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



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT SUR OUED EL-HARRACH

Présenté par :
BOUCENNA Melissa
BENTALHA Malek

Encadré par :
Mr : O.SEBAH

Co-encadré par :
Mr : k.HAMADI
Enseignant ENSTP

Promotion 2024/2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude envers **Allah,** le Tout-Puissant, qui nous a accordé la santé, la force et la patience nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études.

La réalisation de ce mémoire n'aurait pas été possible sans l'appui et le soutien de nombreuses personnes, que nous tenons à remercier chaleureusement.

Nous exprimons nos sincères remerciements à **Monsieur Sebah Omar**, notre encadrant, pour sa disponibilité, ses conseils précieux, et son accompagnement constant tout au long de ce travail.
Nos remerciements vont également à **Mr Hamadi**, notre co-encadrant , pour son soutien, sa bienveillance et son implication continue dans notre progression.

Nous adressons notre profonde reconnaissance à **Monsieur Boumehdi**, directeur technique de la société **ENGOA**, pour la confiance accordée, la richesse de son encadrement et son appui technique durant notre stage.

Nous remercions également **les ingénieurs de la société SAPTA**, **les ingénieurs de la société ENGOA**, ainsi que **les ingénieurs du bureau ADA**, pour leur accueil chaleureux, leur disponibilité et leurs précieux échanges sur le terrain et en entreprise. Leur expertise a constitué une réelle valeur ajoutée à notre apprentissage professionnel.

Nos remerciements s'adressent aussi à **Madame M. Mehiaoui** , Notre chef département d'infrastructure de base , enseignante à l'ENSTP, pour ses conseils méthodologiques et les ressources mises à notre disposition.

Nous tenons à remercier particulièrement **Madame Makoudi** ainsi que **Madame Bourbia**, responsable du service des stages, pour leur disponibilité, leur suivi rigoureux et leur soutien tout au long du déroulement de notre parcours.

Nous exprimons également notre gratitude à **l'ensemble de l'équipe pédagogique de l'ENSTP**, pour la qualité de l'enseignement qui nous a été dispensé durant notre formation en **cycle ingénieur**, ainsi qu'aux **intervenants professionnels** pour leur expertise transmise avec rigueur.

Nos remerciements vont également aux **membres du jury**, pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer notre travail et pour l'attention portée à notre soutenance.

Enfin, nous exprimons toute notre reconnaissance à **nos familles respectives**, en particulier à nos **chers parents**, pour leur amour, leur soutien inconditionnel et leurs sacrifices, ainsi qu'à **nos frères et sœurs**, pour leurs encouragements constants tout au long de ce parcours.

À toutes ces personnes, nous adressons nos remerciements les plus sincères, notre respect et notre profonde gratitude.

Dédicace

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont marqué ce parcours et rendu cette réussite possible.

À mon père, guide et modèle, dont les conseils, la sagesse et la foi en moi ont été essentiels pour franchir chaque étape.

À ma mère, source d'inspiration, d'amour inconditionnel et de dévouement sans limite — ta force et ton soutien ont été les piliers de chacun de mes pas.

À mes frères Mohamed Malik et Mohamed Nassim, et à ma petite sœur Maram, merci pour votre présence constante, votre affection et votre complicité.

Une pensée affectueuse à mes uncles , tantes : Leila & Lalia , mes cousins, et à mes sœurs de cœur :Maria, Ayat Nour El-yakine , Roufaida , Ibtihal, Rim,Yasmine,Bouchra — ainsi qu'à toutes les personnes qui m'aiment et m'ont soutenu de près ou de loin. Je vous porte dans mon cœur.

À mon binôme BENTALHA — merci pour ton engagement, ta fidélité et ton soutien indéfectible. Ce parcours partagé restera gravé.

À mes amis de l'ENSTP : Tairi, Yahiaoui et Lahouazi. Votre amitié, vos rires et vos encouragements ont illuminé mon quotidien. Je vous remercie du fond du cœur.

À l'ensemble de l'équipe de l'ENSTP, à mes enseignants, à mes encadrants de stages pratiques, en particulier Mr. Boumehdi, directeur technique d'ENGOA, Mr. Ouzane et toute l'équipe de l'ADA — sans exception. Merci pour votre encadrement bienveillant et votre expertise.

Enfin, une dédicace spéciale à Mr. Kadi, pour son accompagnement remarquable. Votre soutien a été un levier précieux tout au long de cette aventure.

À vous tous — famille, amis, mentors — je vous adresse un merci sincère et profond. Votre présence a été la lumière de mon chemin, et je vous en serai éternellement reconnaissant.

BOUCENNA Mélissa

Dédicace

Je souhaite vous adresser mes plus sincères remerciements. Votre accompagnement, votre bienveillance et votre guidance ont joué un rôle déterminant dans ma réussite.

À celle dont ces paroles m'accompagnent depuis que j'étais petite, ma chère mère, ma plus fidèle admiratrice, mon ange gardien .Ton amour et ta présence dans ma vie et le fait d'être ma mère continueront d'éclairer mon chemin

À mon père bien-aimé, mon héros et mon exemple. Tes encouragements constants à poursuivre mes ambitions, ta sagesse éclairée et ton soutien sans faille ont été mes guides les plus précieux.

À mon cher frère Rami et chère sœur Hiba, témoins et mes fidèles compagnons de tous mes instants, des plus joyeux aux plus difficiles. Grâce à vous, ce chemin parcouru restera gravé comme un souvenir inoubliable.

À mon binôme BOUCENNA, compagnon de route tout au long de notre formation d'ingénieur, avec qui j'ai vécu des expériences mémorables.

À toute ma bande d'amies de l'ENSTP : Manel, Randa, Khawla, Hanaa ,Nesrine, mes complices de cette belle épopée étudiante. Grâce à votre joie de vivre, nos débats animés et votre soutien indéfectible, chaque journée a pris des couleurs particulières.

À Sihem, Alaa , Imene , mes amies du cœur, dont la sincérité de l'amitié et la constance du soutien dépassent toute mesure. Vous avez été mes phares dans la tempête et mes compagnons de joie. Chaque souvenir partagé et chaque geste de loyauté resteront gravés en moi à jamais.

À toute la communauté éducative de l'ENSTP, mes enseignants dévoués et mes encadrants

Merci du fond du cœur à vous tous

BENTALHA Malek

ملخص:

المنطقة الواقعة بين "مارينا مول" وشاطئ "صابليت". يمثل هذا الجسر عنصراً حيوياً لتحسين حركة المرور بين ضفتي الوادي، كما يساهم في تسهيل الوصول إلى منشآت استراتيجية كالمسجد الأعظم ومناطق الميناء المجاورة. جاءت فكرة المشروع ضمن إطار تطوير البنية التحتية للطرقات في ولاية الجزائر، حيث تم اختيار الحل الإنشائي الأنسب بناءً على معايير تقنية واقتصادية وجغرافية.

ينقسم هذا العمل إلى ثلاثة أجزاء رئيسية :

ـ الجزء الأول يتناول تقديم المشروع، موقعه والمعطيات الأولية.

– الجزء الثاني يركز على تصميم المنشأ العلوي باستعمال نمذجة ثلاثية الأبعاد عبر برنامج اوتوماتيكي مع دراسة تأثير الحمولات الثابتة والديناميكية.

– الجزء الثالث يختص بالبنية التحتية، من دراسة التربة إلى تصميم الأساسات.

يُختتم العمل بعرض النتائج المستخلصة والتوصيات المستقبلية المتعلقة بتنفيذ المشروع.

الكلمات المفتاحية: جسر، وادي الحراش، منشأ فني، تصميم، روبوت.

Résumé :

Ce mémoire présente l'étude et le dimensionnement d'un pont situé sur l'Oued El Harrach à Alger, entre Marina Mall et la plage de Sablette. L'objectif est d'améliorer la circulation et l'accès aux infrastructures stratégiques. L'étude comprend la modélisation 3D, l'analyse des charges et la conception des éléments structuraux et des fondations selon les normes en vigueur.

Mots-clés : encorbellement successifs, ponts caisson, courbe, post tension

Abstract:

This final thesis presents the structural analysis and design of a bridge located over the Oued El Harrach in Algiers, between Marina Mall and Sablette Beach. The project plays a strategic role in improving traffic flow between the two riverbanks and enhancing access to key infrastructures such as the Great Mosque of Algiers and nearby port zones.

This project not only addresses a critical transportation need but also demonstrates the integration of technical, functional, and architectural considerations in modern bridge engineering.

Keywords: successive cantilevers, box girder bridge, curve, post-tensioning, Oued El Harrach

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE. 01

Chapitre I : GÉNÉRALITÉS

I.1. INTRODUCTION. 02
I.2. DÉFINITION ET ROLES D'UN PONT. 02
I.3. HISTORIQUE ET ÉVOLUTION DES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION DE PONTS . 02
I.4. CONTEXTE D'IMPLANTATION ET CONSIDÉRATIONS ENVIRONNEMENTALES 02
I.5. ÉLÉMENTS STRUCTURAUX D'UN PONT 03
I.5.1. Les fondations. 03
I.5.2. Les appuis (culées, piles). 03
I.5.3. Le tablier et les superstructures. 03
I.6. PRINCIPAUX TYPES DE PONTS. 04
I.6.1. Ponts à poutres. 04
I.6.2. Ponts voussoirs. 04
I.6.3. Ponts en arc. 04
I.6.4. Ponts suspendus. 05
I.6.5. Ponts haubanés 05
I.7. CRITÈRES DE CLASSIFICATION DES PONTS 05
I.7.1. Par usage (routier, ferroviaire, piétonnier, etc.) 05
I.7.2. Par matériaux (acier, béton, mixte…) 06
I.7.3. Par géométrie (droits, courbes, biaisés) 06
I.7.4. Par comportement statique (isostatique, hyperstatique) 06
I.8. CRITÈRES DE CLASSIFICATION DES PONTS 06
I.8.1. Paramètres géométriques fondamentaux 06
I.8.2. Charges et sollicitations principales 06
I.8.3. Durabilité et sécurité 07
I.9. CONCLUSION 07

Chapitre II : Présentation du Projet

II.1. INTRODUCTION. 08
II.2. PRÉSENTATION DU PROJET. 08
II.2.1. Situation du projet. 08
II.2.2. L'obstacle à franchir. 08
II.3. LES DONNEES DE PROJET. 09
II.3.1. Les données fonctionnelles. 09
II.3.1.1. Tracé en plan. 09
II.3.1.2.Profil en long 09
II.3.1.3. Profil en travers 09
II.3.2. Les données naturelles. 10
II.3.2.1. Topographie. 10
II.3.2.2. Donnés sismologiques. 10
II.3.2.3.Donnés hydraulique 10
II.3.2.4. Données climatiques 11
II.3.2.5. Les données géotechniques 12
II.4. CONCLUSION. 13

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

III.1. INTRODUCTION. 14
III.2.CRITÈRES DE CHOIX 14
III.3. LES PARAMÈTRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX 14
III.4. APROPOSITION DES VARIANTES....15
III.4.1. Variante 1 : « Pont à poutres multiples précontraintes par post tension ». 15
III.4.1.1. Introduction. 15
III.4.1.2. Morphologie. 15
III.4.1.3. Implantation des appuis. 16
III.4.1.4. Pré-dimensionnement de la section transversale du Tablier. 16
III.4.1.5. Pré-dimensionnement de l'infrastructure 17
III.4.1.6. les avantages et les inconvénients 18
III.4.2. Variante 2 : « Pont voussoirs a hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs préfabriqués ». 20
III.4.2.1. Introduction. 20
III.4.2.2. Implantation des appuis. 20
III.4.2.3. Découpage des voussoirs 20
III.4.2.4. Pré-dimensionnement de la section transversale du caisson 21
III.4.2.5. les avantages et les inconvénients 22
III.4.3. Variante 3 : « Pont mixte ». 24
III.4.3.1. Introduction. 24
III.4.3.2. Implantation des appuis. 24
III.4.3.3. Pré-dimensionnement de la section transversale du caisson 24
III.4.3.4. les avantages et les inconvénients 26
III.5. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES. 28
III.5.1. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes. 15
III.5.2. Analyse des variantes 15
III.6. CONCLUSION. 28

