml}$
- A l'ELS :
 $M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q \rightarrow M_{ELS} = 68,04 \text{ KN.m/ml}$
 $V_{ELS} = V_G + 1.2 V_Q \rightarrow V_{ELS} = 68,04 \text{ KN/ml}$

XIV.4.7.3 Ferrailage

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Le ferrailage est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.3), (b × h) m en flexion simple, selon le cas de chargement le plus défavorable.

Section d'acier principal :

$A_S = 12,2 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 7HA16/ml ($A_{S1} = 14,07 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement de 15 cm. **Voir Annexe C.**

Armatures de constructions :

$A_{S1} = A_S / 3 = 4,07 \text{ cm}^2$; soit : 7 HA12 avec un espacement de 15 cm.

Armatures transversales :

$A_{S1} = A_S / 4 = 3,05 \text{ cm}^2$; soit : 7 HA10 avec un espacement de 15 cm.

XIV.4.8 Etude de le Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

XIV.4.8.1 Evaluation des efforts

Réaction due au poids des charges Permanentes

La réaction due à la charge permanente est donnée par la formule suivante :

$$R_{per} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges Permanentes ; $q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{poids\ propres} = 22,02 \text{ KN/ml}$

Donc :

$$R_{perm} = 44,04 \text{ KN/ml}$$

Réaction des surcharges sur remblais

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

$$R_{remb} = \frac{ql}{2}$$

Avec :

q : charge due au poids de la dalle de transition, $q = 10 \text{ KN/ml}$

Donc :

$$R_{perm} = 20 \text{ KN/ml.}$$

XIV.4.8.2 Combinaison des actions :

Tableau XIV-16 : Combinaison d'actions sur le corbeau

| Etat | La combinaison | R (KN) |
|------|----------------|--------|
| ELU | G + 1,2Q | 89,45 |
| ELS | 1,35G + 1,6Q | 68,04 |

XIV.4.8.3 Ferrailage du corbeau :

- Hauteur H1 : 0.80 m
- Hauteur H2 : 0.40 m
- Epaisseur : 0,40 m
- Longueur : 12,65 m

Le corbeau est sollicité par une compression simple, **Voir Annexe C**

- Section d'acier : $A_s = 11.2 \text{ cm}^2$, On prend 7 HA16 avec $St=15 \text{ cm}$.
- Armature de construction : $A_{s2} = A_s/3 = 3,73 \text{ cm}^2$, On prend 7 HA10 avec $St=15 \text{ cm}$.

Chapitre XIV : Etude de la culée

XIV.4.9 Etude du mur garde grève :

Il protège l'about du tablier des remblais de terre comme il assure la fixation du joint de chaussée, il est soumis à l'action des efforts horizontaux que nous allons déterminer.

XIV.4.9.1 Evaluation des efforts :

➤ **Moment des poussées des terres :**

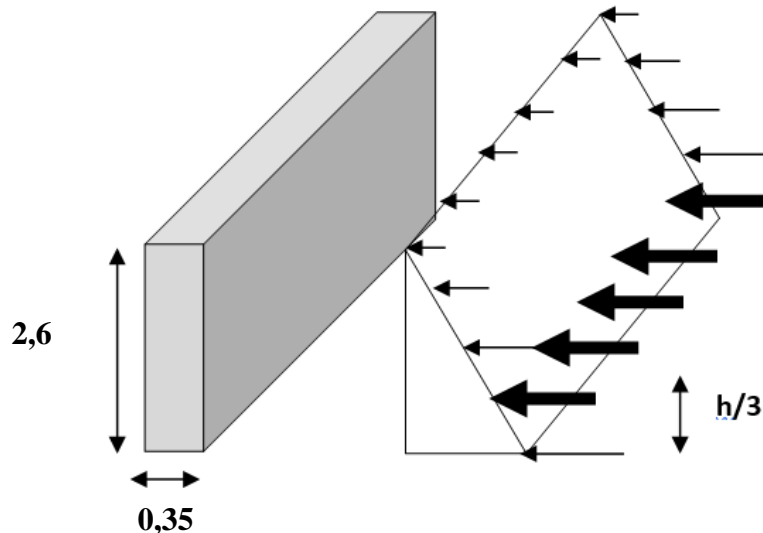


Figure XIV-6 : la poussée des terres sur MGG

Le mur garde grève est supposé encasté à la base, Le moment à l'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M_P = \frac{P.H}{3}$$

Avec :

$$P = 0,5 \cdot K_{ah} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L$$

H=2,6 m : hauteur des remblais ;

$K_{ah} = 0,33$: coefficient de poussée des terres ;

L = 1m : longueur des remblais.

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3.$$

Application numérique :

$$P = 20,08 \text{ KN/ml.}$$

$$M_p = 17,4 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{P-ELU} = 1,35 \cdot M_p = 23,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{P-ELS} = M_p = 17,49,5 \text{ KN.m}$$

➤ Moment dû à la force de freinage :

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Le moment dû à l'effort de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1.6$ à l'ELU et $\mu = 1.2$ à l'ELS ;

$P = 60$ KN.

Donc :

$$\begin{cases} M_{ELS} = 68,7 \text{ KN.m} \\ M_{ELU} = 91,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

XIV.4.9.2 Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type Bc (poussée des charges locales) est la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 60 KN chacune des deux camions, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 60 kN distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 120 kN répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

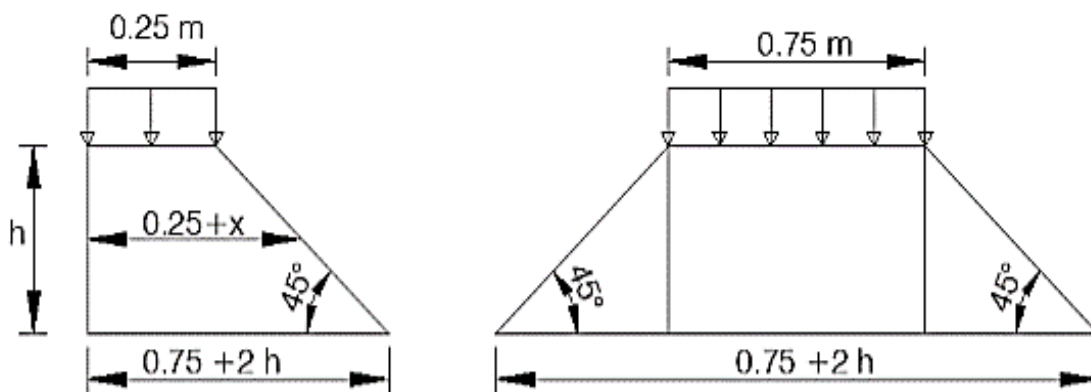


Figure XIV-7 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Chapitre XIV : Etude de la culée

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0,75+2H} \int_0^h \frac{H-x}{(0,25+x)} dx$$

Avec :

$$K = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$$

γ : coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS

$B_c = 1,2$: coefficient de pondération du système B_c

$\delta = 1.0608$: coefficient de majoration dynamique

h : hauteur de mur garde grève.

Tableau XIV-17 : Rapport (M^p / K) pour différentes valeurs de h (Guide SETRA).

| h(m) | 0,5 | 0,75 | 1 | 1,5 | 2 | 2,5 | 3 |
|---------------|------|------|------|------|------|------|------|
| Mp/k (t,m/ml) | 2,23 | 3,4 | 4,41 | 6,11 | 7,45 | 8,56 | 9,49 |

Application numérique :

$$M_p/k = 87,5 \text{ KN.m}$$

$$K_u = 0,67 \Rightarrow M_{p-ELU} = 59,97 \text{ KN.m}$$

$$K_s = 0,5 \Rightarrow M_{p-ELS} = 44,98 \text{ KN.m}$$

XIV.4.9.3 Combinaison d'action :

$$M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 130.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 173.87 \text{ KN.m.}$$

XIV.4.9.4 Ferrailage de mur garde-grève :

Section d'acier : $A_s = 19,7 \text{ cm}^2$, On prend 7 HA20 avec $St=15 \text{ cm}$. **Voir Annexe C.**

Armature de construction : $A_{s2} = A_s/3 = 6,57 \text{ cm}^2$, On prend 7 HA12 avec $St=15 \text{ cm}$

Ferrailage horizontal : $A_{s2} = A_s/4 = 4,93 \text{ cm}^2$, On prend 7 HA10 avec $St=15 \text{ cm}$

XIV.5 Etude de la fondation :

Caractéristiques :

- Longueur de pieux $L = 15 \text{ m}$ (niveau de bon sol).
- Diamètre $\Phi = 1.20 \text{ m}$.
- Entraxe des pieux est égale $e = 3.6 \text{ m}$.
- Nombre de pieux : $n = 12$.

XIV.5.1 Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY). L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n_{\text{pieux}}} \pm \frac{M \cdot y_i}{\sum n_{\text{pieux}}/file \times y_i^2}$$

Avec :

N : Effort normal vertical correspondant.

n_{pieux} : nombre totale des pieux ($n = 12$)

M : Moment correspondant

y_i : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau XIV-18 : effort normaux maximaux revenants au pieux par rapport aux résistances caractéristiques

| | ELS | N_{cd} | Condition |
|---------|---------|----------|-----------|
| N1 (KN) | 1947.57 | < 3487 | Vérifiée |
| N2 (KN) | 1782.77 | < 3487 | Vérifiée |
| N3 (KN) | 1644.77 | < 3487 | Vérifiée |

N_{cd} : Resistance caractéristique de la portance de la fondation à 15m (étude géotechnique)

XIV.5.2 Ferrailage des pieux :

➤ Calcul des pieux par la formule de WARNER :

Le moment en fonction de la profondeur est calculé par la formule :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

H_{\max} : Effort tranchant maximale en tête de pieu.

$\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de $\lambda.L$.

λ : Coefficient d'amortissement.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4EI}}$$

C_u : module de réaction du sol, $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$.

b : diamètre des pieux. $b=1,2 \text{ m}$

E : module d'élasticité du béton, $E = 33000 \text{ MPa}$.

I : moment d'inertie du pieu, $I = 0,101 \text{ m}^4$.

$\chi_{\theta P}$, $\chi_{\theta M}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de $\lambda.L$.

L : la profondeur de la pieu, $L = 15 \text{ m}$.

On a :

$$\lambda = 0,228 \rightarrow \lambda.L = 3,419.$$

A partir de l'abaque de WERNER :

$$\text{Pour } \lambda.L = 3,419 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1,20, \chi_{\theta M} = 1,51.$$

Application numérique :

Tableau XIV-19 : Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

| Type | N _{cor} (KN) | \bar{H} (KN) | \bar{M} (KN.m) |
|------|-----------------------|----------------|------------------|
| ELS | 1421,35 | 258,45 | 905,37 |
| ELU | 1772,79 | 426,94 | 1495,58 |
| ELA | 677,08 | 739,83 | 2591,66 |

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Avec Robot expert

Voir Annexe C.

➤ Armatures longitudinales :

- Sections d'Acier : $A_s = 113,1 \text{ cm}^2$.
- Ferrailage : 24 HA25.
- Espacement : $e = 14 \text{ cm}$.