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

IV.1. INTRODUCTION. 29
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL. 29
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX. 29
IV.3.1. Béton. 29
IV.3.2. Armatures. 29
IV.3.2.1. Armatures passives. 29
IV.3.2.2. Armatures de précontraintes. 29
IV.3.3. Contraintes admissibles. 30
IV.3.3.1. Béton. 30
IV.3.3.2. Armatures.... 30
IV.4. CARACTERISTIQUES DU PONT 31
IV.4.1. La largeur roulable. 31
IV.4.2. La largeur chargeable. 31
IV.4.3. Nombre des voies. 32
IV.4.4. La classe du pont. 32
IV.5.EVATUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC 32
IV.5.1. Actions permanentes : Poids des voussoirs Pv 33
IV.5.2. Les compléments de charges permanentes CCP 33
IV.5.3. Action thermique....34

IV.5.4. Les actions variables hors trafic dues à l'eau.....34
IV.6.EVALUATION DES CHARGES DUES AU TRAFIC 35
IV.6.1. Le système de charge A(l).....36
IV.6.2. Le système de charge B 37
IV.6.2.1. Le Système de charges Bc. 37
IV.6.2.2. Le Système de charges Bt 39
IV.6.2.3. Système de charges Br. 40
IV.6.3. La charges militaires Mc120.....41
IV.6.4. Convoi exceptionnel D240.....42
IV.6.4. Surcharges sur trottoirs.....43
IV.7.COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE 43
IV.7.1. Système de charges B.....43
IV.7.2. Système de charges Mc120 44
IV.8.EFFORT DE FREINAGE 44
IV.8.1. Système de charges B.....44
IV.8.2. Système de charges A 44
IV.9.COMBINAISIONS DES CHARGES 44
IV.10. CONCLUSION. 45

Chapitre V : Etude Longitudinale

V.1. INTRODUCTION. 46
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION. 46
V.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau. 46
V.2.2. Charges à prendre en compte (Selon guide SETRA) 49
V.2.2.1. Poids propre du fléau. 49
V.2.2.2. Charges variables d'exécution. 50
V.2.2.3. Effet vertical du vent. 51
V.2.2.4. Actions accidentelles. 52
V.2.3. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau 52
V.2.3.1. Poids propre du fléau. 52
V.2.3.2. Effets des surcharges réparties de chantier Qpra1 52
V.2.3.3. Effets des surcharges concentrées Qpra2. 53
V.2.3.4. Effets des surcharges réparties du vent Qw. 53
V.2.3.5. Evaluation des forces accidentelles Fa 54
V.2.4. Résumé des résultats des efforts 55
V.2.5. Combinaisons d'action en construction 55
V.2.5.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A).....55
V.2.5.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B) 56
V.2.6. Évaluation des efforts 56
V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE.....56
V.3.1. Modèl de calcul 57
V.3.2. Résultants 58
V.4. CONCLUSION. 59

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

VI.1. INTRODUCTION. 60
VI.2. PRINCIPE DE LA PRÉCONTRAINTE PAR POST TENSION. 60
VI.3. MODE DE CALCUL. 61
VI.3.1. Les câbles de fléau 61

VI.3.2. Les câbles de continuité 61
VI.3.2.1. Les câbles de continuité intérieurs 62
VI.3.2.2. Les câbles de continuité extérieurs 62
VI.4. DÉTERMINATION DU NOMBRE DES CABLES DU FLEAU 63
VI.4.1. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte 63
VI.4.1.1. Situation temporaire de construction (combinaisons A) 64
VI.4.1.2. Situation accidentelle (combinaisons B) 64
VI.4.1.3. Calcul de la surface des cales 64
VI.4.2.Calcul de l'effort de précontrainte 66
VI.4.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau 67
VI.4.2.2. Répartition des câbles dans chaque voussoir 68
VI.5. DÉTERMINATION DU NOMBRE DES CABLES DE CONTINUITE 68
VI.5.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée de rive 68
VI.5.2. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée principale..... 69
VI.6. DESCRIPTION DES CABLES. 69
VI.7. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 74
VI.7.1. Pertes de tension instantanées 74
VI.7.1.1. Pertes de tension par frottement 74
VI.7.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage 73
VI.7.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension 74
VI.7.2. Pertes de tension différées 77
VI.7.2.1. Pertes par retrait 77
VI.7.2.2. Pertes par fluage 77
VI.7.2.3. Pertes par relaxation. 78
VI.7.3. Pertes de tension totales 78
VI.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES 79
VI.8.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction 79
VI.8.2. Vérification des contraintes en phase de service 79
VI.8.3. Armatures des zones tendues 80
VI.8.4. Verification de l'effort tranchant 81
VI.8.4.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 81
VI.7.2.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU 83
VI.8.3. Vérification de la flèche a l'ELS 84
VI.9. CONCLUSION. 61

Chapitre VII : Etude Transversale

VII.1. INTRODUCTION. 86
VII.2. MODÉLISATION STRUCTURALLE DU CAISSON 86
VII.3. DÉFINITION DES CHARGES ET COMBINAISONS 87
VII.3.1. Les charges permanentes 87
VII.3.2. Les surcharges. 87
VII.3.2.1. Le système de charge A(l). 67
VII.3.2.2. Le système de charge Bc 88
VII.3.2.3. Le système de charge Bt 88
VII.3.2.4. Charge militaire Mc120 89
VII.3.2.5. Charge exceptionnelle D240 89
VII.3.2.5. Charges sur les trottoirs 90
VII.3.2. Les combinaisons de charges 90
VII.4. RESULTATS. 91
VII.5. CALCUL DE FERRAILLAGE. 93

VII.5.1. hourdis supérieur. 94
VII.5.1.1. Nappe inferieure 94
VII.5.1.2. Nappe supérieure 94
VII.5.2. hourdis inferieur. 95
VII.5.2.1. Nappe inferieure 95
VII.5.2.2. Nappe supérieure 95
VII.5.3. L'âme 96
VII.5.1.1. Nappe extérieure 96
VII.5.1.2. Nappe intérieure 97
VII.6. FERRAILLAGE PASSIF DE VOUSOIR 97
VII.7. EFFET DE TORSION 97
VII.7.1. Vérification de la compression des bielles de béton 98
VII.7.2. Calcul des armatures transversales 98
VII.7.2.1. Armatures transversales pour torsion 99
VII.7.2.2. Armatures transversales pour l'effort tranchant et torsion 99
VII.7.3. Calcul des armatures longitudinal 100
VII.8. CONCLUSION 101

Chapitre VIII : EQUIPEMENT DU PONT ET ETUDE SISMIQUE

VIII.1. INTRODUCTION....102
VIII.2. APPAREIL D'APPUI....102
VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis....103
VIII.2.1.1. Disposition des appareils d'appui fixes et glissants 103
VIII.2.1.2. Les efforts verticaux 104
VIII.2.1.3. Les efforts horizontaux 104
VIII.2.2. Choix des appareils d'appui....106
VIII.2.3. Dés d'appuis 107
VIII.2.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis 107
VIII.2.3.2. Vérification de la pression localisée 107
VIII.2.3.3. Calcul de ferraillage du frettage de surface 107
VIII.2.3.4. ferraillage d'éclatement Ae 108
VIII.2.3.5. Ferraillage totale 108
VIII.3. ETUDE SISMIQUE 109
VIII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage 109
VIII.3.2. Méthode de calcul 109
VIII.3.2.1. Spectre de réponse 110
VIII.2.2.2. Modes significatifs 112
VIII.3.3.Combinaison des composantes de l'action sismiques (ELA)....113
VIII.4. JOINT DE CHAUSSÉE 113
VIII.5. CONCLUSION. 113

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. INTRODUCTION....115
IX.2. ETUDE DE LA PILE....115
IX.2.1. Conception des piles 115
IX.2.2. Évaluation des efforts agissant sur la pile....116
IX.2.1.1. Effort sismique 116
IX.2.1.2. Combinaison des efforts 116

IX.2.3.Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....117
IX.2.4.Justification vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme.....117
IX.2.5.Calcul de Ferraillage.....118
IX.2.5.1. Armatures longitudinales 118
IX.2.5.2. Armatures transversales.....119
IX.3. ETUDE DE LA CULÉE.....122
IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée.....122
IX.3.2. Descente des coefficient.....123
IX.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée.....123
IX.3.2.2. Calcul de la poussée des terres.....124
IX.3.3. Évaluation des charges et des surcharges permanentes sur la culée.....126
IX.3.3.1. Évaluation des charges permanentes sur la culée cas normal.....126
IX.3.3.2. Évaluation des charges permanentes sur la culée cas sismique 127
IX.3.3.3. Évaluation des surcharges permanentes sur la culée cas sismique 127
IX.3.4. Évaluation des surcharges d'exploitation sur la culée.....127
IX.3.5. Vérification de la stabilité.....128
IX.3.6. Combinaisons des charges et surcharges de la culée.....128
IX.3.6.1.Combinaisons à l'ELS pour la culée (C1-C2).....126
IX.3.6.2. Combinaisons à l'ELU pour la culée (C1-C2) 129
IX.3.6.3. Combinaisons à l'ELA pour la culée (C1-C2) 129
IX.3.7. Ferraillage des éléments de la culée.....128
IX.3.7.1.Mur garde-grève.....130
IX.3.7.2. Le corbeau d'appui 132
IX.3.7.3. Dalle de transition 133
IX.3.7.4.Mur en retour.....136
IX.3.7.5. Mur frontal.....142
IX.4. ETUDE DE DE FONDATION 150
IX.4.1. Choix de type fondation.....150
IX.4.2. Calcul de sollicitation.....150
IX.4.3. Nombre des pieux.....151
IX.4.4. Effort revenant à chaque pieu 151
IX.4.5. Vérification de la stabilité 152
IX.4.5.1. Vérification de la stabilité de non poinçonnement.....152
IX.4.5.2. Vérification de la stabilité de non-soulèvement.....152
IX.4.6. Ferraillage de la semelle 152
IX.4.7. Ferraillage de des pieux 154
IX.4.7.1. Ferraillage longitudinal des pieux.....154
IX.4.7.1. Ferraillage transversal des pieux.....154
IX.5. CONCUSION 155