➤ Armatures transversales :

- Sections d'Acier : $A_t = 3,08 \text{ cm}^2$.
- Ferrailage : 2 HA14.
- Espacement (zone courante) : $e = 30 \text{ cm}$
- Espacement (zone critique) : $e = 15 \text{ cm}$

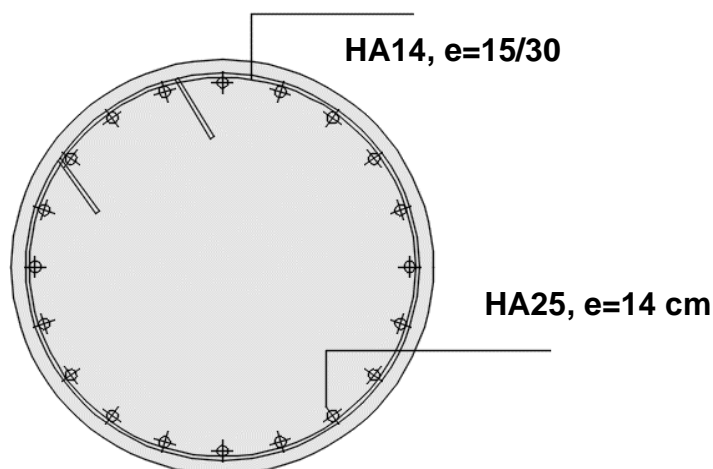


Figure XIV-8 : ferrailage des pieux

XIV.5.3 Ferrailage de la semelle :

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

Avec : $h = H - d' = 1,8 - 0,1 = 1,7$ m.

L : entraxe entre les pieux, $L = 3,6$ m.

b : épaisseur du mur frontal, $b = 1,6$ m.

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \right) = 50,55^\circ \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h = 1,7 \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1,4 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Tableau XIV-20 : Résultats et section d'acier de la semelle.

| Etat | Nmax (MN) | $\bar{\sigma}_a$ (MPa) | As (cm ²) |
|------|-----------|------------------------|-----------------------|
| ELS | 1,96 | 333,33 | 48,42 |
| ELA | 1,8 | 500 | 29,65 |

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2,6$ m.

Voir Annexe C.

➤ **Armatures transversales inférieures :**

$A_s = 48,42 \text{ cm}^2$; soit : 16 HA20 avec un espacement de 17 cm.

➤ **Armatures transversales supérieure :**

$A_{s2} = A_s/3 = 16,14 \text{ cm}^2$; soit : 16 HA12 avec un espacement de 17 cm.

➤ **Armatures longitudinales inférieures :**

$A_{s3} = A_s/2 = 24,21 \text{ cm}^2$; soit : 16 HA14 avec un espacement de 17 cm.

➤ **Armatures longitudinales supérieures :**

$A_{s4} = A_s/4 = 12,105 \text{ cm}^2$; soit : 16 HA10 avec un espacement de 17 cm.

➤ **Armatures latérales :**

$A_{s5} = A_s/10 = 4,84 \text{ cm}^2$; soit : 6HA12 avec un espacement de 32 cm.

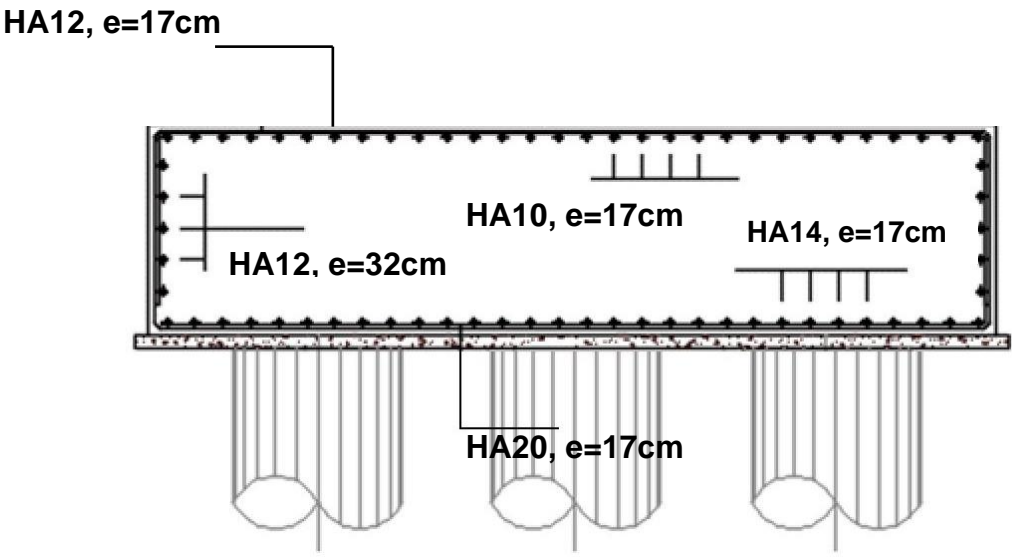


Figure XIV-9 : ferrailage de la semelle

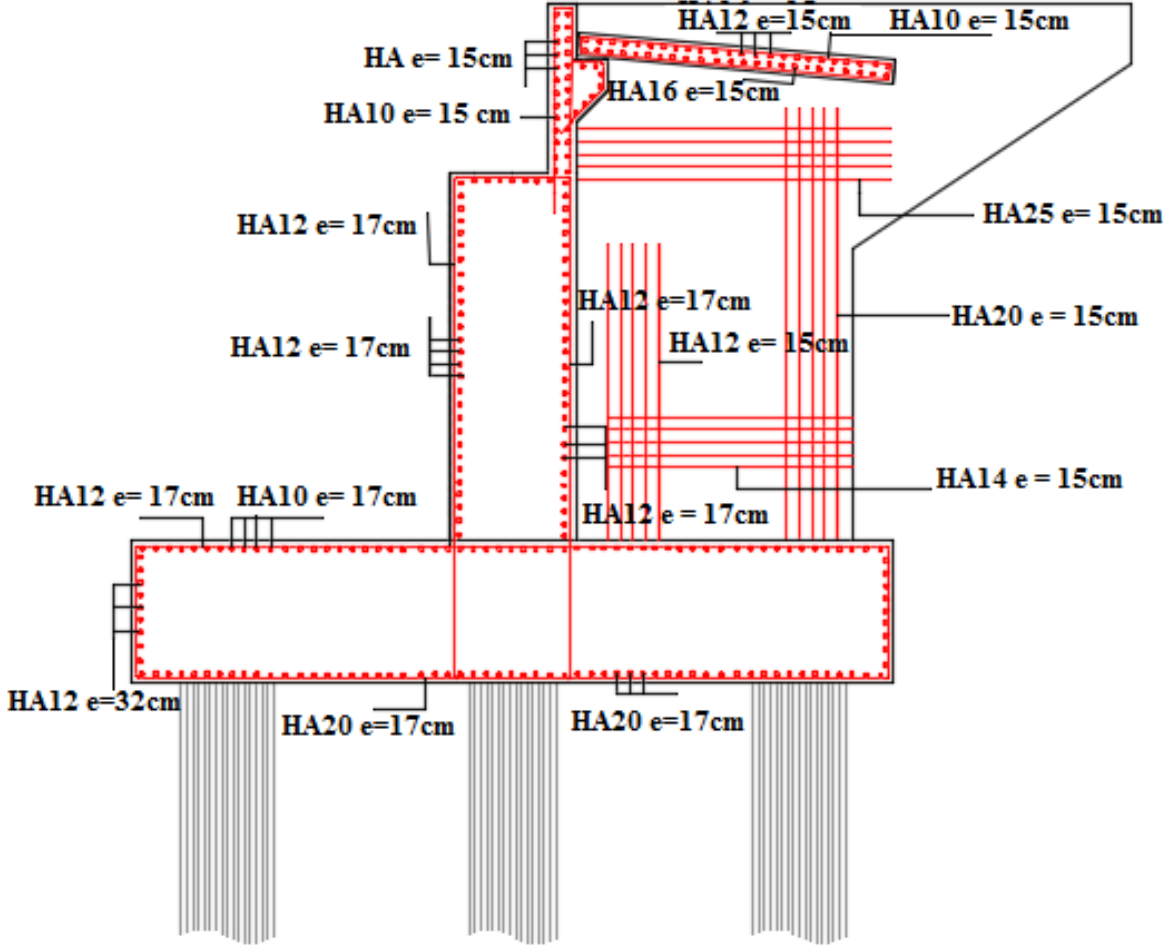


Figure XIV-10 : Ferrailage de la culée.

Conclusion générale

En somme, ce projet de fin d'étude nous a permis de nous approcher tout peu du domaine pratique ainsi que de nous initier avec les calculs (dimensionnement et les méthodes de calculs etc.) d'un ouvrage d'art.

En plus, il nous a appris à comment modéliser l'ouvrage et voir son comportement réel soumis aux différents chargements et sollicitations. Outre de ça, de bien maîtriser les logiciels du domaine tels qu'AUTOCAD, ROBOT...

Malgré les entraves rencontrées tout au long de ce projet nous avons utilisé toutes les possibilités pour présenter une étude bien détaillée et rendre ce travail à l'abri des erreurs possibles car toute œuvre humaine n'est jamais parfaite et nul n'est omniscient. Enfin, ce projet nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises tout au long de notre cycle de formation, ainsi que de bénéficier des connaissances et l'expérience des gens du domaine.

Références bibliographies

Règlements

- 1- BAEL 91. (1991) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- 2- BPEL 91. (Révisé 99) : Règles techniques de conception de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites Fascicule n°62 titres
- 3- RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- 4- RPOA (2008) : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- 5- SETRA. (Février 1996) : Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension : guide de conception. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.
- 6- SETRA. (Juin 2008) : Ponts en béton précontraint construit par encorbellement successifs : guide de conception. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.
- 7- Document SETRA, Ponts mixtes acier – béton, Guide de conception durable, France, SETRA, 2010.
- 8- Ponts courants en zone sismique, guide de conception, SETRA

Ouvrages

- 9- CALGARO, Jean-Armand. Projet et construction des ponts : généralités, fondations, appuis, ouvrages courants. Paris : les ateliers Normandie Roto, 2000. 447p. ISBN 2-85978-327-X.
- 10- CHAUSSIN, Robert. Béton précontraint. Technique de l'ingénieur, C 2360, 1990.