CONCLUSION GENERALE. 156

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Effort de vent engendré par le RCPR 11
Tableau II.2 : Valeurs du gradient thermique (extrait de RCPR tableau gradient thermique) .11
Tableau II.3 : Stratigraphie du site 12
Tableau III.1 : Les dimensions de la section transversale du tablier..... 16
Tableau III.2 : Pré-dimensionnement de la section longitudinale de la culée 1..... 17
Tableau III.3 : Pré-dimensionnement de la section longitudinale de la pile.....18
Tableau III.4 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs.....21
Tableau III.5. Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.....22
Tableau III.6 : Pré-dimensionnement de la poutre PRS..... 24
Tableau III.7 : Données et hypothèse de calcul..... 28
Tableau IV.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton.....30
Tableau IV.2 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.....30
Tableau IV.3 : Les classes du pont selon RCPR.....32
Tableau IV.4 : Estimation du poids total des voussoirs.....33
Tableau IV.5 : Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges.....33
Tableau IV.6 : Les valeurs du coefficient a1..... 35
Tableau IV.7 : les différentes dispositions de la charge A(l).....36
Tableau IV.8 :Les différentes valeurs de la charge A(l).....37
Tableau IV.9 : Valeurs du coefficient bc 37
Tableau IV.10 : les différentes dispositions de la charge Bc.....39
Tableau IV.11 : Valeurs du coefficient bt 39
Tableau IV.12 : Système de chargement Mc120.....41
Tableau IV.13 : Les différentes dispositions de la charge D240..... 42
Tableau IV.14 : Coefficients de majoration dynamique système Bc.....43
Tableau IV.15 : Coefficients de majoration dynamique système Mc120.....44
Tableau V.1 : Poids propre de chaque demi-fléau.....49
Tableau V.2 : Moment fléchissant et effort tranchant..... 55
Tableau V.3 : Tableaux des combinaisons..... 56
Tableau VI.1 : Calcul de nombre de câbles de clouage.....64
Tableau VI.2 : Calcul de dimensions de cales..... 65
Tableau VI.3 : Estimation du nombre de câbles du fléau..... 68
Tableau VI.4 : Estimation du nombre de câbles de continuité en travée de rive 69
Tableau VI.5 : Estimation du nombre de câbles de continuité en travée principale 70
Tableau VI.6 : Estimation pourcentage des pertes 78
Tableau VII.1 : Tableau des combinaisons obtenus..... 90
Tableau VII.2 : Moments maximaux obtenus.....92
Tableau VII.3 : Ferraillage calculé 97
Tableau VIII.1 : Évaluation des réactions sur les appuis.....103
Tableau VIII.2 : les surfaces Sc à chaque appui..... 104
Tableau VIII.3 : les surfaces Sp à chaque appui..... 104
Tableau VIII.4 : Valeurs des forces horizontales.....105
Tableau VIII.5 : Coefficient de dégressivité en fonction de n..... 106
Tableau VIII.6 : Tableau récapitulatif des efforts des appuis..... 106
Tableau VIII.7 : Tableau récapitulatif des efforts des appuis fixes..... 106
Tableau VIII.8 : les dimensions des dés appuis..... 107
Tableau VIII.9 : Modes propres 112
Tableau VIII.10 : Les déplacements à chaque appui en (cm) 112
Tableau VIII.11 : Évaluation de effort sismique dans chaque appui 113
Tableau VIII.12 : Raideur longitudinale de la structure..... 114
Tableau IX.1 : Hauteurs des piles..... 115
Tableau IX.2 : Évaluation des efforts à la base de la pile la plus sollicitée.....116

Tableau IX.3 : Efforts maximaux appliqués à la semelle sous les combinaisons.....116
Tableau IX.4 : Combinaisons des efforts sismique à la base de la pile la plus élevée.....117
Tableau IX.5 : Vérification de flambement de la pile la plus élevée..... 117
Tableau IX.6 : Sollicitation les plus défavorables pour la pile (2) par ml..... 118
Tableau IX.7 : Les dimensions des éléments de la culée.....122
Tableau IX.8 : Calcul des coefficients de poussée sismiques et normales..... 124
Tableau IX.9 : Calcul des coefficients de poussée possibles remblai 125
Tableau IX.10 : Calcul des coefficients de poussée possibles.....125
Tableau IX.11 : Calcul des charges permanentes sur la culée cas normal 126
Tableau IX.12 : Calcul des charges permanentes sur la culée cas sismique 126
Tableau IX.13 : Sollicitation sismique sur la culée..... 127
Tableau IX.14 : Sollicitations des surcharges sur remblai de la culée.....127
Tableau IX.15 : Calcul surcharges d'exploitation sur la culée..... 127
Tableau IX.16 : Calcul des sollicitations..... 128
Tableau IX.17 : Calcul des C.S.R..... 128
Tableau IX.18 : Combinaisons à l'ELS pour la culée (C1-C2)..... 128
Tableau IX.19 : Combinaisons à l'ELU pour la culée (C1-C2).....129
Tableau IX.20 : Combinaisons à l'ELA pour la culée (C1-C2)..... 129
Tableau IX.21 : Valeurs de Mmax et Tmax..... 134
Tableau IX.22 : Valeurs de M et T à l'ELS et l'ELU.....134
Tableau IX.23 : Forces appliquées sur le mur en retour.....137
Tableau IX.24 : Section d'acier horizontal..... 137
Tableau IX.25 : Section d'acier vertical.....137
Tableau IX.26 : Représentation schématique des cas de charges.....139
Tableau IX.27 : Valeurs des charges appliquées sur la partie rectangulaire.....140
Tableau IX.28 : Moments aux états limites pour les différents cas de charges..... 140
Tableau IX.29 : Section d'acier horizontale côté extérieure.....141
Tableau IX.30 : Section d'acier horizontale côté intérieure.....141
Tableau IX.31 : Section d'acier verticale supérieure..... 141
Tableau IX.32 : Section d'acier verticale inférieure..... 142
Tableau IX.33 : Charges verticaux appliqué sur le mur de frontal..... 143
Tableau IX.34 : Différentes cas de charge horizontale.....144
Tableau IX.35 : Valeurs des moments dus aux poussées en (C.N.) et (C.S.)..... 144
Tableau IX.36 : Valeurs des moments dus aux efforts horizontaux..... 146
Tableau IX.37 :Valeurs des moments dus aux efforts horizontaux..... 146
Tableau IX.38 : Valeurs des moments dus aux efforts verticales..... 147
Tableau IX.39 : Sollicitations les plus défavorables..... 147
Tableau IX.40 : Section d'acier horizontale.....148
Tableau IX.41 : Récapitulatif des efforts agissant à la base de la semelle sous pile et culée.. 150
Tableau IX.42 : Nombre des pieux.....151
Tableau IX.43 : Réactions des pieux..... 152
Tableau IX.44 : Réactions des pieux par méthode des consoles.....152
Tableau IX.45 : Ferraillage de la semelle.....153

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Schéma des éléments structuraux d'un pont..... 3
Figure I.2 : pont à poutre.....4
Figure I.3 : pont à dalle 4
Figure I.4 : Ponts en arc..... 5
Figure I.5 : Un pont suspendu..... 5
Figure I.6 : Un pont haubané..... 4
Figure II.1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire prise en Fevrier 2025..... 8
Figure II.2 : Tracé en plan de l'ouvrage..... 9
Figure II.3 : Profil en long de l'ouvrage..... 9
Figure II.4 : Profil en travers de l'ouvrage..... 9
Figure II.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie d'aprés PROA2008 10
Figure III.1 : Schéma type d'un pont a poutres multiples 15
Figure III.2 : Notation des dimensions.....17
Figure III.3 : Plan ensemble : Pont a poutres multiples en béton precontraint 19
Figure III.4 : Exemple de découpage des voussoirs..... 20
Figure III.5 : Découpage du tablier..... 21
Figure III.6 : Notation de dimensions..... 22
Figure III.7 : Plan ensemble : Pont voussoir 23
Figure III.8 : Notation de Les dimensions d'une poutre en acier..... 24
Figure III.9 : Dimensions d'une poutre en acier.....25
Figure III.9 : Dimensions d'une entretoise..... 25
Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P..... 31
Figure IV.2 : Largeur chargeable et largeur roulable..... 31
Figure IV.3 : Numérotation des voussoirs..... 32
Figure IV.4 : Système de chargement bc..... 38
Figure IV.5 : Système de chargement bt.....40
Figure IV.6 : Système de chargement br..... 40
Figure IV.7 : Système de chargement Mc120..... 41
Figure IV.8 : Convoi exceptionnel D240.....42
Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau..... 48
Figure V.2 : Poids propre du demi-fléau G.....49
Figure V.3 :Surcharge répartie de chantier Qpra1..... 50
Figure V.4 : Surcharge concentrée de chantier Qpra2..... 50
Figure V.5 : Surcharge du vent QW..... 51
Figure V.6 : Force accidentelle Fa..... 51
Figure V.7 : Diagramme de moment fléchissant d'un demi-fléau sous G (KN.m)..... 52
Figure V.8 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous T (KN)..... 52
Figure V.9 : Diagramme de moment fléchissant d'un demi-fléau sous Qpra1 (KN.m)..... 52
Figure V.10 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Qpra1 (KN)..... 53
Figure V.11 : Diagramme de moment fléchissant d'un demi-fléau sous Qpra2 (KN.m)..... 53
Figure V.12 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Qpra2 (KN)..... 53
Figure V.13 : Diagramme de moment fléchissant d'un demi-fléau sous Qw (KN.m)..... 53
Figure V.14 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Qw (KN)..... 54
Figure V.15 : Diagramme de moment fléchissant d'un demi-fléau sous Fa (KN.m)..... 54
Figure V.16 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Fa (KN)..... 54
Figure V.17 : Situation temporaire de construction à considérer..... 55
Figure V.18 : Situation accidentelle à considérer..... 56
Figure V.19 : Diagramme de moment fléchissant sous combinaison type A1 57
Figure V.20 : Modèle de calcul Robot structurel 2024.....57

Figure V.21 : MMax à l'ELS (enveloppe des combinaisons)..... 58
Figure V.22 : TMax à l'ELS. 58
Figure V.23 : MMax à l'ELU (enveloppe des combinaisons)..... 58
Figure V.24 : TMax à l'ELU..... 58
Figure VI.1 : Comportement d'une poutre en béton armé et en béton précontrainte..... 60
Figure VI.2 : Principe de précontrainte par post-tension..... 61
Figure VI.3 : Cables de fléau..... 61
Figure VI.4 : Estimation du nombre de câbles du fléau..... 63
Figure VI.5 : Tracé en plan des câbles..... 71
Figure VI.6 : Trace de câbles de fleau de la précontrainte..... 72
Figure VI.7 : Trace de câbles de continuité de précontrainte..... 73
Figure VI.8 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension..... 75
Figure VI.9 : Recul de l'ancrage lors de la mise en tension..... 75
Figure VII.1 : Vue en 3D du voussoir courant..... 86
Figure VII.2 : Diagramme de moment fléchissant sous CP+CCP 87
Figure VII.3 : Diagramme de moment fléchissant sous sous la charge A(l) plus défavorable. 87
Figure VII.4 : Position de la charge bc plus défavorable..... 88
Figure VII.5 : Diagramme de moment fléchissant sous la charge bc plus défavorable 88
Figure VII.6 :Diagramme de moment fléchissant sous la charge bt plus défavorable..... 88
Figure VII.7 : Position de la charge Mc120 plus défavorable..... 89
Figure VII.8 : Diagramme de moment fléchissant sous la charge Mc120 plus défavorable.... 89
Figure VII.9 : Position de la charge D240 Selon RCPR..... 89
Figure VII.10 : Diagramme de moment fléchissant sous la charge D240..... 90
Figure VII.11 :Diagramme de moment fléchissant sous Charges sur les trottoirs..... 90
Figure VII.12 : Moments fléchissant à l'ELU sous combinaison plus défavorable 91
Figure VII.13 : Moments fléchissant à l'ELS sous combinaison plus défavorable..... 91
Figure VII.14 : Moments fléchissant à l'ELU..... 91
Figure VII.15 : Effort Normal à l'ELU (KN)..... 91
Figure VII.16 : Moments fléchissant à l'ELS..... 92
Figure VII.17 :Effort Normal à l'ELS (KN)..... 92
Figure VII.18 : Moments fléchissant à l'ELU sous combinaison 2 92
Figure VII.19 : Moments fléchissant à l'ELS sous combinaison 2 92
Figure VII.20 : Diagramme du moment de torsion..... 98
Figure VII.21 : L'aire dans VSP..... 98
Figure VII.22 : Schéma de ferraillage principale du voussoir. 101
Figure VIII.1 : Composition schématique d'un appareil d'appui à pot selon SETRA 102
Figure VIII.2 : Disposition des appareils d'appui fixes et glissants..... 103
Figure VIII.3 : Ferraillage de dés appuis..... 108
Figure VIII.4 : Diagramme spectre de réponse élastique - composante horizontale - 110
Figure VIII.5 : Diagramme spectre de réponse élastique - composante verticale -..... 111
Figure IX.1 : Dimensions de la pile la plus haute (-Pile-3-)..... 115
Figure IX.2 : Plan de ferraillage de la pile (Pile-3-)..... 121
Figure IX.3 : Vu en plan de la pile..... 121
Figure IX.4 : Dimensions de la culée C01D..... 122
Figure IX.5 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur..... 131
Figure IX.6 : Ferraillage de mur garde grève et le corbeau 132
Figure IX.7 : Schéma de la dalle de transition..... 132
Figure IX.8 : Charges et surcharges agissants sur la dalle de transition..... 134
Figure IX.9 : Ferraillage de la dalle de transition..... 135
Figure IX.10 : Forces appliquées sur le mur en retour..... 136
Figure IX.11 : Ferraillage du mur en retour (partie triangulaire)..... 138
Figure IX.12 : Ferraillage du mur en retour (partie rectangulaire)..... 142
Figure IX.13 : Ferraillage du mur frontal..... 149
Figure IX.14 : Plan de ferraillage de la semelle et pieux de la pile..... 154