Projets de fin d'études

- 11- Etude d'un pont à poutres continues en béton précontraint par post-tension d'une longueur totale de 166m Présenté par : Mr : Wissem BENAÏSSA Melle : Yasmine KACI / Promotion 2015

Références bibliographies (Master)

- [1] Jean-François Serratrice. Mesures des propriétés cycliques des sols limoneux ou argileux au laboratoire. Rev. Fr. Geotech. 2016, 148, 1.
- [2] Mémoire de MASTER Université Mohamed Boudiaf 2015
- [3] Dutine P. (thèse) Université de Lyon (2005)
- [4] Granda París T., Madrid Contreras A., Granda Sanz A. Méthodes Géophysiques Appliquées aux Problèmes Géotechniques en Milieu Urbain : Tomographie Sismique Cross-hole, Sismique Passive et Sismique Parallèle.2011

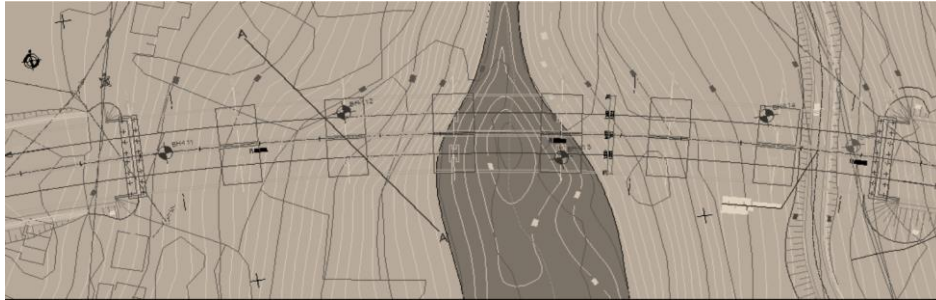
- [5] Roland FORTUNIER Ecole Nationale Supérieure des Mines Comportement Mécanique des Matériaux
- [6] FT-INNOGEO-CROSS-HOLE 2018
- [7] FT-INNOGEO-DOWN-HOLE 2018
- [8] Rouili, A., Djerbib, Y. and Touahmia, M., (2005). “Numerical modeling of an L – shaped very stiff concrete retaining wall”, Sciences & Technologie B– N°24, décembre, pp. 69-74.
- [9] Bhattacharjee, A. and Muralikrishna, A., (2011). “Behavior of Gravity Retaining Walls Subjected to Seismic Excitation using FLAC 3D”, ISSN 0974-5904, Volume 04, No 06 SPL, pp.71-74.

Annexes

Annexe A : Données géotechniques

Forages

L'emplacement des forages est représenté dans la Figure suivante :



Emplacements des Forages

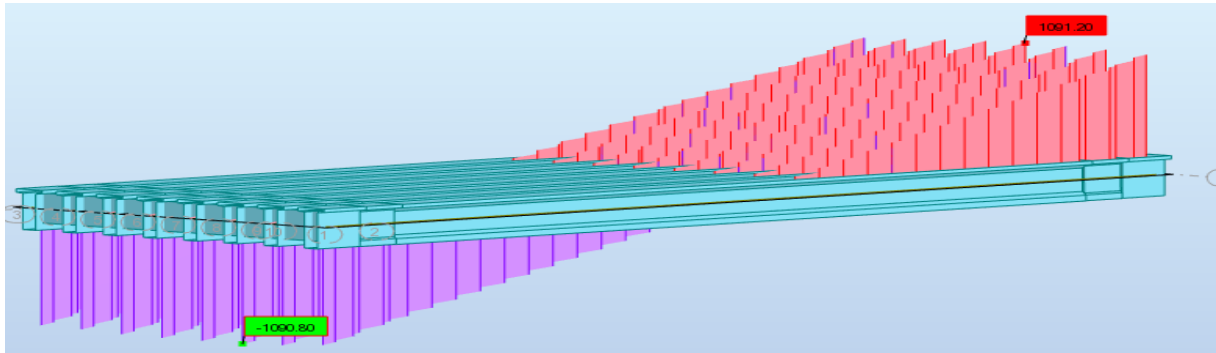
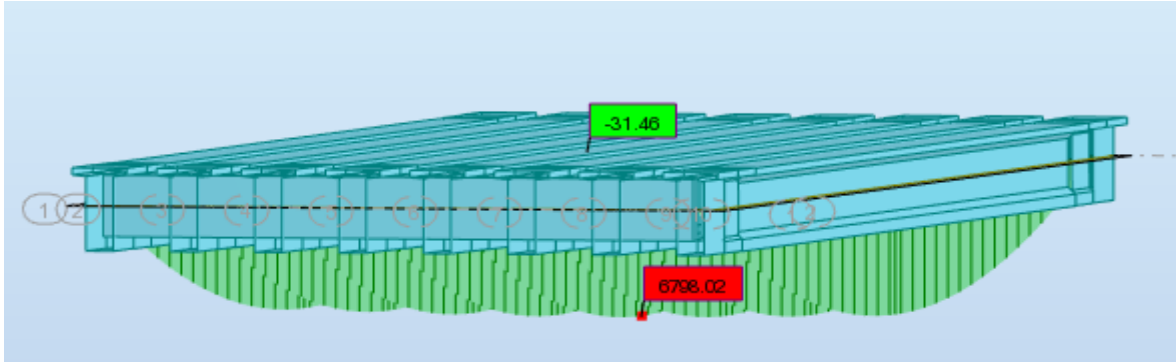
Les fondations reposent dans une unité d'argile solide et une unité d'argile rigide ; des problèmes de stabilité pouvant survenir des grandes charges provenant de la structure du viaduc du fait des caractéristiques géotechniques de ces unités, il est décidé de reposer les fondations de la structure du Via 28.1 sur des fondations à pieux forés de 1,2 m de diamètre.

Capacité portante d'un pieu : $Q_p = 3400\text{kN}$

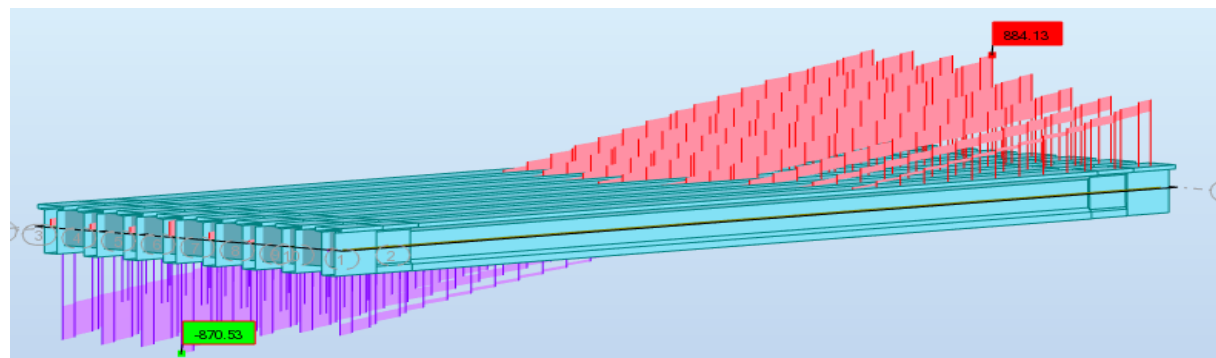
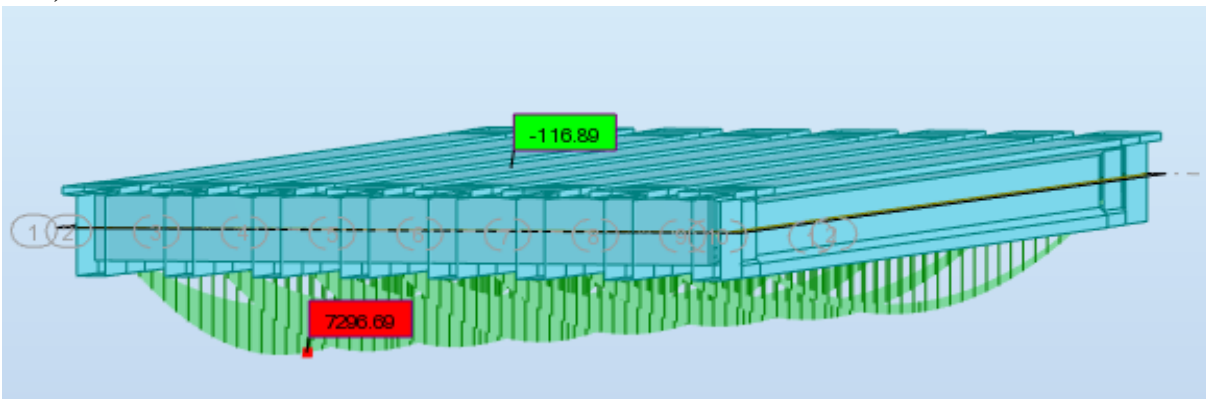
Annexe B

Modélisation et évaluation des efforts

➤ ELS :
G+1,2AL3

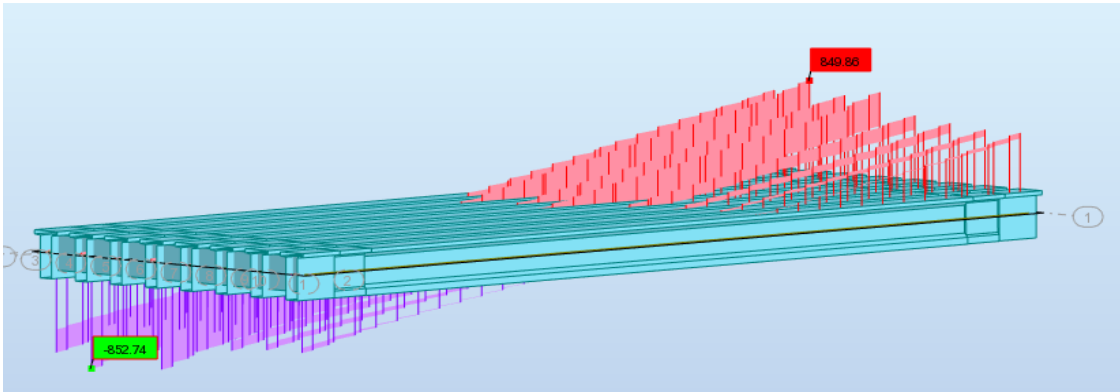
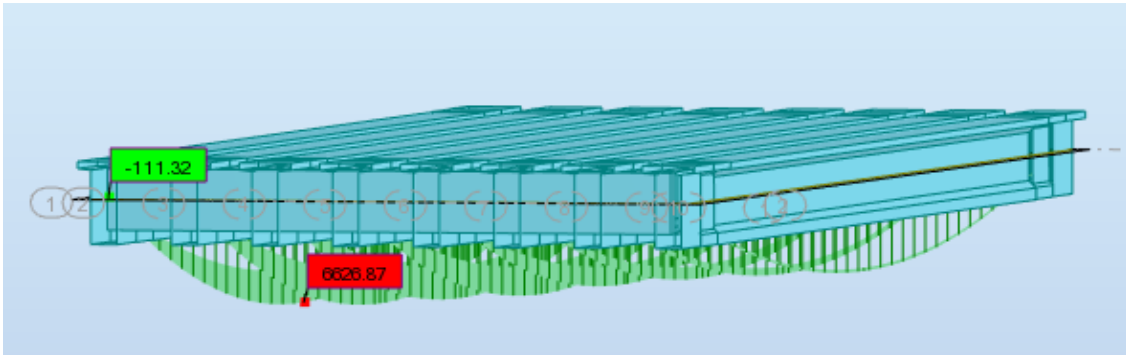


G+ 1,2BC3



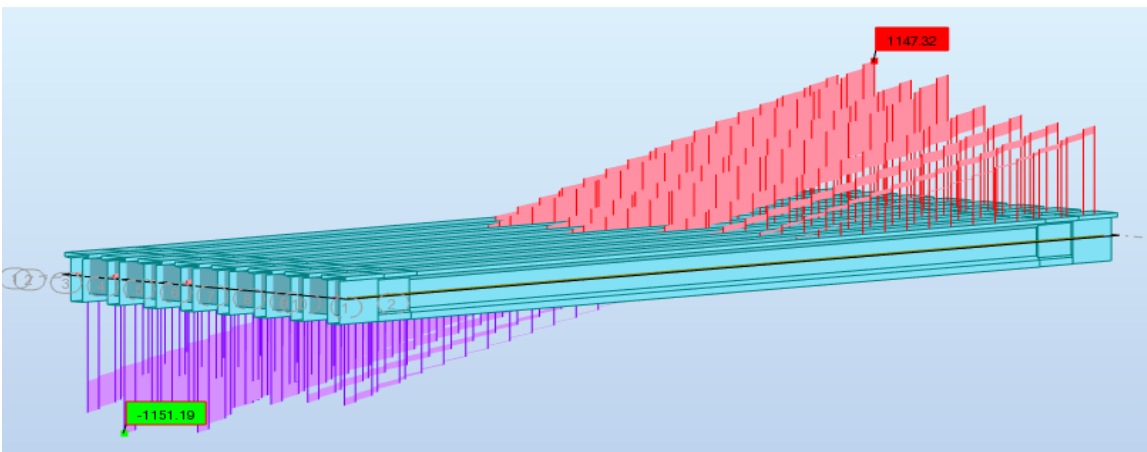
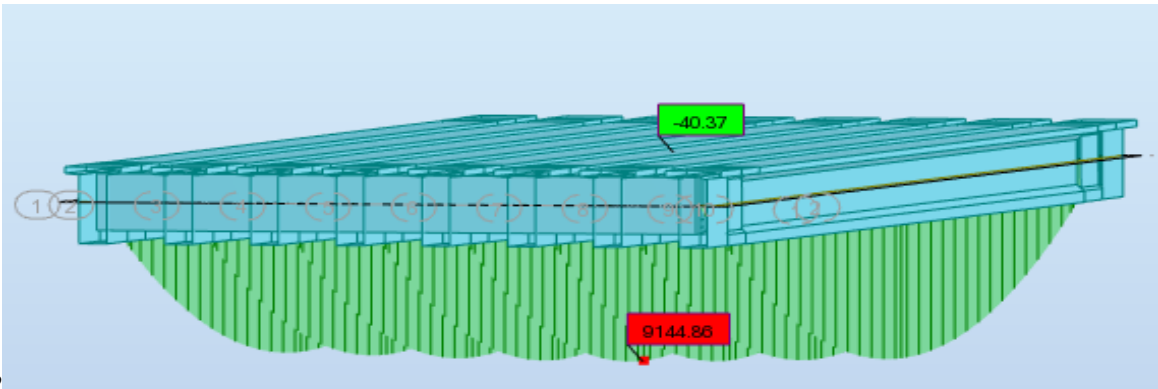
Annexe B : Modélisation et évaluation des efforts

G+MC120

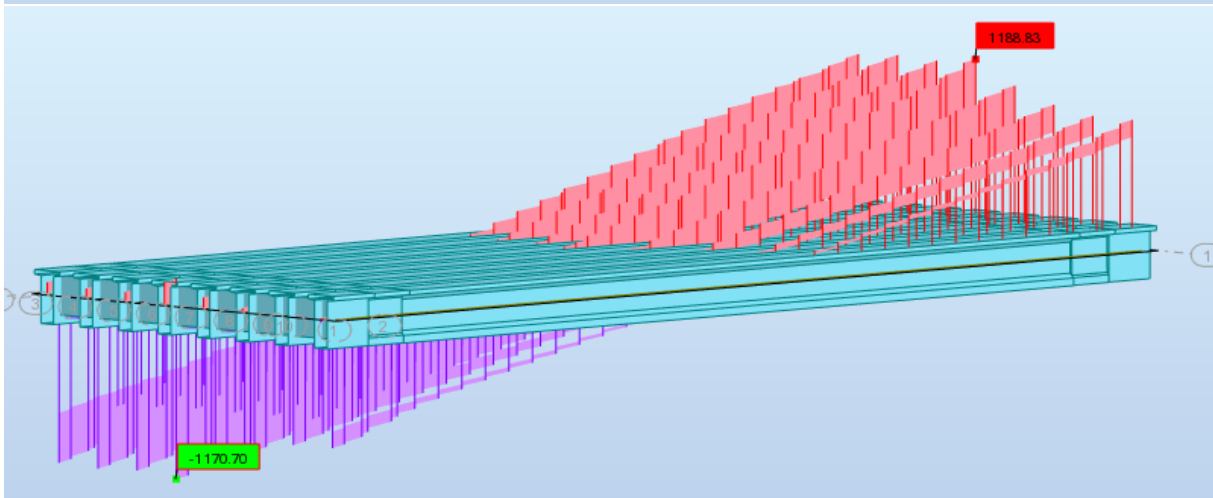
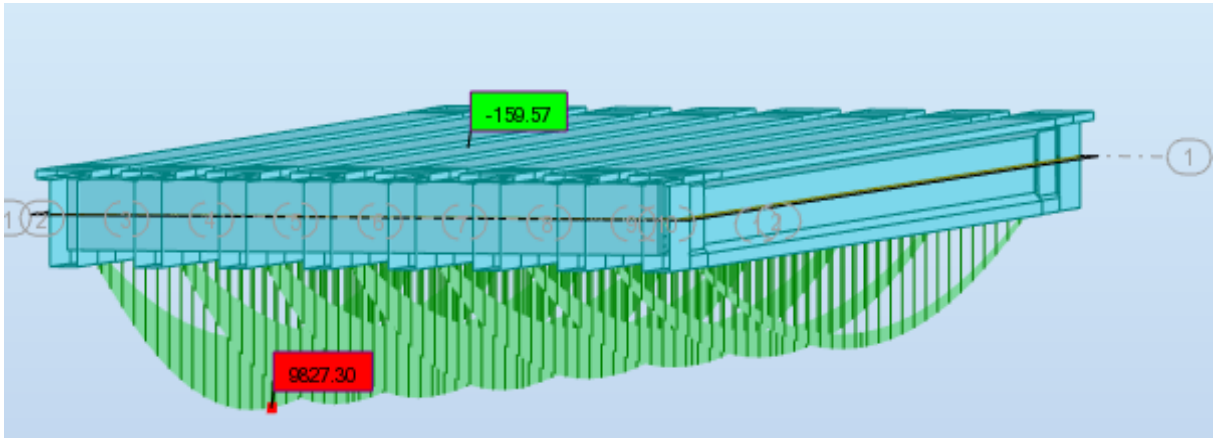


ELU :
1,35G+1,6AL3

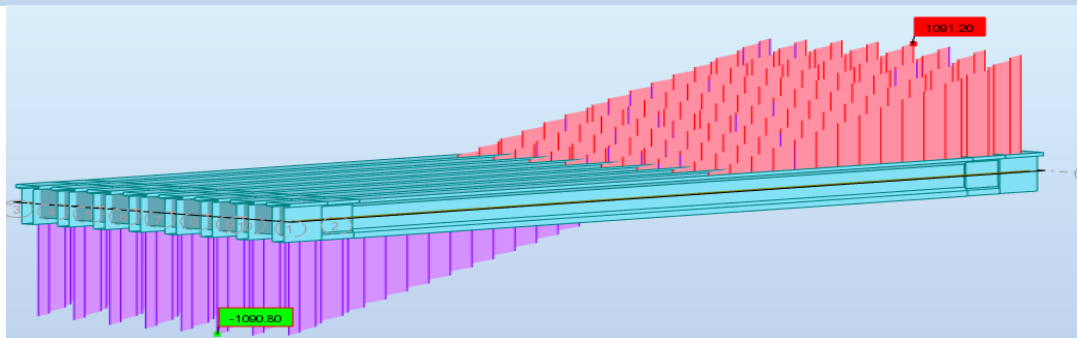
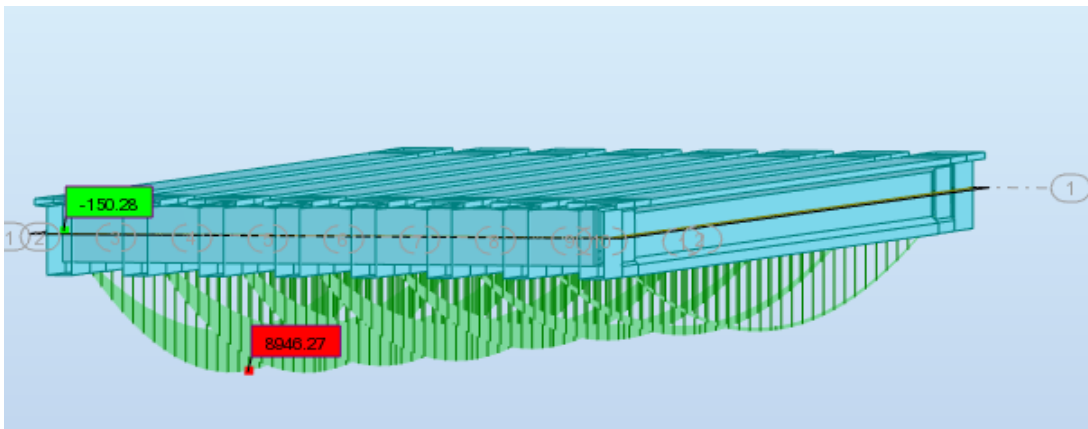
1,



Annexe B : Modélisation et évaluation des efforts



1,35G+1,35MC120



Annexe C : Ferrailages

Superstructure

➤ Ferrailage de l'hourdis

FERRAILLAGE NAPPE SUPERIEURE

Calcul de Section en Flexion Simple

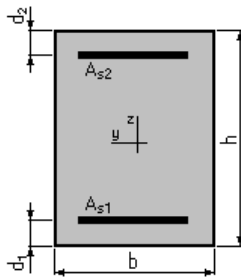
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

| | M_{\max} (kN*m) | M_{\min} (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 33,53 | 0,00 |
| Etat Limite de Service | 25,23 | 0,00 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|--------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 5,5$ (cm ²) | Section théorique | $A_{s2} = 0,0$ (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s\min} = 3,5$ (cm ²) | | |
| théorique | $\rho = 0,28$ (%) | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 0,17$ (%) | | |

Annexe C : Ferrailage

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 33,53$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0,01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 20,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Cas ELS $M_{\max} = 25,23$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0,01

Position de l'axe neutre: $y = 0,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 19,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

• FERRAILLAGES NAPPE INFÉRIEURE

Calcul de Section en Flexion Simple

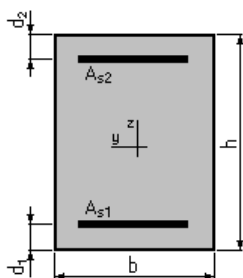
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

| | M_{\max} (kN*m) | M_{\min} (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 45,01 | 0,00 |
| Etat Limite de Service | 33,71 | 0,00 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

Annexe C : Ferrailage

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|---------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 7,4$ (cm ²) | Section théorique | $A_{s2} = 0,0$ (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s\ min} = 3,5$ (cm ²) | | |
| théorique | $\rho = 0,37$ (%) | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 0,17$ (%) | | |