LISTE DES ABRÉVIATIONS

BA : béton armé
BAEL : béton armé aux états limites
BPEL : béton précontraint aux états limites
CCP : complément de charges permanentes
CQC : combinaison quadratique complète
DA : dinar Algérien
ELA : états limites accidentels
ELU : états limites ultimes
ELS : états limites de service
E : module de young
Es : module d'élasticité de l'acier
f_{c28} : résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_{t28} : résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
f_e : limite d'Elasticité de l'acier.
f_{peg} : contrainte Elastique Garantie de Précontrainte
f_{prg} : contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
HA : Haute Adhérence.
PK : Point Kilométrique.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RPOA : Eègles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : spectre de réponse élastique en accélération.
St : espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes.
VC : voussoir à la Clef.
VIPP : viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post- tension.
VSC : voussoir coulé sur cintre
VSP : voussoir sur pile.
σ_{bc} : contrainte de compression admissible de béton.
σ_{bt} : contrainte de traction admissible de béton.
σ_{Inf} : contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_s : contrainte limite de l'acier.
σ_{Sup} : contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : variation uniforme de la température
$\Delta\theta$: gradient thermique.
ΔP : pertes de tension dans les câbles de précontrainte.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La **conception** d'un tracé routier est souvent confrontée à divers obstacles, qu'ils soient naturels – comme les oueds, rivières ou montagnes – ou artificiels – tels que les routes existantes, voies ferrées ou zones urbaines. Pour franchir ces obstacles tout en assurant la continuité et la sécurité des infrastructures de transport, on a recours à des ouvrages d'art.

Les **ouvrages d'art** sont des structures techniques essentielles, alliant performance structurelle, sécurité et esthétique architecturale. Ils jouent un rôle central dans l'amélioration de la mobilité et l'aménagement du territoire, notamment dans les zones à forte densité urbaine.

Dans le cadre du développement des infrastructures routières de la wilaya d'**Alger**, un projet de réalisation d'un pont traversant Oued El Harrach a été lancé. Ce pont est situé dans la zone comprise entre **Marina Mall** et **la plage de Sablette**, et constitue un élément stratégique pour fluidifier la circulation entre les deux rives, tout en facilitant l'accès aux infrastructures majeures comme la **Grande Mosquée d'Alger** et les zones portuaires à proximité.

Le présent mémoire, réalisé dans le cadre de notre projet de fin d'études, est consacré à **la conception et à l'étude d'un pont franchissant Oued El Harrach** à cet emplacement stratégique. Il vise à proposer une solution fiable, durable et conforme aux normes en vigueur pour la réalisation de cet ouvrage.

Le document est structuré en trois grandes parties réparties sur onze chapitres :

La première partie présente le projet, le site d'implantation et les choix de conception retenus pour le pont.

La deuxième partie est dédiée au dimensionnement des éléments structuraux, en prenant en compte les effets des charges statiques et dynamiques. Une modélisation en 3D a été réalisée à l'aide du logiciel ROBOT.

La troisième partie traite de l'étude de l'infrastructure, notamment les fondations et l'interaction avec le sol.

L'étude se conclut par une synthèse des résultats obtenus, les enseignements tirés du travail accompli, ainsi que des perspectives pour la réalisation effective du projet.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉES

I.1. INTRODUCTION GÉNÉRALE À L'ÉTUDE DES PONTS

L'étude des ponts constitue une branche majeure du génie civil, où se croisent les exigences techniques, économiques et esthétiques. Un pont a pour fonction principale de permettre le franchissement d'un obstacle naturel (cours d'eau, vallées…) ou artificiel (routes, voies ferrées…), assurant ainsi la continuité des voies de communication. Concevoir un pont exige des compétences pluridisciplinaires : mécanique des structures, géotechnique, hydraulique et analyse environnementale. L'objectif est de garantir la sécurité, la durabilité et l'intégration harmonieuse de l'ouvrage dans son environnement.

I.2. DÉFINITION ET RÔLES D'UN PONT

Un pont est un ouvrage d'art destiné à porter une voie de communication au-dessus d'un obstacle, sans rupture de continuité. Au-delà de sa fonction utilitaire, il joue un rôle stratégique dans le développement économique, l'aménagement du territoire et l'accessibilité des zones enclavées. Il revêt aussi une dimension architecturale et symbolique, contribuant souvent à l'identité visuelle d'une région ou d'une ville.

I.3. ÉVOLUTION DES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION

L'histoire des ponts reflète l'évolution des matériaux et des savoir-faire techniques :

Antiquité : Premiers ponts en bois et en pierre, notamment chez les Romains qui excellent dans la construction de ponts voûtés en maçonnerie, démontrant une maîtrise avancée de la statique.

Moyen Âge : Développement des ponts en arc en pierre, durables et symboliques, reposant sur une approche empirique.

Révolution industrielle : Introduction de la fonte et de l'acier, permettant des ponts plus longs et audacieux (ex : pont de Brooklyn, pont de Forth).

XXe siècle à aujourd'hui : Généralisation du béton armé et précontraint, accompagnée par les progrès du calcul numérique. L'ère contemporaine voit émerger des ponts intelligents intégrant matériaux composites, capteurs et technologies innovantes.

I.4. CONTEXTE D'IMPLANTATION ET CONSIDÉRATIONS ENVIRONNEMENTALES

L'implantation d'un pont est le fruit d'une analyse globale intégrant des critères techniques, économiques et environnementaux. Il est impératif d'étudier la topographie du site, la nature du sol, les conditions hydrauliques et l'impact sur l'écosystème local. Une étude d'impact environnemental est souvent requise, accompagnée de mesures d'atténuation ou de compensation en cas d'atteinte au milieu naturel.

I.5. ÉLÉMENTS STRUCTURAUX D'UN PONT

I.5.1. Les fondations :

Les fondations transmettent les charges vers le sol. Elles peuvent être superficielles (semelles) ou profondes (pieux) selon la qualité du sol et l'importance des charges. En milieu aquatique, il faut considérer l'affouillement.

I.5.2. Les appuis (culées, piles) :

Les culées, situées aux extrémités, supportent les remblais et les efforts horizontaux. Les piles, placées entre les culées, soutiennent le tablier. Ces appuis sont équipés de dispositifs d'appui permettant les déplacements induits par la température ou les charges.

I.5.3. Le tablier et les superstructures :

Le tablier porte directement les charges de trafic. Il peut être en béton armé, mixte acier-béton ou métallique selon les portées. Il intègre le drainage, l'étanchéité et les équipements de sécurité.

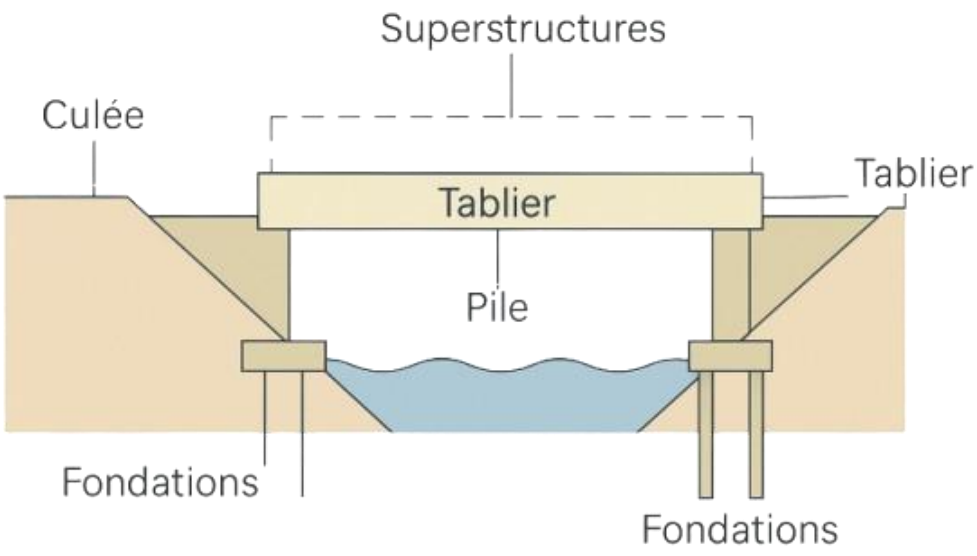


Figure I.1 : Schéma des éléments structuraux d'un pont.

I.6. PRINCIPAUX TYPES DE PONTS

I.6.1. Ponts à poutres :

Simples et économiques, basés sur la flexion. Adaptés aux portées courtes à moyennes (10 à 50 m).



Figure I.2 : pont a poutre

I.6.2. Ponts dalles :

Un pont en voussoirs est un type de pont voûté dont la structure porteuse principale est constituée de blocs de pierre taillés appelés voussoirs. Ces éléments sont disposés en arc, de manière à transmettre les charges verticales en efforts de compression le long de la courbe de la voûte jusqu'aux appuis (culées ou piles). Le clavage de l'ensemble est assuré par le clé de voûte, située au sommet de l'arc.

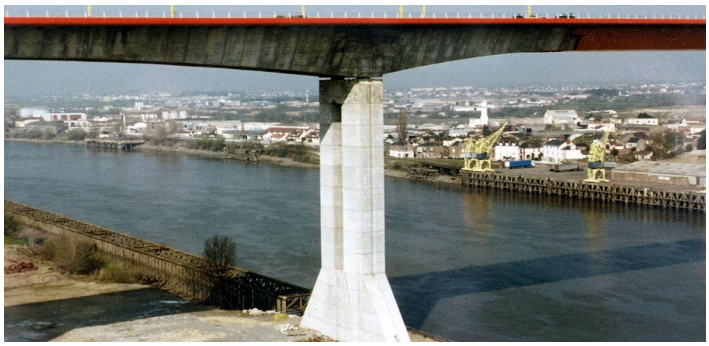


Figure I.3 : pont dalles

I.6.2. Pont en arc :

Exploitent la compression pour franchir des portées importantes. L'arc peut être supérieur ou inférieur au tablier. Exige des appuis robustes.

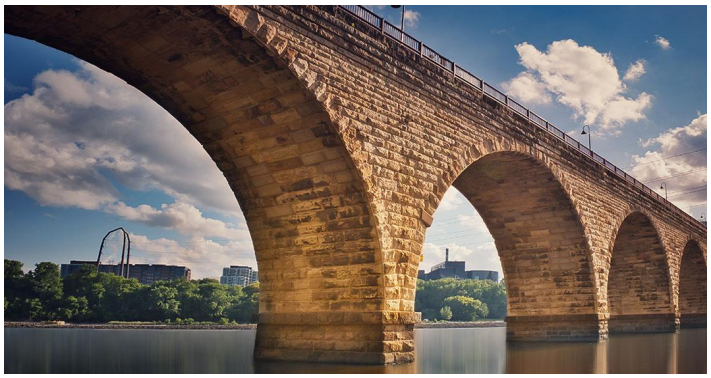


Figure I.4 : pont en arc

I.6.3. Ponts suspendus :

Idéals pour les très grandes portées (> 2000 m). Le tablier est suspendu à des câbles en acier ancrés aux extrémités et portés par des pylônes. Ces ouvrages requièrent des études aérodynamiques poussées.



Figure I.5 : pont suspendu

I.6.4. Ponts haubanés :

Solution intermédiaire pour des portées de 200 à 1000 m. Le tablier est soutenu par des haubans inclinés fixés à des pylônes. Ils offrent une grande liberté architecturale.