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 45,01$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0,01 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 20,0$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,00$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Cas ELS $M_{\max} = 33,71$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 0,01
Position de l'axe neutre: $y = 0,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 19,9$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 27,5$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

➤ Ferrailage de l'entretoise

- Ferrailage de la nape supérieure

Calcul de Section en Flexion Simple

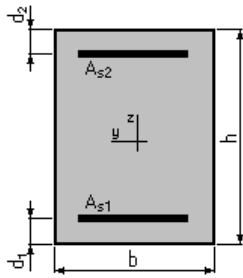
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

Annexe C : Ferrailage



$b = 36,0$ (cm)
 $h = 125,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

| | M_{\max} (kN*m) | M_{\min} (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0,00 | 0,00 |
| Etat Limite de Service | 522,54 | 0,00 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|---------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 19,4$ (cm ²) | Section théorique | $A_{s2} = 0,0$ (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s\ min} = 5,2$ (cm ²) | | |
| théorique | $\rho = 0,45$ (%) | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 0,12$ (%) | | |

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 522,54$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 36,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 107,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,3$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)

- **Ferrailage de la nape inferieur**

Calcul de Section en Flexion Simple

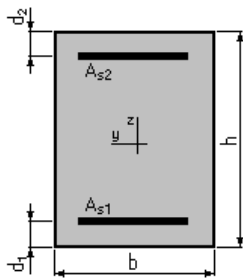
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Annexe C : Ferrailage

2. Section:



$b = 36,0$ (cm)
 $h = 125,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

| | M_{\max} (kN*m) | M_{\min} (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0,00 | 0,00 |
| Etat Limite de Service | 160,36 | 0,00 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|--------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 5,7$ (cm ²) | Section théorique | $A_{s2} = 0,0$ (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s\min} = 5,2$ (cm ²) | | |
| théorique | $\rho = 0,13$ (%) | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 0,12$ (%) | | |

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 160,36$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 21,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 112,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,7$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 22,1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\lim} = 250,0$ (MPa)

- Cadre transversale

Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

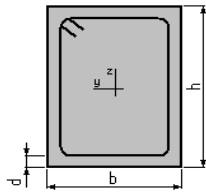
Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable

Annexe C : Ferrailage

- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 36,0$ (cm)
 $h = 125,0$ (cm)
 $d = 3,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

| Cas N ⁰ | Type | V (kN) | N (kN) |
|--------------------|------|--------|--------|
| 1. | ELU | 665,25 | 0,00 |

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,5$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 3,5$ (m)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,1$ (cm²)
Cadres: $1 \text{ } \varnothing 12$
Espacement : $S_t = 20,0$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $8 + 5*16 + 1*20 + 1*40$ (cm)

Infrastructure

Ferrailage de la pile

➤ Ferrailage du chevêtre (nappe supérieur) :

Calcul de Section en Flexion Simple

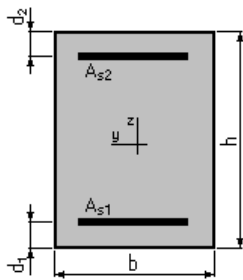
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Annexe C : Ferrailage

2. Section:



$$b = 350,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 175,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

| | M_{\max} (kN*m) | M_{\min} (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 3334,04 | 0,00 |
| Etat Limite de Service | 2475,24 | 0,00 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|---|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 61,6 \text{ (cm}^2\text{)}$ | Section théorique | $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum | $A_{s \min} = 59,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ | | |
| théorique | $\rho = 0,10 \text{ (\%)}$ | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$ | | |

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 3334,04 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,34 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 167,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,38 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 2475,24 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 27,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 160,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 18,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

➤ Ferrailage du chevêtre (nappe inférieure) :

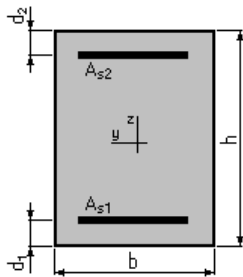
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 350,0$ (cm)
 $h = 175,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

| | M_{max} (kN*m) | M_{min} (kN*m) |
|------------------------------------|------------------|------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 1067,91 | 0,00 |
| Etat Limite de Service | 791,34 | 0,00 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0,00 | 0,00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|--|-------------------|-----------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 59,5$ (cm ²) | Section théorique | $A_{s2} = 0,0$ (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s\ min} = 59,5$ (cm ²) | | |
| théorique | $\rho = 0,10$ (%) | | |
| minimum | $\rho_{min} = 0,10$ (%) | | |

Analyse par Cas:

| | | | | |
|---------------------------|----------------------|--------|------------------|--------|
| Cas ELU | $M_{max} = 1067,91$ | (kN*m) | $M_{min} = 0,00$ | (kN*m) |
| Coefficient de sécurité: | 4,06 | | Pivot: A | |
| Position de l'axe neutre: | $y = 6,0$ | (cm) | | |
| Bras de levier: | $Z = 167,6$ | (cm) | | |
| Déformation du béton: | $\epsilon_b = 0,37$ | (‰) | | |
| Déformation de l'acier: | $\epsilon_s = 10,00$ | (‰) | | |
| Contrainte de l'acier: | | | | |

Annexe C : Ferrailage

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 791,34$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,03

Position de l'axe neutre: $y = 27,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 161,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 5,9$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

➤ ferrailage des fûts :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

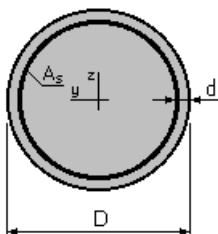
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 250,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN) | M_y (kN*m) | M_z (kN*m) |
|--------|------|---------|--------------|--------------|
| 1. | ELA | 7353,00 | 44010,00 | 0,00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 852,4$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 490,9$ (cm²) Section maximum $A_{s \text{ max}} = 2454,4$ (cm²)

théorique $r = 1,74$ (%)

minimum $r_{\text{min}} = 0,50$ (%) maximum $r_{\text{max}} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA **N = 7376,00 (kN)** **$M_y = 44001,00$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Pivot: B

Annexe C : Ferrailage

Position de l'axe neutre: $y = 80,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 204,3$ (cm)
Déformation du béton: $e_b = 3,50$ (‰)
Déformation de l'acier: $e_s = 7,05$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $s_s = 500,0$ (MPa)
comprimée: $s_s' = 500,0$ (MPa)

➤ Pieux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

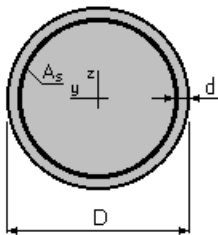
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120.0$ (cm)

$d = 10.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

| Cas N^0 | Type | N (kN) | M_y (kN*m) | M_z (kN*m) |
|-----------|------|----------|--------------|--------------|
| 1. | ELS | 1500.99 | 158.95 | 0.00 |
| 2. | ELA | -3512.55 | 198.78 | 0.00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113.1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113.1$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 565.5$ (cm²)

théorique $r = 1.00$ (%)

minimum $r_{\min} = 0.50$ (%)

maximum $r_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Annexe C : Ferrailage

Cas N^O 1: Type ELS **N = 1500.99 (kN)** **M_y = 158.95 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 8.33

Position de l'axe neutre: $y = 148.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 59.8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $s_b = 1.9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $s_s' = 27.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas N^O 2: Type ELA **N = -3512.55 (kN)** **M_y = 198.78 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.44 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = -0.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 0.0$ (cm)

Déformation du béton: $e_b = 0.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $e_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 500.0$ (MPa)

Ferrailage de la culée

➤ Mur frontal :

Calcul de Section en Flexion Composée

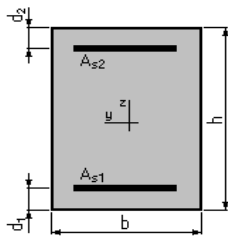
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

Annexe C : Ferrailage



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 160.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN) | M (kN*m) |
|--------|------|--------|----------|
| 1. | ELS | 783.51 | 633.92 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|---------------------------|--|-------------------|---|
| Section théorique | $A_{s1} = 16.0$ (cm ²) | Section théorique | $A_{s2} = 16.0$ (cm ²) |
| Section minimum théorique | $A_{s\ min} = 32.0$ (cm ²) | Section maximum | $A_{s\ max} = 800.0$ (cm ²) |
| minimum | $\rho = 0.20$ (%) | maximum | $\rho_{\ max} = 5.00$ (%) |
| | $\rho_{\ min} = 0.20$ (%) | | |

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 783.51 (kN) M = 633.92 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.58
Position de l'axe neutre: $y = 58.7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 135.4$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.9$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 12.2$ (MPa)
comprimée: $\sigma'_s = 26.5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

➤ Mur en retour (vertical)

Calcul de Section en Flexion Composée

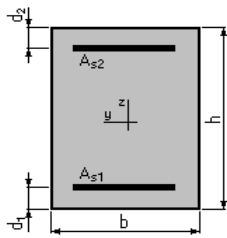
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Annexe C : Ferrailage

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 60.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN) | M (kN*m) |
|--------|------|--------|----------|
| 1. | ELS | 34.84 | 292.50 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|--|-------------------|---|
| Section théorique | $A_{s1} = 22.7$ (cm ²) | Section théorique | $A_{s2} = 22.7$ (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s\ min} = 12.8$ (cm ²) | Section maximum | $A_{s\ max} = 300.0$ (cm ²) |
| théorique | $\rho = 0.76$ (%) | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 0.21$ (%) | maximum | $\rho_{\max} = 5.00$ (%) |

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 34.84 (kN) M = 292.50 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = 14.9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 50.0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6.2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 61.8$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

➤ Mur en retour (horizontal)

Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

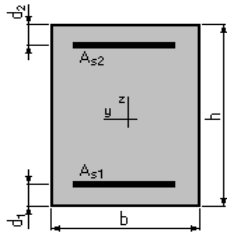
Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable

Annexe C : Ferrailage

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$\begin{aligned} b &= 100.0 && (\text{cm}) \\ h &= 60.0 && (\text{cm}) \\ d_1 &= 5.0 && (\text{cm}) \\ d_2 &= 5.0 && (\text{cm}) \end{aligned}$$

3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | N (kN) | M (kN*m) |
|--------|------|--------|----------|
| 1. | ELS | 26.00 | 321.99 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|--|-------------------|---|
| Section théorique | $A_{s1} = 25.3 \text{ (cm}^2\text{)}$ | Section théorique | $A_{s2} = 25.3 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum | $A_{s \text{ min}} = 12.8 \text{ (cm}^2\text{)}$ | Section maximum | $A_{s \text{ max}} = 300.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| théorique | $\rho = 0.84 \text{ (\%)}$ | | |
| minimum | $\rho_{\text{min}} = 0.21 \text{ (\%)}$ | maximum | $\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$ |

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 26.00 (kN) M = 321.99 (kN*m)

| | |
|---------------------------|-----------------------------------|
| Coefficient de sécurité: | 1.00 |
| Position de l'axe neutre: | $y = 15.3 \text{ (cm)}$ |
| Bras de levier: | $Z = 49.9 \text{ (cm)}$ |
| Contrainte maxi du béton: | $\sigma_b = 6.4 \text{ (MPa)}$ |
| Contrainte limite: | $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$ |

| | |
|-------------------------------|--|
| Contrainte de l'acier: | |
| tendue: | $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$ |
| comprimée: | $\sigma'_s = 65.1 \text{ (MPa)}$ |
| Contrainte limite de l'acier: | $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$ |

➤ Dalle de transition

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

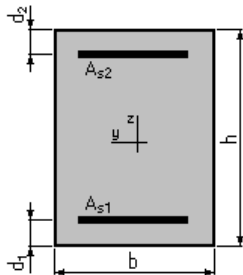
Annexe C : Ferrailage

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

| | M_{\max} (kN*m) | M_{\min} (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0.00 | 0.00 |
| Etat Limite de Service | 68.04 | 0.00 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0.00 | 0.00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|--|-------------------|--------------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 12.2 \text{ (cm}^2\text{)}$ | Section théorique | $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Section minimum | $A_{s \min} = 3.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ | | |
| théorique | $\rho = 0.49 \text{ (\%)}$ | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 0.12 \text{ (\%)}$ | | |

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 68.04$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 7.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22.4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7.7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$

➤ Corbeau :

Calcul d'une Section Comprimée

Annexe C : Ferrailage

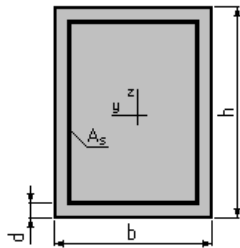
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Forces:

| | N (kN) |
|------------------------------------|--------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0.00 |
| Etat Limite de Service | 68.04 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0.00 |

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

| | | | | | |
|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| Section brute | $B = 4000.0$ | (cm ²) | Section réduite | $B_r = 3724.0$ | (cm ²) |
| Long flambement | $l_{fy} = 3.0$ | (m) | Long flambement | $l_{fz} = 3.0$ | (m) |
| Inertie | $I_y = 533333.3$ | (cm ⁴) | Inertie | $I_z = 3333333.3$ | (cm ⁴) |
| Rayon de giration | $i_y = 11.5$ | (cm) | Rayon de giration | $i_z = 28.9$ | (cm) |
| Elancement | $\lambda_y = 26.0$ | | Elancement | $\lambda_z = 10.4$ | |
| | $\alpha = 0.00$ | | N_u (béton seul) | $= 0.00$ | (kN) |

Béton:

$$\sigma \text{ (ELS)} = 0.2 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

| | | |
|-------------------|-----------------------------|--------------------|
| Section théorique | $A_s = 11.2$ | (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s \text{ min}} = 11.2$ | (cm ²) |
| Section maximum | $A_{s \text{ max}} = 200.0$ | (cm ²) |
| théorique | $\rho = 0.42$ | (%) |
| minimum | $\rho_{\text{min}} = 0.28$ | (%) |

Annexe C : Ferrailage

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

➤ Mur garde grêve

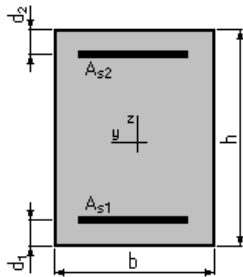
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 35.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

| | M_{\max} (kN*m) | M_{\min} (kN*m) |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0.00 | 0.00 |
| Etat Limite de Service | 129.90 | 0.00 |
| Etat Limite Ultime (Accidentel) | 0.00 | 0.00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

| | | | |
|-------------------|--------------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Section théorique | $A_{s1} = 19.7$ (cm ²) | Section théorique | $A_{s2} = 0.0$ (cm ²) |
| Section minimum | $A_{s\min} = 3.4$ (cm ²) | | |
| théorique | $\rho = 0.66$ (%) | | |
| minimum | $\rho_{\min} = 0.11$ (%) | | |

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 129.90$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: $y = 10.7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 26.4$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9.2$ (MPa)

Annexe C : Ferrailage

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

➤ Pieux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

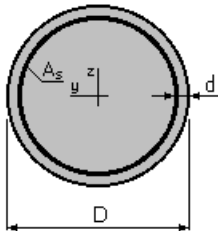
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120.0$ (cm)

$d = 10.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

| Cas N ^O | Type | N (kN) | M _y (kN*m) | M _z (kN*m) |
|--------------------|------|---------|-----------------------|-----------------------|
| 1. | ELS | 1421.35 | 905.37 | 0.00 |
| 2. | ELU | 1772.79 | 1495.58 | 0.00 |

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113.1$ (cm²)

Annexe C : Ferrailage

Section minimum $A_{S \min} = 113.1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum $A_{S \max} = 565.5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique $r = 1.00 \text{ (\%)}$
minimum $r_{\min} = 0.50 \text{ (\%)}$ maximum $r_{\max} = 5.00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS **$N = 1421.35 \text{ (kN)}$** **$M_y = 905.37 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = 0.00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 2.04

Position de l'axe neutre: $y = 53.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 87.5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 7.8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 122.6 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s_s' = 94.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$s_s \text{ lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$

Cas N^O 2: Type ELU **$N = 1772.79 \text{ (kN)}$** **$M_y = 1495.58 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = 0.00 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 2.06 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 48.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 87.1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $e_b = 3.50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $e_s = 4.50 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s_s' = 434.8 \text{ (MPa)}$

➤ **Pieux (critique) :**

Calcul de Section à l'effort Tranchant

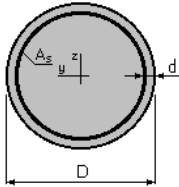
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$ **Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$**

Annexe C : Ferrailage

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$$D = 120.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 10.0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

| Cas N ^o | Type | V (kN) | N (kN) |
|--------------------|------|--------|---------|
| 1. | ELS | 258.45 | 1421.35 |
| 2. | ELU | 426.94 | 1772.79 |

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.8 \text{ (MPa)}$
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2.7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3.1 \text{ (cm}^2\text{)}$
Cadres: $2 \text{ } \varnothing 14$
Espacement : $S_t = 10.5 \text{ (cm)}$
Espacement maximum : $S_{t,max} = 15.0 \text{ (cm)}$

➤ Pieux (courante) :

Calcul de Section à l'effort Tranchant

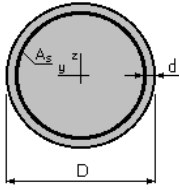
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :

Annexe C : Ferrailage



$$D = 120.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 10.0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

| Cas N ^o | Type | V (kN) | N (kN) |
|--------------------|------|--------|---------|
| 1. | ELS | 258.45 | 1421.35 |
| 2. | ELU | 426.94 | 1772.79 |

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.8 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2.7 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres: $2 \text{ } \varnothing 14$

Espacement : $S_t = 30.0 \text{ (cm)}$

Espacement maximum : $S_{t,max} = 30.0 \text{ (cm)}$



Annexe 3

Tableau de dimensions
en zone sismique
en plan courantes

Appareil d'appui de type B avec e = demi-feuillet

Enrobage par 2 demi feuillets, $T_q < a/3$ et $T_{s_{max}} < 300$ mm

| Dimensions | | Epaisseur des feuillets en mm | | | | | |
|------------|-----|-------------------------------|---|----|----|----|----|
| a | b | 6 | 8 | 10 | 12 | 16 | 20 |
| 100 | 150 | x | x | | | | |
| 100 | 200 | x | x | | | | |
| 150 | 200 | x | x | | | | |
| 150 | 250 | x | x | | | | |
| 150 | 300 | | x | | | | |
| 200 | 200 | | x | | | | |
| 200 | 250 | | x | x | | | |
| 200 | 300 | | x | x | | | |
| 200 | 350 | | x | x | | | |
| 200 | 400 | | x | x | | | |
| 250 | 250 | | x | | | | |
| 250 | 300 | | x | x | | | |
| 250 | 350 | | x | x | | | |
| 250 | 400 | | x | x | | | |
| 300 | 300 | | | x | | | |
| 300 | 350 | | | x | x | | |
| 300 | 400 | | | x | x | | |
| 300 | 450 | | | x | x | | |
| 300 | 500 | | | x | x | | |
| 300 | 550 | | | x | x | | |
| 300 | 600 | | | x | x | | |
| 350 | 350 | | | x | | | |
| 350 | 400 | | | x | | | |
| 350 | 450 | | | x | | | |

| Dimensions | | Epaisseur des feuillets en mm | | | | | |
|------------|-----|-------------------------------|---|----|----|----|----|
| a | b | 6 | 8 | 10 | 12 | 16 | 20 |
| 350 | 500 | | | | | x | |
| 350 | 550 | | | | | x | x |
| 350 | 600 | | | | | x | x |
| 400 | 400 | | | | | x | x |
| 400 | 450 | | | | | x | x |
| 400 | 500 | | | | | x | x |
| 400 | 550 | | | | | | x |
| 400 | 600 | | | | | | x |
| 450 | 500 | | | | | x | x |
| 450 | 550 | | | | | | x |
| 450 | 600 | | | | | | x |
| 500 | 500 | | | | | x | |
| 500 | 550 | | | | | | x |
| 500 | 600 | | | | | x | x |
| 500 | 650 | | | | | x | x |
| 500 | 700 | | | | | x | x |
| 600 | 600 | | | | | x | x |
| 600 | 650 | | | | | x | x |
| 600 | 700 | | | | | x | x |
| 700 | 700 | | | | | x | x |
| 700 | 800 | | | | | | x |
| 700 | 900 | | | | | | x |
| 800 | 800 | | | | | | x |
| 800 | 900 | | | | | | x |
| 900 | 900 | | | | | | x |

Annexe D : Tableaux d'étude de la pile

➤ ETUDE STATIQUE DE LA PILE

1-Evaluation des effort fondation

Evaluation des efforts pour 2 Travée chargée

| Désig | N (KN) | H (KN) | I_{FV}/o (x/o) | $I_{FH}/O/a$ (y/a,o) | M_{FV}/o | M_{FH}/o |
|-----------|----------|--------|---------------------|-------------------------|------------|------------|
| Semelle | 7800,00 | / | 0,00 | 1,25 | 0,00 | / |
| Fûts | 7465,33 | / | 0,00 | 12,65 | 0,00 | / |
| Chevetre | 2028,91 | / | 0,00 | 23,68 | 0,00 | / |
| G Tablier | 9841,90 | / | 0,00 | 24,55 | 0,00 | / |
| Hf+r | / | 304,84 | / | 24,55 | / | 7483,75 |
| HT° | / | 90,39 | / | 24,55 | / | 2219,02 |
| Somme | 27136,13 | 359,07 | / | / | 0,00 | 8815,16 |
| (Al) | 2212,80 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| (Bc) | 1586,81 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| Mc120 | 1141,03 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| D240 | 2114,12 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| ST | 0,00 | / | 0,00 | / | 0,00 | / |
| Al | / | 154,31 | / | 24,55 | / | 3788,31 |
| Bc | / | 150,00 | / | 24,55 | / | 3682,50 |