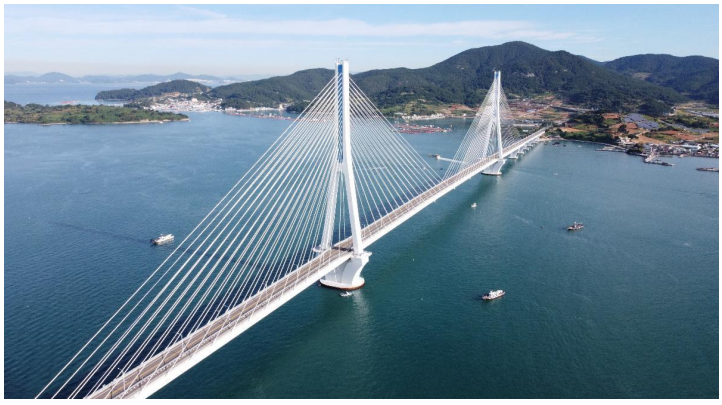


Figure I.6 : pont haubané

I.7 CRITÈRES DE CLASSIFICATION DES PONTS

I.7.1. Par usage :

- ✧ **Ponts routiers** : conçus pour le trafic automobile, avec des contraintes spécifiques de largeur, charges et sécurité.
- ✧ **Ponts ferroviaires** : adaptés aux charges lourdes et concentrées, avec des exigences strictes en termes de déformation.
- ✧ **Ponts piétonniers** : plus légers, avec une attention particulière à l'esthétique et au confort.
- ✧ **Ponts-canaux** : destinés à faire passer un cours d'eau au-dessus d'un obstacle.

I.7.2. Par matériaux :

- ✧ **Ponts en maçonnerie** : pierre, brique.
- ✧ **Ponts en bois** : utilisés pour des ouvrages légers ou temporaires.
- ✧ **Ponts en béton** : béton armé ou précontraint, très répandus.
- ✧ **Ponts métalliques** : en acier principalement.
- ✧ **Ponts mixtes** : combinant béton et acier (tablier en béton sur charpente métallique).
- ✧ **Ponts en matériaux composites** : développement récent pour des applications spécifiques.

I.7.3. Par géométrie

- ✧ **Ponts droits** : axe longitudinal rectiligne, perpendiculaire aux obstacles.
- ✧ **Ponts courbes** : suivant un tracé en plan courbe.
- ✧ **Ponts biaisés** : axe longitudinal non perpendiculaire à l'obstacle franchi.
- ✧ **Ponts à géométrie variable** : variation de section ou de hauteur.

I.7.4. Par comportement statique

- ✧ **Ponts isostatiques** : structures déterminées statiquement, avec des appuis simples.
- ✧ **Ponts hyperstatiques** : structures avec des redondances dans les conditions d'appui.

I.8 NOTIONS DE BASE EN CONCEPTION

I.8.1. Paramètres géométriques fondamentaux :

- ✧ **Portée** : distance entre appuis successifs (portée libre) ou entre axes d'appuis (portée théorique).
- ✧ **Portée principale** : la plus grande portée de l'ouvrage.
- ✧ **Largeur** : dimension transversale incluant chaussée, trottoirs, pistes cyclables.
- ✧ **Gabarit** : espace libre minimal à respecter sous l'ouvrage (hauteur, largeur).

I.8.2. Charges et sollicitations principales :

- ✧ **Charges permanentes** : Poids propre de la structure, Superstructures (revêtement, équipements).
- ✧ **Charges d'exploitation** : Trafic routier ou ferroviaire, Charges piétonnes, Charges exceptionnelles (convois militaires, transports spéciaux).
- ✧ **Actions environnementales** : Vent, Température, Neige, Séisme.

I.8.3. Durabilité et sécurité :

La durabilité concerne la capacité de l'ouvrage à maintenir ses fonctions sur sa durée de vie prévue (généralement 100 ans pour les grands ponts). Elle implique :

- ✧ Le choix de matériaux résistants aux agressions environnementales.
- ✧ La protection contre la corrosion des éléments métalliques.
- ✧ L'étanchéité du tablier pour protéger la structure.
- ✧ L'accessibilité pour l'inspection et l'entretien.
- ✧ La facilité de remplacement des composants à durée de vie limitée.

La sécurité est assurée par :

- ✧ Des coefficients de sécurité adaptés aux différentes situations de projet.
- ✧ La redondance structurelle.
- ✧ Des dispositifs de protection spécifiques (parasismiques, anti-collision).
- ✧ Un plan de surveillance et d'entretien rigoureux.

I.9. CONCLUSION

L'ingénierie des ponts est un domaine riche et complexe, à la croisée de la technique, de l'économie et de l'esthétique. La diversité des typologies permet d'adapter chaque projet aux contraintes du site et aux besoins fonctionnels. Les avancées en matériaux et en modélisation ouvrent la voie à des ouvrages toujours plus performants, sûrs et respectueux de l'environnement, répondant aux enjeux de mobilité durable du XXIe siècle.

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage d'art conçu par le génie civil dans le but de permettre le franchissement d'un obstacle, qu'il s'agisse d'un cours d'eau, d'une voie de communication ou d'autres éléments. Les ponts servent à relier des zones séparées, facilitant ainsi la circulation des personnes, des véhicules et des biens. Ils peuvent supporter diverses infrastructures telles que des routes, des voies ferrées, des canaux ou des canalisations (comme les oléoducs ou les aqueducs). Certains ponts sont mobiles, comme les ponts levants. Dans des situations temporaires, des bateaux spécialisés peuvent être utilisés comme ponts provisoires. La construction de ponts est devenue indispensable pour développer de nouvelles voies de communication. Ils permettent de franchir des obstacles qui seraient autrement difficiles ou dangereux à traverser pour les usagers.

II.2. PRÉSENTATION DU PROJET

II.2.1. Situation du Projet :

Le projet concerne l'aménagement d'un tronçon situé au niveau de l'Oued El Harrach, dans la wilaya d'Alger. Il s'inscrit dans une démarche de valorisation urbaine et d'amélioration de la mobilité sur l'axe structurant de la RN11. Cette zone représente un point stratégique en raison de sa proximité avec le littoral, les voies rapides et les infrastructures existantes. Le site est marqué par la présence du pont sur l'Oued Harrach, nécessitant une coordination entre voirie, transport collectif et espace public. Le projet vise à renforcer la connectivité urbaine tout en améliorant l'environnement immédiat.

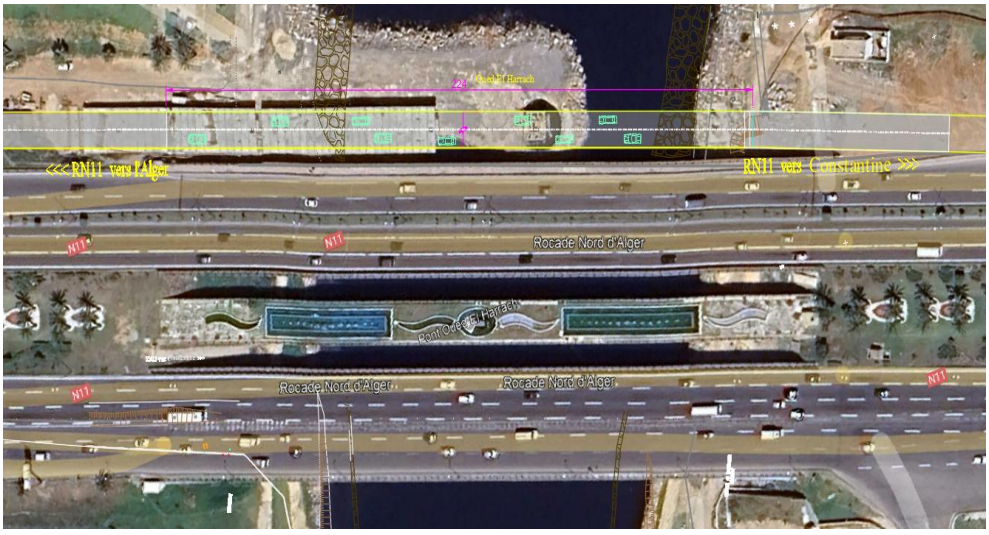


Figure II.1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire prise en Fevrier 2025.

II.2.1. Obstacle à franchir :

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente Oued El-Harrach.

II.3. LES DONNÉES DU PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles :

II.3.1.1. Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessiné sur un plan de situation et repéré par les coordonnées de ses points caractéristiques.

Le pont présente un alignement droit de longueur de 224 , présentant une largeur de 11m, une pente transversale de 2,5 % et une pente longitudinale nulle.

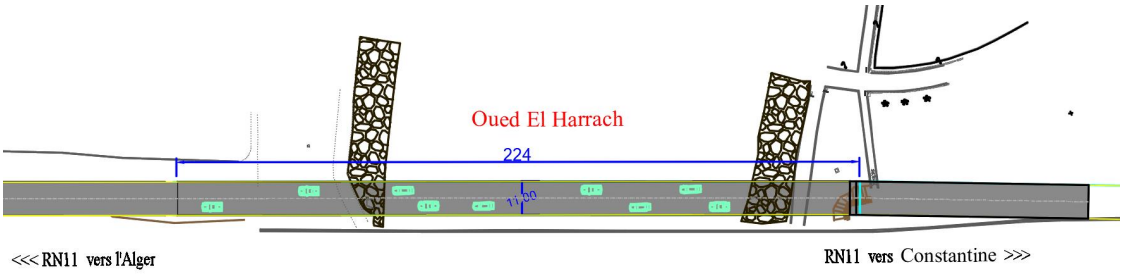


Figure II.2 : Tracé en plan de l'ouvrage.

II.3.1.2. Profil en long :

Coupe longitudinale est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant en élévation le tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences Fonctionnelles et naturelles.

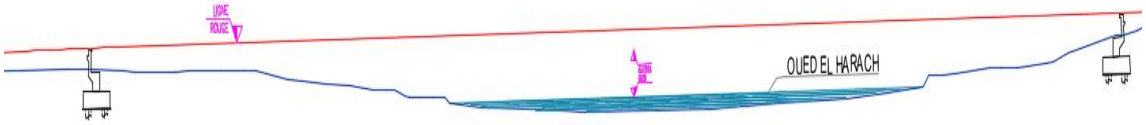


Figure II.3 : Profil en long de l'ouvrage.

II.3.1.3. Profil en travers :

Le profil en travers du projet est défini par :

- ✧ tablier qui forme un dévers en toit de 2.5%.
- ✧ Une chaussée de 8 m contenant deux voies de 3.5 m chacune.

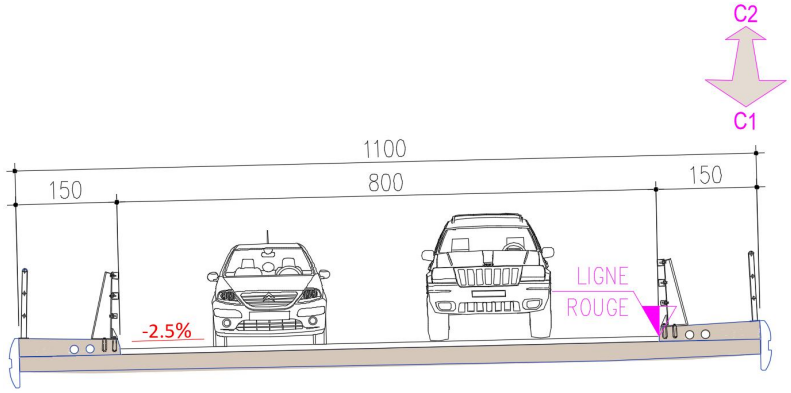


Figure II.4 : Profil en travers de l'ouvrage .

II.3.2. Les données naturelles :

II.3.2.1. Topographie :

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone plate peu accidenté

II.3.2.2. Donnés sismologiques :

Un séisme, ou tremblement de terre, est un mouvement sue une faille qui engendre des secousses plus ou moins violentes à la surface du sol. La plupart des tremblements de terre ou séisme ont lieu sur des failles tectoniques. Plus rarement, certains séismes prouvent être provoqués par une activité volcanique. Un séisme est mesuré par sa magnitude et l'échelle de Richter. Suite à un séisme, une catastrophe peut arriver donc il engendre à une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante.