A P'ELS

| | N | H | MH | MV | ΔM | R ₁ | R ₂ | R ₃ |
|-------------------|----------|--------|----------|------|------------|----------------|----------------|-------------------|
| G+0,6*T | 27136,13 | 359,07 | 8815,16 | 0,00 | 8815,16 | 2261,34 | 1649,18 | 2873,50796 |
| G+1.2Al+ST | 29791,49 | 544,24 | 13361,12 | 0,00 | 13361,12 | 2482,62 | 1554,77 | 3410,47999 |
| G+1.2Bc+ST | 29040,30 | 539,07 | 13234,16 | 0,00 | 13234,16 | 2420,03 | 1500,99 | 3339,06381 |
| G+Mc120 | 28277,16 | 359,07 | 8815,16 | 0,00 | 8815,16 | 2356,43 | 1744,27 | 2968,59375 |
| G+D240 | 29250,25 | 359,07 | 8815,16 | 0,00 | 8815,16 | 2437,52 | 1825,36 | 3049,68443 |

Annexe D : Détails de l'étude de la pile et la culée

A L'ELU

| | N | H | MH | MV | ΔM | R ₁ | R ₂ | R ₃ |
|--------------------------|----------|--------|----------|------|------------|----------------|----------------|------------------|
| 1,35G+0,9T | 36633,78 | 492,88 | 12100,17 | 0,00 | 12100,17 | 3052,81 | 2212,52 | 3893,1046 |
| 1.35G+1.6AI+1.6ST | 40174,25 | 739,77 | 18161,46 | 0,00 | 18161,46 | 3347,85 | 2086,64 | 4609,0673 |
| 1.35G+1.26B+1.6ST | 39172,67 | 732,88 | 17992,17 | 0,00 | 17992,17 | 3264,39 | 2014,93 | 4513,8457 |
| 1.36G+1.35Mc120 | 39487,84 | 492,88 | 12100,17 | 0,00 | 12100,17 | 3290,65 | 2450,36 | 4130,9428 |
| 1.35G+1.35D240 | 36633,78 | 492,88 | 12100,17 | 0,00 | 12100,17 | 3052,81 | 2212,52 | 3893,1046 |

| | | | |
|-------------------------|---------------------------|--------------------------|---|
| B= | 9,6 m | | |
| R_{min}= | $(N/n)-\{My_i / Sy_i^2\}$ | | |
| R_{max}= | $(N/n)+\{My_i / Sy_i^2\}$ | | |
| n= | 12 | | |
| y₁= | 0 | Nbre de pieux par file1= | 4 |
| y₂= | 3,6 | Nbre de pieux par file2= | 4 |
| y₃= | -3,6 | Nbre de pieux par file3= | 4 |

2-Calcul des fûts:

CN à L'ELS

| | N | H | MH | MV | ΔM |
|-------------------|----------|--------|----------|------|------------|
| G | 19336,13 | 359,07 | 7917,48 | 0,00 | 7917,48 |
| G+1.2AI+ST | 21991,49 | 544,24 | 12000,52 | 0,00 | 12000,52 |
| G+1.2Bc+ST | 21240,30 | 539,07 | 11886,48 | 0,00 | 11886,48 |
| G+Mc120 | 20477,16 | 359,07 | 7917,48 | 0,00 | 7917,48 |
| G+D240 | 21450,25 | 359,07 | 7917,48 | 0,00 | 7917,48 |

Annexe D : Détails de l'étude de la pile et la culée

CN A L'ELU

| | N | H | MH | MV | ΔM |
|--------------------------|----------|--------|----------|------|-----------------|
| 1,35G | 26103,78 | 203,37 | 10867,98 | 0,00 | <u>10867,98</u> |
| 1.35G+1.6AI+1.6ST | 29644,25 | 450,27 | 16312,03 | 0,00 | 16312,03 |
| 1.35G+1.26B+1.6ST | 28642,67 | 443,37 | 16159,98 | 0,00 | 16159,98 |
| 1.36G+1.35Mc120 | 28957,84 | 203,37 | 10867,98 | 0,00 | 10867,98 |
| 1.35G+1.35D240 | 26103,78 | 203,37 | 10867,98 | 0,00 | 10867,98 |

➤ EVALUATION SISMIQUE DE LA PILE :

• Base de la pile :

1. Évaluations des actions

Sismiques :

| Dés | N (MN) | V _L (MN) | V _T (MN) | I _{FV} /o (x/o) | I _{FH} /O/a (y/a,o) | M _{FV} /o | M _{FHL} /o | M _{FHT} /o |
|-------------|--------|---------------------|---------------------|-----------------------------|---------------------------------|--------------------|---------------------|---------------------|
| Pile | 4,07 | 4,04 | 6,40 | 0,00 | 10,15 | 0,00 | 41,1 | 64,99 |
| Séis Tab | 6,42 | 4,99 | 5,38 | 0,00 | 20,30 | 0,00 | 101,27 | 109,25 |

2. Combinaisons des directions :

$$E1 = E_L + 0,3 (E_T + E_V)$$

$$E2 = E_T + 0,3 (E_L + E_V)$$

$$E3 = E_V + 0,3 (E_L + E_T)$$

Annexe D : Détails de l'étude de la pile et la culée

| | E _L | E _T | E _V | E ₁ | E ₂ | E ₃ |
|---------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| V_L (MN) | 6,42 | 0,00 | 0,00 | 6,42 | 1,93 | 1,93 |
| V_T(MN) | 0,00 | 8,36 | 0,00 | 2,51 | 8,36 | 2,51 |
| M_L | 109,28 | 0,00 | 0,00 | 109,28 | 32,78 | 32,78 |
| M_T | 0,00 | 125,63 | 0,00 | 37,69 | 125,63 | 37,69 |
| N (MN) | 0,00 | 0,00 | 7,61 | 2,28 | 2,28 | 7,61 |

3. Efforts provenant du Tablier :

| | R _{max} | R _{min} |
|--------------------------|------------------|------------------|
| N (MN) | 10,28 | 10,07 |
| V(MN) | 0,37 | 0,37 |
| M_L(MN) | 7,55 | 7,53 |

4. Efforts provenant de la pile :

| Désig | N (MN) |
|-----------------------|--------|
| Fûts | 7,47 |
| Chevetre | 2,03 |
| PP_p | 9,49 |

5. Combinaisons d'action au pied de la pie

| | E ₁ | E ₂ | E ₃ | E ₄ | E ₅ | E ₆ |
|---------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| V_L (MN) | 6,79 | 2,30 | 2,30 | 6,05 | 1,56 | 1,56 |
| V_T(MN) | 2,51 | 8,36 | 2,51 | 2,51 | 8,36 | 2,51 |
| M_L | 45,24 | 132,05 | 45,24 | 30,16 | 118,10 | 30,16 |
| M_T | 37,69 | 125,63 | 37,69 | 37,69 | 125,63 | 37,69 |
| N (MN) | 22,06 | 22,06 | 27,38 | 17,50 | 17,50 | 12,17 |

Effort par Fut = Effort total / Nombre de futs

Annexe D : Détails de l'étude de la pile et la culée

- Effort base de fondation :

1- Évaluations des actions Sismiques :

| Dés | N (MN) | V _L (MN) | V _T (MN) | /FV/o (x/o) | /FH/O/a (y/a,o) | M _{FV/o} | M _{FHL/o} | M _{FHT/o} |
|----------|--------|---------------------|---------------------|-------------|-----------------|-------------------|--------------------|--------------------|
| Pile | 4,07 | 4,04 | 6,40 | 0,00 | 12,65 | 0,00 | 51,2 | 81,00 |
| Séis Tab | 6,42 | 4,99 | 5,38 | 0,00 | 22,80 | 0,00 | 113,74 | 122,70 |

3- Combinaisons d'action au pied de la pile :

| | E ₁ | E ₂ | E ₃ | E ₄ | E ₅ | E ₆ |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| V _L (MN) | 7,08 | 2,39 | 2,39 | 6,34 | 1,64 | 1,64 |
| V _T (MN) | 2,58 | 8,59 | 2,58 | 2,58 | 8,59 | 2,58 |
| M _L | 52,59 | 155,53 | 52,59 | 35,64 | 138,57 | 35,64 |
| M _T | 44,11 | 147,05 | 44,11 | 44,11 | 147,05 | 44,11 |
| N (MN) | 22,65 | 22,65 | 27,99 | 18,08 | 18,08 | 12,74 |

6- Actions sur les pieux

$$R_3 = (N/n) - \{My_i / \sum y_i^2\}$$

$$R_1 = (N/n) + \{My_i / \sum y_i^2\}$$

$$R_2 = (N/n)$$

$$N = 12$$

| | | | |
|------------------|------|--------------------------|---|
| y ₁ = | 3,6 | nbre de pieux par file1= | 4 |
| y ₂ = | 0 | nbre de pieux par file2= | 4 |
| y ₃ = | -3,6 | nbre de pieux par file3= | 4 |

| | ELA | | | M _L | N (MN) |
|----|---------------------|---------------------|---------------------|----------------|--------|
| | R ₁ (KN) | R ₂ (KN) | R ₃ (KN) | | |
| E1 | 3,71 | 1,89 | 0,06 | 52,59 | 22,65 |
| E2 | 7,29 | 1,89 | -3,51 | 155,53 | 22,65 |
| E3 | 4,16 | 2,33 | 0,51 | 52,59 | 27,99 |
| E4 | 2,74 | 1,51 | 0,27 | 35,64 | 18,08 |
| E5 | 6,32 | 1,51 | -3,31 | 138,57 | 18,08 |
| E6 | 2,30 | 1,06 | -0,18 | 35,64 | 12,74 |

Annexe D : Détails de l'étude de la pile et la culée

➤ ETUDE DE LA CULEE

• Charges sur culée :

○ Poids propre du mur garde-grève :

$$PMGG = \gamma_b \times e \times H \times L = 301,44 \text{ KN} \Rightarrow PMGG = 301,44 \text{ KN}$$

Avec : γ poids volumique du béton ($\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$).

○ Poids de mur frontal :

$$PMF = \gamma_b \times H \times e \times L = 2448,60 \text{ KN} \Rightarrow PMF = 2448,60 \text{ KN}.$$

○ Poids propre du mur en retour :

$$PMR = \gamma_b \times e \times S = 456 \text{ KN}$$

Avec : $S = 30,4 \text{ m}^2$ (mesurer avec autocad).

○ Poids de la dalle de transition :

$$Pdtr = \gamma_b \times e \times H \times L = 25 \times 0,3 \times 11 \times 6 = 189 \text{ KN} \Rightarrow Pdtr = 189 \text{ KN}.$$

○ Poids du corbeau :

$$PCR = \gamma_b \times e \times S = 75,9 \text{ KN} \Rightarrow PCR = 75,9 \text{ KN}; \text{ Avec } S = 0,24 \text{ m}^2$$

○ Poids de la semelle :

$$Psemelle = \gamma_b \times e \times H \times L = 5724 \text{ KN} \Rightarrow Psemelle = 5724 \text{ KN}.$$

• Poids des terres

○ Sur la dalle de transition :

$$P = \gamma \times S \times L = 416,69 \text{ KN} \Rightarrow P = 416,69 \text{ KN}. \quad S = 3,66 \text{ m}^2$$

γ : Poids volumique de remblai ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$).

$L = 12,6 \text{ m}$ (longueur de la dalle de transition).

○ Sur la semelle :

$$P = \gamma \times S \times L = 4884,17 \text{ KN} \Rightarrow P = 4884,17 \text{ KN}.$$

$S = 21,45 \text{ m}^2$ (largeur de la semelle à droite du mur frontal).

$L = 12,65 \text{ m}$ (longueur suivant laquelle les charges sont posées, longueur corbeau)

• Calcul de la poussée des terres

Le mur garde-grève, le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées comme il est montré sur le schéma suivant :

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_r) H^2 k_{ad}$$

Avec :

K_{ad} : coefficient de poussée des terres.

γ : poids volumique de remblai.

Annexe E : Détails de l'étude de la culée

H : la hauteur totale du (terres Dalle de transition et le mur frontal et la semelle).

$$F_{\text{poussée mur frontal}} \text{ (KN)} = 0.5 \times 18 \times 6,1^2 \times 0,33 \times 12,65 = 1398 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{mur frontal}} = 5358 \text{ KN.m}$$

$$F_{\text{poussée sur semelle}} \text{ (KN)} = 1,8 \times 18 \times 13,25 \times 0,33 \times 6,7 + 1,8^2 \times 0,33 \times 18 \times 13,25/2 = 1076,68 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{mur frontal}} = 969,02 \text{ KN.m}$$

$$F_{\text{poussée sur DDT}} \text{ (KN)} = 0.5 \times 18 \times 0,7^2 \times 0,33 \times 12,65 = 18,41 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{mur frontal}} = 146,05 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la poussée des surcharges de remblai**

La surcharge additive sur le remblai $q = 10 \text{ KN/m}^2$ est reprise par les éléments (mur garde grève ; mur frontal ; semelle).

Surcharges sera déterminée par la formule suivante :

$$P = K_{ad} \times q \times h.$$

$$F_{ad} = K_{ad} \times q \times h \times L. \quad K_{ad} : \text{coefficient de poussé des terres.}$$

h: hauteur de la culée.

$$F_{ad} = K_{ad} \times q \times h \times L = 0,33 \times 10 \times 8,56 \times 12,65 = 357,34 \text{ KN}$$

- **Calcul du poids des surcharges de remblai**

La surcharge additive sur le remblai $q = 10 \text{ KN/m}^2$ et son poids et égale à :

$$P = q \times L \times E = 506 \text{ KN} \Rightarrow M = 1623,25 \text{ KN.m}$$

➤ **ETUDE STATIQUE**

Les combainisons de charges:

| | | N | H | M_H | M_v | ΔM |
|------------|-------------------|-------------|-------------|----------------------|----------------------|---------------|
| | | (KN) | (KN) | (KN.m) | (KN.m) | (KN.m) |
| ELS | G+0.6T | 19416.74 | 2607.29 | -8708.01 | 14792.84 | 6084.83 |
| | G++0.6T+1.2Q | 20023.94 | 3036.09 | - | 16740.74 | 6231.75 |
| | G+0.6T+1.2A(l)+ST | 21445.72 | 2792.99 | -9900.23 | 14282.97 | 4382.74 |
| | G+0.6T+1.2Bc+ST | 21217.71 | 2787.288 | -9863.61 | 14339.98 | 4476.37 |
| | G+0.6T+Mc120 | 20501.71 | 2607.29 | -8708.01 | 14521.60 | 5813.59 |
| | G+0.6T+D240 | 21195.57 | 2607.29 | -8708.01 | 14348.14 | 5640.13 |

Annexe E : Details de l'étude de la culée

| | | N | H | M _H | M _V | ΔM |
|-----|-------------------------|----------|---------|----------------|----------------|----------|
| | | (KN) | (KN) | (KN.m) | (KN.m) | (KN.m) |
| | 1.35G+0.9T | 26212.60 | 3523.00 | -9750.03 | 19970.34 | 10220.31 |
| ELU | 1.35G++0.9T+1.6Q | 27022.20 | 5327.79 | - 15563.84 | 29557.15 | 13993.31 |
| | 1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST) | 38106.32 | 5003.66 | - 14752.17 | 26280.13 | 11527.96 |
| | 1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST) | 37802.30 | 4996.05 | - 14703.34 | 26356.14 | 11652.80 |
| | 1.35G+0.9T+1.35Mc120 | 36851.72 | 3523.00 | -9750.03 | 26593.78 | 16843.75 |
| | 1.35G+0.9T+1.35D240 | 37788.43 | 3523.00 | -9750.03 | 26359.60 | 16609.58 |

1- Evalutaion des charges Statiques

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M _{FV/o} | M _{FH/o} |
|--------------------------|-----------|--------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| Semelle | 5724 | / | 0 | 0.9 | 0 | / |
| Mur F | 2448.6 | / | 0 | 4.1 | 0 | / |
| DDT | 189 | / | 1 | 7.8 | 189 | / |
| Mur en R | 456 | / | 3.24 | 5.69 | 1477.44 | / |
| Corbeau | 75.9 | / | 0.98 | 7.5 | 74.382 | / |
| MGG | 301.4375 | / | 0.63 | 7.5 | 189.90563 | / |
| Poids des Terres Amot | 4884.165 | / | 2.8 | 4.49 | 13675.662 | / |
| Poids des T sur DDT | 416.691 | / | 1 | 7.8 | 416.691 | / |
| Somme | 14495.794 | 0 | / | / | 16023.081 | 0 |
| Rg | 4920.94 | / | -0.25 | / | -1230.23 | / |
| R(AI) | 329.41 | / | -0.25 | / | -82.35 | / |
| Rbc | 291.41 | / | -0.25 | / | -72.85 | / |
| RMc120 | 216.99 | / | -0.25 | / | -54.25 | / |
| RD240 | 355.76 | / | -0.25 | / | -88.94 | / |
| RST | 0.00 | / | -0.25 | / | 0.00 | / |
| Hf+r | / | 152.42 | / | -6.42 | / | -978.53 |
| HT° | / | 18.08 | / | -6.42 | / | -116.06 |
| Frein AI | / | 30.86 | / | -6.42 | / | -198.13 |
| Frein Bc | / | 30.00 | / | -6.42 | / | -192.60 |

Annexe E : Détails de l'étude de la culée

Combinaison: G+0.2Q+0.4T

| | N (kN) | V (kN) | M (Kn.m) |
|-------|----------|--------|----------|
| R max | 14851.56 | 201.36 | 13451.41 |
| R min | 14712.79 | 200.50 | 13411.19 |

2- Evaluation des charges Sismiques :

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes :

1^{ème} cas : cas de séisme « horizontal : $1+k_v$ »

2^{ème} cas : cas de séisme « horizontal : $1-k_v$ »

3^{ème} cas : cas de séisme « vertical »

| | |
|--------------------------|-------|
| $\gamma(\text{kN/m}^3)$ | 18.00 |
| $\varphi^\circ=$ | 30.00 |
| $ka=$ | 0.33 |
| $k_h =$ | 0.25 |
| $k_v=$ | 0.075 |
| $\theta_1^\circ (1+K_v)$ | 13.09 |
| $\theta_2^\circ (1-K_v)$ | 15.12 |
| $K_{ad} (1+k_v)$ | 0.50 |
| $K_{ad} (1-k_v)$ | 0.54 |

$$k_H = A$$

$$k_V = 0,3k_H$$

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{k_H}{1 \pm k_v}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \cdot \cos\theta}} \right]^2}$$

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) | MFV/o | MFH/o |
|--------------------------|--------|---------|----------|----------|---------|---------|
| Semelle | 429.30 | 1431.00 | 0.00 | 0.90 | 0.00 | 1287.90 |
| Mur F | 183.65 | 612.15 | 0.00 | 4.10 | 0.00 | 2509.82 |
| DDT | 14.18 | 47.25 | 1.00 | 7.80 | 14.18 | 368.55 |
| Mur en R | 34.20 | 114.00 | 3.24 | 5.69 | 110.81 | 648.66 |
| Corbeau | 5.69 | 18.98 | 0.98 | 7.50 | 5.58 | 142.31 |
| MGG | 22.61 | 75.36 | 0.63 | 7.50 | 14.24 | 565.20 |
| Poids des Terres Amot | 366.31 | 1221.04 | 2.80 | 4.49 | 1025.67 | 5482.48 |

Annexe E : Détails de l'étude de la culée

| | | | | | | |
|---------------------|---------|---------|------|------|---------|----------|
| Poids des T sur DDT | 31.25 | 104.17 | 1.00 | 7.80 | 31.25 | 812.55 |
| Somme | 1087.18 | 3623.95 | / | / | 1201.73 | 11817.46 |

| | | | | |
|-------|----------------|----------------|-----------------------|-----------------------|
| | N1 (kN) | V1 (kN) | M _v (Kn.m) | M _h (Kn.m) |
| Total | 1087.18 | 3623.95 | 1201.73 | 11817.46 |

3- Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique :

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M _{FV/o} | M _{FH/o} |
|------------------------|--------|---------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| P _{ad} (1-kv) | / | 4502.03 | / | 2.853 | / | 12845.80 |
| P _{ad} (1+kv) | / | 4153.24 | / | 2.853 | / | 11850.58 |

4- Evaluation des charges Sismique due au tablier :

| Désignation | N (KN) | H (KN) | IFV(x/o) | IFH(y/o) | M _{FV/o} | M _{FH/o} |
|----------------|---------|---------|----------|----------|-------------------|-------------------|
| Séisme Tablier | 2348.44 | 3041.67 | 0.25 | 6.42 | 587.11 | 19527.54 |

| | | | | |
|-----------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|
| | N _t (kN) | V _t (kN) | M _v (Kn.m) | M _h (Kn.m) |
| Seisme Tablier | 2348.44 | 3041.67 | 587.11 | 19527.54 |

5- Combinaison d'actions :

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

| |
|------------------|
| R max - H + 0,3V |
| R min - H - 0,3V |
| R max + V - 0,3H |
| R min - V - 0,3H |

Annexe E : Détails de l'étude de la culée

| Rperm | | | Fh | | | Fv | | |
|----------|--------|----------|----|---------|----------|---------|------|---------|
| N | V | M | N | V | M | N | V | M |
| 14851.56 | 201.36 | 13451.41 | 0 | 8676.60 | 31457.93 | 2587.89 | 0.00 | 1337.48 |
| 14712.79 | 200.50 | 13411.19 | 0 | 8350.84 | 30683.89 | 2587.89 | 0.00 | 1337.48 |
| 14851.56 | 201.36 | 13451.41 | 0 | 8676.60 | 31457.93 | 2587.89 | 0.00 | 1337.48 |
| 14712.79 | 200.50 | 13411.19 | 0 | 8350.84 | 30683.89 | 2587.89 | 0.00 | 1337.48 |

| | N | V | M |
|------------------|----------|---------|-----------|
| R max + H + 0,3V | 15627.92 | 8877.96 | -17605.27 |
| R min - H - 0,3V | 15489.15 | 8551.33 | -17673.94 |
| R max - 0,3H + V | 15627.92 | 2804.34 | 5351.52 |
| R min - 0,3H - V | 15489.15 | 2705.75 | 2868.54 |