La wilaya d'Alger **(Wilaya de l'ouvrage**) est classée en **ZONE III** (très élevée.) selon le **(RPOA 2008 règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art)**

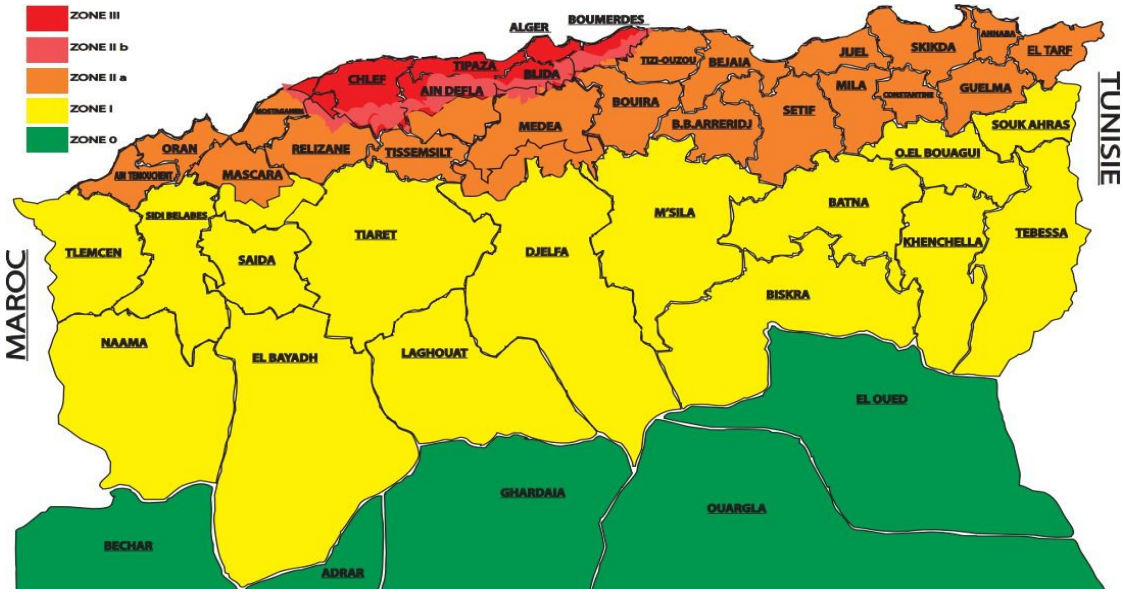


Figure II.5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie d'aprés PROA2008 .

II.3.2.3. Donnés hydrauliques :

Concernant les donnes hydrauliques il faut connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale de franchissement et son implantation sur l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution, Les principaux renseignements quand l'ouvrage franchit un cours d'eau sont les niveaux correspondant aux PHEC (plus hautes eaux connues), PHEN (plus hautes eaux navigables), PBE (plus basses eaux ou étiage).

II.3.2.4. Données climatiques :

✧ **Le vent :**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixées par le règlement de charge **« fascicule 61, titre II »** dans le tableau suivant **:**

	Phase	
	En construction	En service
Efforts engendrés par le vent (KN/m²)	1.25	2.00

Tableau II.1 : Effort de vent engendré par le RCPR .

On prend une surcharge du vent répartie égale à **1.25KN/m².**

✧ **La température :**

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des structures, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui. Sauf spécification contraire du cahier des clauses techniques particulières (CCTP) et à défaut de justifications plus précises, on adopte pour les variations de températures en Algérie du Nord (climat tempéré) : +35° C et -15º C.

El-Harrach étant une commune de la Wilaya d'Alger, le climat y est méditerranéen, avec une variation de température annuelle de 17°C.

✧ **Gradient thermique :**

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section.

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inferieure (RCPR article 3.1.2.2) dans le tableau suivant :

	Phase	
	En construction	En service
Type 3 (Tablier béton)	**± 12**	**± 7**

Tableau II.2 : Valeurs du gradient thermique (extrait de RCPR tableau gradient thermique) .

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse est **Δθ = ± 7°C.**

II.3.2.5. Les données géotechniques :

Le site d'étude se situe dans la wilaya d'Alger, au niveau d'Oued El Harrach, dans le cadre du projet d'aménagement routier desservant la Grande Mosquée d'Alger. Une campagne d'investigations géotechniques a été menée par le Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP), comprenant des sondages carottés, essais SPT et essais pressiométriques, pour caractériser la nature du sol et recommander un type de fondation adapté.

✧ **Stratigraphie du site :** Indiqué dans le tableau suivant

Profondeur	Type de sol
0 à 9 m	Remblais hétérogènes, puis argiles plastiques à limons vaseux gris sombre, contenant des traces de fossiles.
9 à ~20 m	Dépôts alluvionnaires constitués de sable moyen à grossier, avec graviers et quelques galets.
> 38 m	Substratum en marne grise bleuâtre, ferme à compacte, contenant des débris de fossiles.

Tableau II.3 : Stratigraphie du site .

✧ **Conditions hydrogéologiques :**

Niveau de la nappe phréatique observé à environ 11 m de profondeur.

✧ **Essais et résultats :**

SPT : Résultats élevés (30 à 60 coups), indiquant un sol dense à très dense, sans risque de liquéfaction.

Pressiomètre : Charges admissibles évaluées jusqu'à 50 m de profondeur, avec des valeurs intégrées dans les tableaux de calcul.

Sol classé S3 (sol meuble) selon le RPA99 – version 2003.

✧ **Recommandations géotechniques :**

Le mode de fondation recommandé est de type pieux forés profonds, ancrés à des profondeurs pouvant atteindre 45 m, en raison de la faible portance des couches superficielles et de la nécessité d'atteindre la marne compacte.

II.4. CONCLUSION

Ce chapitre récapitule les données naturelles et fonctionnelles relatives à l'ouvrage étudié, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, Le rassemblement de ces données a été fait par des visites sur site et l'analyse de l'ensemble des documents qui a été fournis, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

Dans le domaine des ouvrages d'art, la résolution d'un problème ne se limite pas à une solution unique. Pour franchir une brèche donnée, le concepteur explore généralement la solution la plus économique tout en respectant les contraintes imposées. Ce chapitre se consacre à l'analyse de trois solutions potentielles, en examinant leurs limites et leurs coûts, ainsi qu'en évaluant les contraintes spécifiques à chacune, afin de déterminer l'option optimale.

III.2. CRITÈRES DE CHOIX

Pour surmonter un obstacle donné, la recherche de la solution la plus économique tout en respectant les contraintes imposées est essentielle. Afin de parvenir au choix optimal, il est crucial de bien connaître l'éventail des solutions possibles, leurs limites et leurs coûts. Parallèlement, il est nécessaire de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible pour minimiser les risques lors de l'exécution.

Dans le cadre de notre étude sur le franchissement d'obstacles, plusieurs variantes peuvent être envisagées. Avant d'explorer ces variantes, il est important de définir les critères de choix suivants :

- Nature de l'obstacle à franchir.
- Type de voie portée : pont (route, rails, etc.).
- Matériau principal de construction.
- Fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Disposition en plan : droite, biais, courbe.
- Durée de vie prévue : définitive ou provisoire.
- Méthode de construction du tablier.

III.3. LES PARAMÈTRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX

- le tracé en plan , les profils (en long:positions possibles des appuis, en travers).
- La nature du sol de fondation / Le gabarit à respecter.
- Les conditions d’exécution et d’accès à l’ouvrage.

III.4. APROPOSITION DES VARIANTES

Après l'analyse des critères, nous avons réduit le champ de sélection en premier lieu à la proposition des trois variantes parmi les ouvrages les plus couramment employée.

Pour cet ouvrage, on propose trois variantes :

- **Variante I :** pont à poutres précontraintes par post tension.
- **Variante II :** pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif.
- **Variante III :** pont mixte Acier-Béton.

III.4.1. Variante I : Pont à poutres multiples précontraintes par post tension :

III.4.1.1. Introduction :

Les ponts à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.. Ce type de pont permet d'atteindre des portées importantes de 30 à 45 mètres en Algérie.

III.4.1.2. Morphologie :

Le tablier est composé de poutres longitudinales de hauteur uniforme, reliées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée. Ces poutres sont généralement parallèles et équidistantes. Elles présentent une large table de compression formant la membrure supérieure et des talons constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant connectés par une âme de faible épaisseur. Cette conception confère aux poutres un excellent rendement mécanique, permettant à la structure de couvrir des portées moyennes. Les entretoises, dont le nombre varie, renforcent la rigidité transversale de la structure. Leur hauteur est généralement égale à celle des poutres.

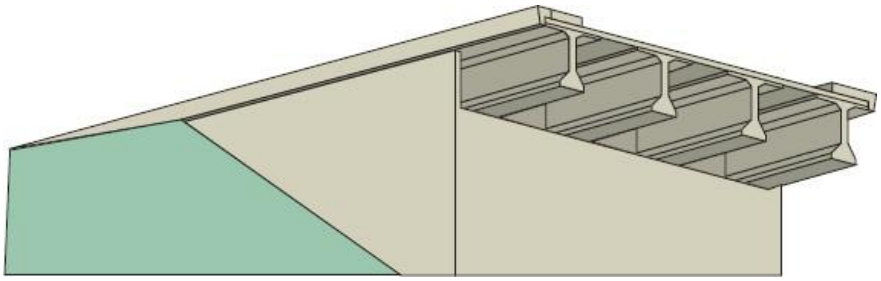


Figure III.1 : Schéma type d'un pont a poutres multiples.

III.4.1.3. Implantation des appuis :

- ✧ Notre pont est de longueur de 224 m.
- ✧ Une portée de 28 mètres a été choisie pour cette variante proposée, le choix a été fait d'utiliser deux ponts existants sur la RN11 en conservant le même implantation des appuis pour éviter de créer de nouveaux obstacles à l'écoulement de l'eau.
- ✧ Cette variante nous donne 8 travées de poutre de 28 m avec 7 piles et 2 culées.

III.4.1.4. Pré-dimensionnement de la section transversale du Tablier :

Cette conception se fera suivant le Guide de conception VIPP Ponts à poutres préfabriquées précontraintes post-tension 1996-02 (SETRA). Les dimensionnement de la section transversale sont montrées dans le tableau II.1 ci-dessous :

Elément	Ratios usuels	valeurs
Épaisseur de revêtement	$6 \leq e \leq 14$	0.08m
Épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25m
Entre-axe des poutres de rive	La : dépend de la l et de entre-axe	9.2 m
Entre-axe entre les poutres λ	$1.40m < \lambda < 2.00m$	1.82 m
Nombre des poutres	$\mathbf{N} = E(\frac{La}{\lambda}+1)$	6
Hauteur de la poutre	$\frac{L}{22} < \mathbf{Hp} < \frac{L}{16}$	1.5m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 \times Hp$	1m
Épaisseur de la table de compression	$10\ cm \leq e1 \leq 15\ cm$	0.12m
Épaisseur de l'âme	$30cm \leq Et \leq 35cm$	30cm
Largeur de talon	$60cm \leq Lt \leq 90cm$	60 m
Hauteur de talon	$10\ cm \leq Ht \leq 20\ cm$	20 cm
Entretoise d'about	/	0.3×1 m2
Épaisseur de l'âme b0 à mi- travée	/	0.25 cm
Épaisseur de l'âme b0 en s.d'about	/	0.60 cm
La hauteur totale du tablier	Ht = Hp + e	1.75m

Tableau III.1 : Les dimensions de la section transversale du tablier.

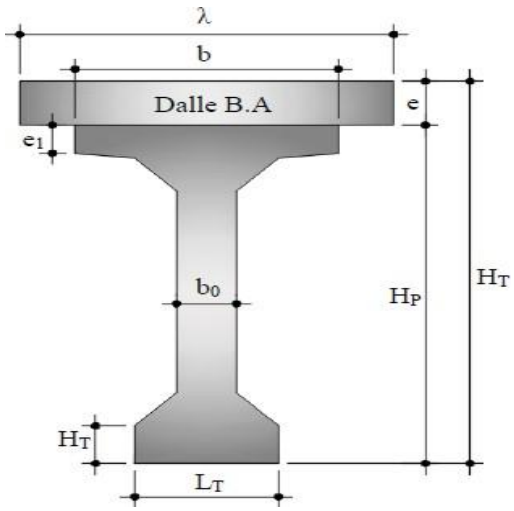


Figure III.2 : Notation des dimensions.

III.4.1.5. Pré-dimensionnement de l'infrastructure :

✧ Pré-dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA : Les dimensionnement sont montrées dans le tableau II.2 ci-dessous :

Eléments	Dimensions (m)	
Mur frontal	Hauteur	2.61
	Longueur	11.00
	Épaisseur	1.50
Mur en retour	Epaisseur	5.00
Mur garde grève	Hauteur	2.56
	Épaisseur	0.52
Semelles	Largeur	6
	Longueur	13.2
	Hauteur	2
Pieux	Nombre	8
	Diamètre	1.2

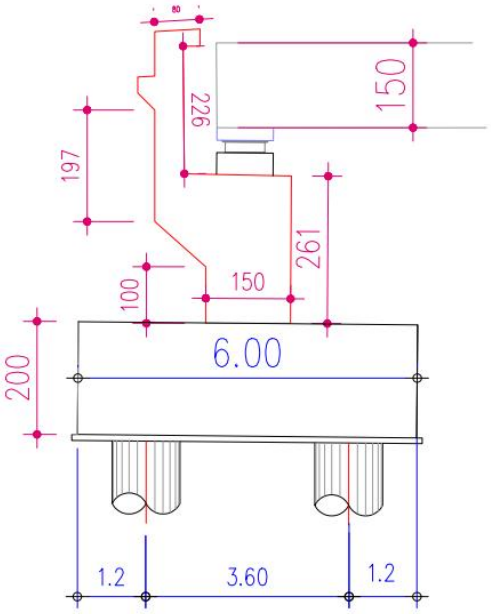


Tableau III.2 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement de la section longitudinale de la culée 1.

✧ Pré-dimensionnement des piles Guide SETRA : Les dimensionnement sont montrées dans le **tableau II.3** ci-dessous :

Eléments	Dimensions (m)	
Chevêtre	Largeur	2.5
	Longueur	11
	Hauteur	1.25
Fûts	Diamètre	1.6
	Nombre	3 / Pile
	Hauteur	$H_1 = 2.21$ $H_2 = 3.49$ $H_3 = 6.00$ $H_4 = 6.73$ $H_5 = 7.03$ $H_6 = 6.71$ $H_7 = 3.77$
Semelles	Largeur	6
	Longueur	9.6
	Hauteur	2
Pieux	Nombre	6
	Diamètre	1.2

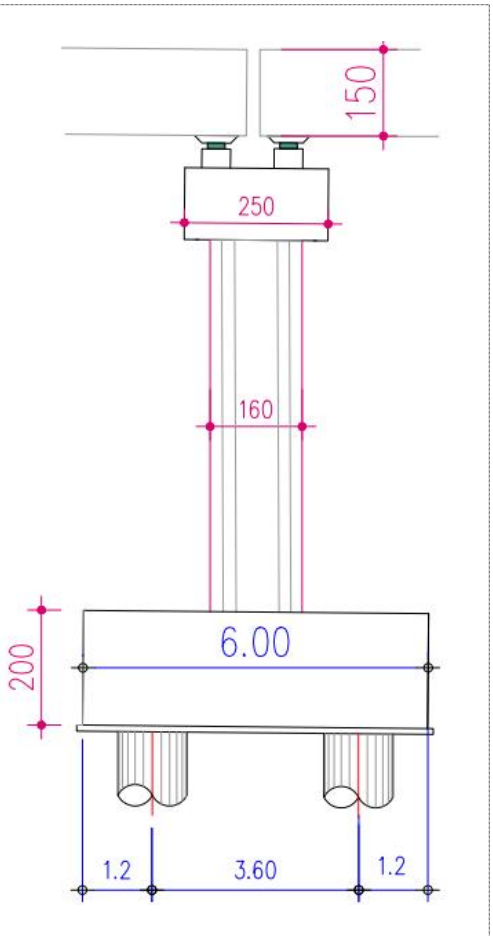


Tableau III.3 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement de la section longitudinale de la pile.

III.4.1.6. Les avantages et les inconvénients :

✧ **les avantages :**

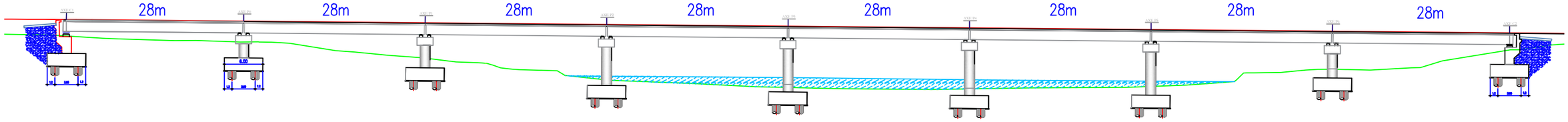
- faible entretien.
- la rapidité d'exécution avec fabrication en parallèle.

✧ **les inconvénients :**

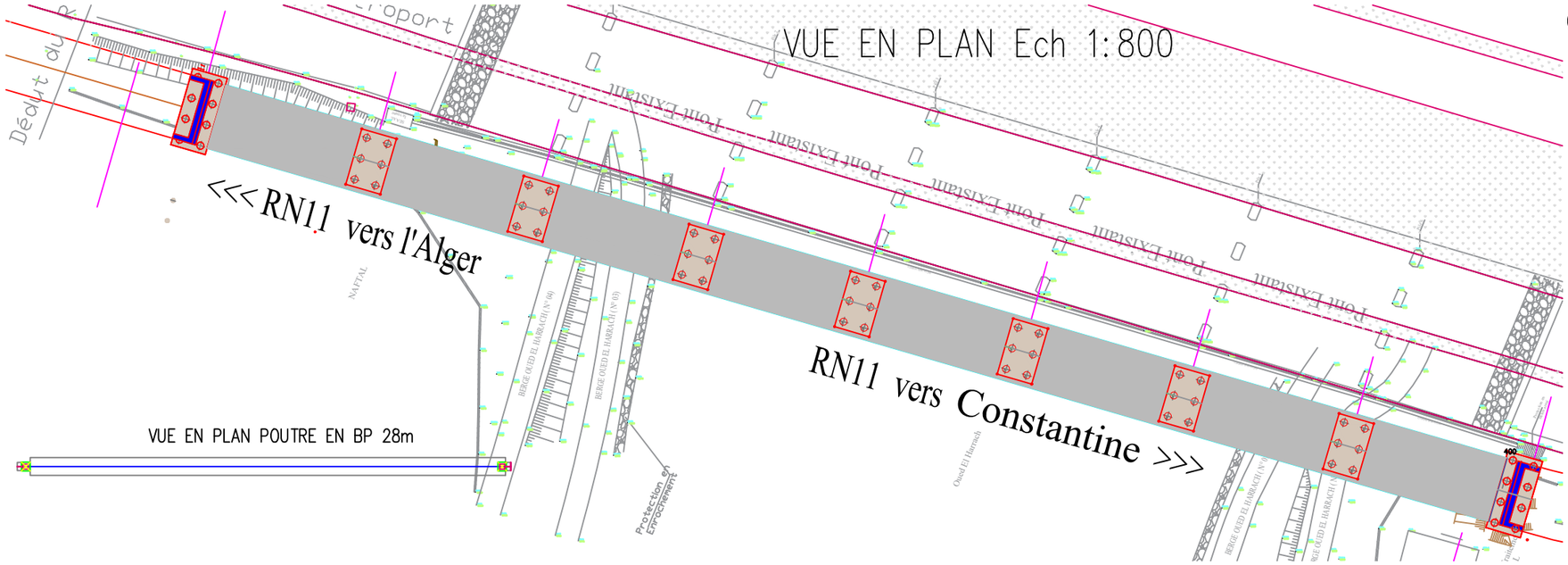
- la qualité esthétique ne s'adapte pas avec l'environnement.
- L'importance du poids de tablier nécessite une infrastructure (fondation+pile) importante.
- Nombre des piles plus important.

NOTE : La page suivante montre le plan ensemble de la **variante I**.

PROFIL EN LONG COTE GAUCHE SENS PK (C1-C2)
ECH 1:800

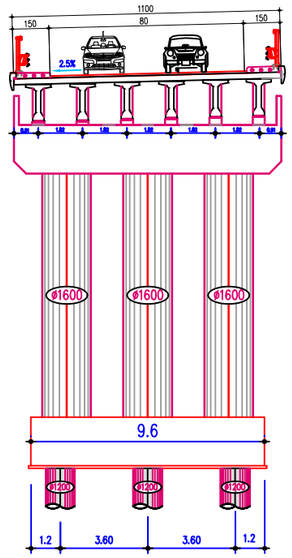


VUE EN PLAN Ech 1:800

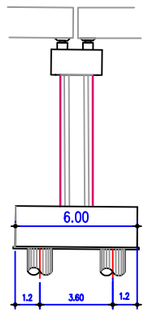


VUE EN PLAN POUTRE EN BP 28m

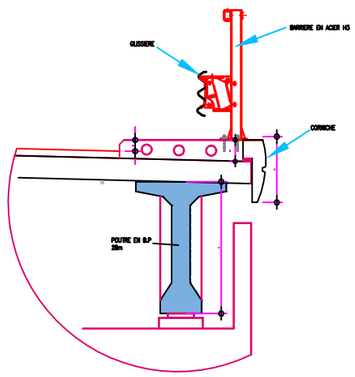
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE
Ech : 1:300



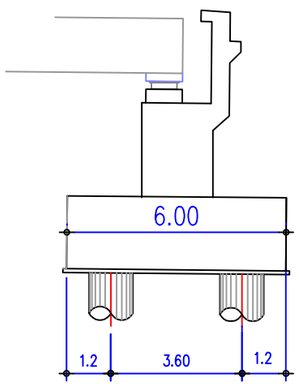
COUPE LONGITIDUNALE SUR PILE
Ech : 1:800



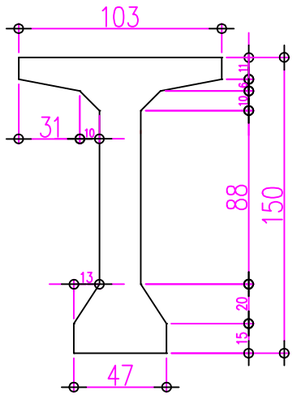
DETAIL: TROTTOIR ET POUTRE EN BP
Ech 1:50



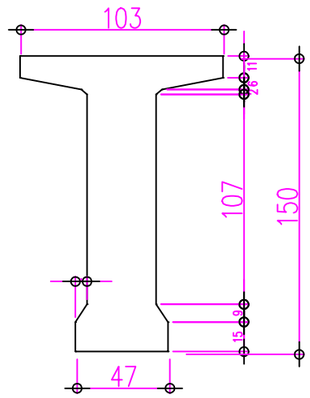
COUPE LONGITIDUNALE C02
Ech : 1:800



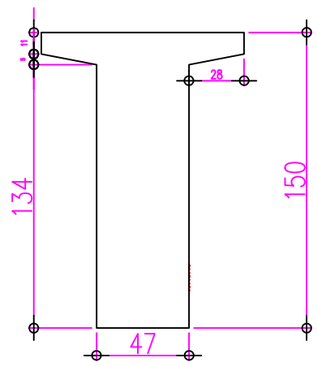
DETAIL POUTRE PRECONTRAINTE 28m
(SECTION MEDIANE) Ech 1:50



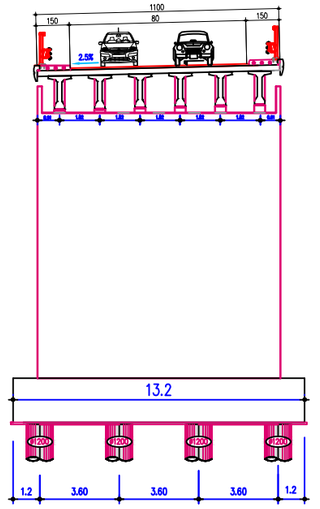
DETAIL POUTRE PRECONTRAINTE 28m
(SECTION INTERMIDAIRE) Ech 1:50



DETAIL POUTRE PRECONTRAINTE 28m
(SECTION D'ABOUT) Ech 1:50



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE
Ech : 1:200



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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Page 19	Année universitaire
Conception et Étude d'un pont sur Oued El-Harrach	BENTALHA Malek BOUCENNA Mélissa	Mr.SEBAH	Plan ensemble Variante 1 : pont a poutres multiples	2024 / 2025

III.4.2. Variante II : Pont voussoirs préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs :

III.4.2.1. Introduction :

Un pont voussoir de hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs est une structure de pont en béton qui est construite par l`ajout progressif de voussoirs préfabriqués en béton armé ou précontraint.

Le processus de construction implique l'utilisation de poutres préfabriquées qui sont placées de chaque côté du pont et qui servent de support pour la construction des voussoirs. Ils sont ensuite ajoutés à chaque extrémité de la poutre, créant ainsi une structure en encorbellement.

III.4.2.2. Implantation des appuis :

le choix a été fait d'utiliser deux ponts existants sur la RN11 en conservant le même implantation des appuis pour éviter de créer de nouveaux obstacles à l'écoulement de l'eau.

Lorsque la portée est inférieure à 65 m,le tablier le plus économique est de hauteur constante. Donc, on propose pour cette variante un pont voussoir de hauteur constante composé de 3 travées principales de 56 m et deux travées de rives de 28 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 224 m.

III.4.2.3. Découpage des voussoirs :

D’une façon générale, on distingue trois types de voussoirs : Voussoir Sur Pile (VSP), Voussoir Sur Clé (VSC) et enfin Voussoir Courant (VC), qui sont représentés dans la Figure ci-dessous :

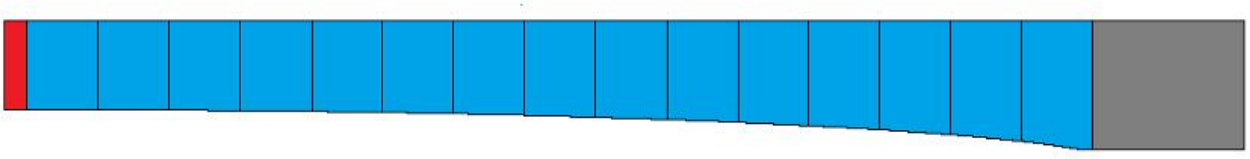


Figure III.4 : Exemple de découpage des voussoirs.

Pour notre cas, et pour des voussoirs préfabriqués, les valeurs retenues sont mentionnées dans le **Tableau II. 4** suivant :

Type de voussoir	Description	Longueur (m)
Voussoir sur pile (VSP)	Ses dimensions sont fixées par les moyens de Transport et d'élevage.	2.15
Voussoir courant (VC)		2.35
Voussoir sur culé (VSC)	/	1.08
Voussoir de clavage	/	2.15

Tableau III.4 : Valeurs retenues pour le découpage des voussoirs.

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 97 .**

- 4 voussoirs sur pile.
- 3 voussoirs de clavage.
- 88 voussoirs courants.
- 2 voussoirs sur culée.

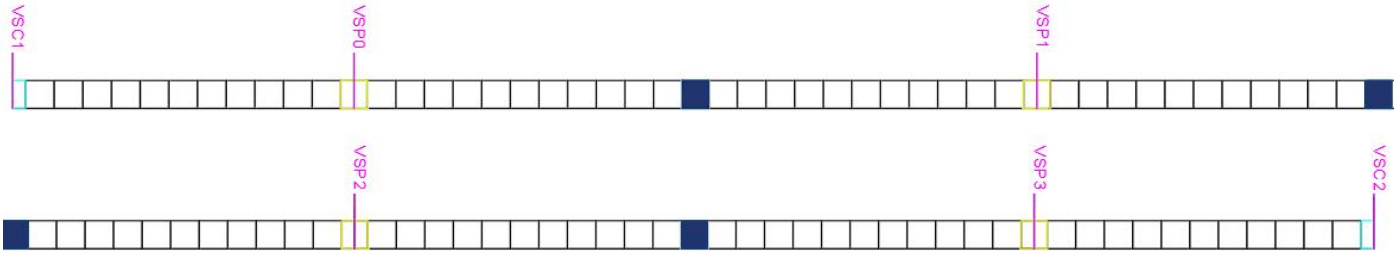


Figure III.5 : Découpage du tablier.

III.4.2.4. Pré-dimensionnement de la section transversale du caisson :

Pour des largeurs de tablier inférieur à 20 m, la solution la plus économique est un voussoir constitué par un caisson à deux âmes avec deux hourdis en dalle pleine.

Le pré-dimensionnement est montré dans le Tableau II.5 selon le guide de conception SETRA juin 2003 Avec : **L = 56 m** et **B = 11 m**

✧ **Hauteur du caisson :**

La valeur de la hauteur, lorsqu'elle est constante, peut être comprise (sauf exceptions), entre L/16 et L/20, L étant la longueur de travée la plus grande : $\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{20}$

La portée la plus grande de notre ouvrage est 56m

$$2{,}24 \text{ m} \leq H \leq 2.8 \text{ m}$$

Ce qui nous amène à choisir une hauteur de 2.3 m et on note H étant constante alors :

$$Hpile = Hclé = H.$$

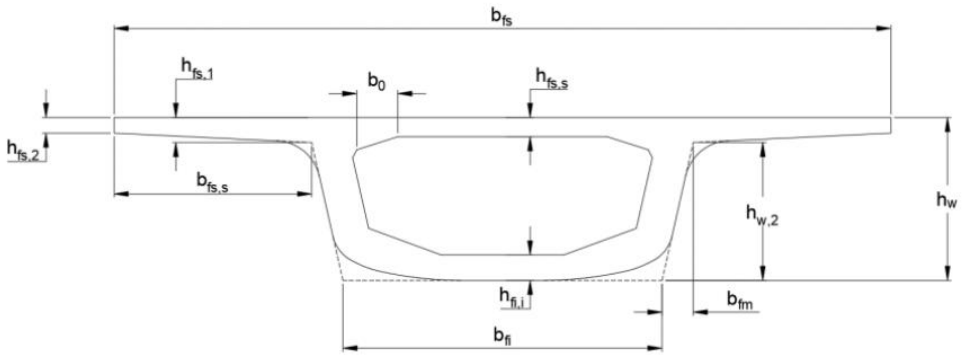


Figure II.6 : Notation de dimensions.

Propriétés géométriques	Valeur retenue (mm)
b_{fs}	11000
b0	581
$B_{fs,s}$	2799
$h_{w,2}$	1948
h_w	2300
b_{fi}	4518
b_{fm}	442
$h_{fs,1}$	352
$h_{fs,2}$	220
$h_{fs,s}$	270
$h_{fi,i}$	359

Tableau III. 5 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

III.4.2.5. Les avantages et les inconvénients :

✧ les avantages:

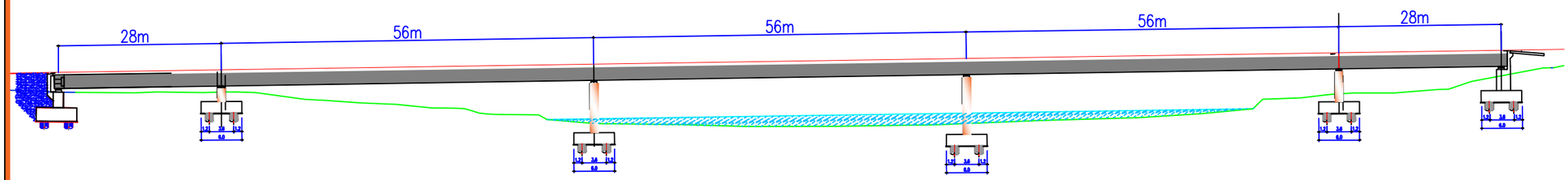
- L'effort de précontrainte agissant en sens inverse des charges extérieures limite les déformations
- Diminution du nombre de pile ce qui implique l'économie sur les fondations.
- Ouvrages élancés ayant une qualité esthétique indéniable.

✧ les inconvenants:

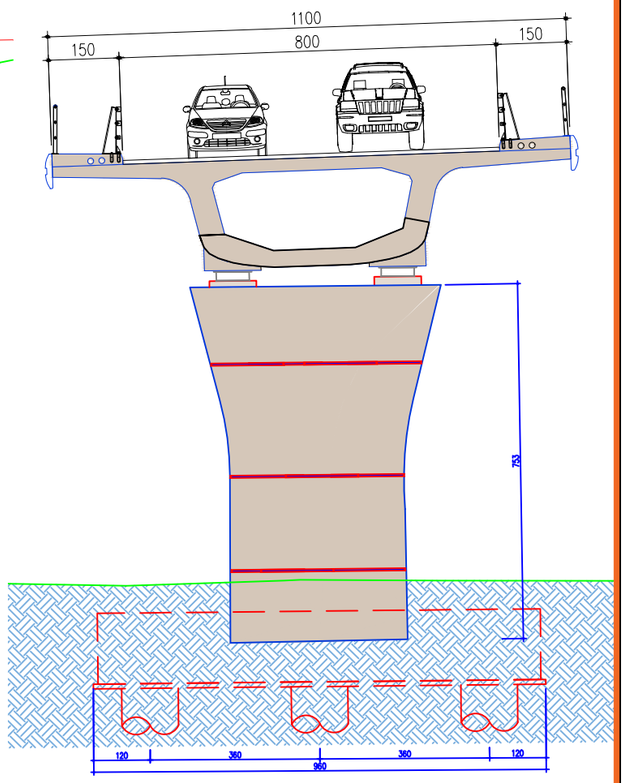
- Ouvrages hyperstatiques sensibles aux tassements différentiels.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à des délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution des sollicitations dans les structures rendues continues.

NOTE : La page suivante montre le plan ensemble de la **variante II**.

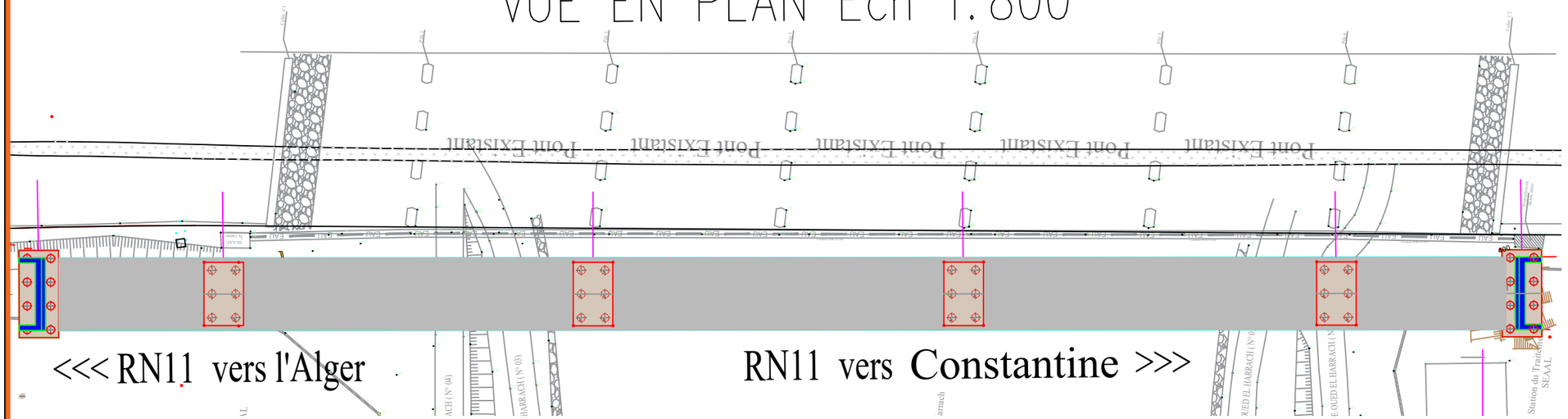
COUPE LONGITIDUNALE Ech 1:800



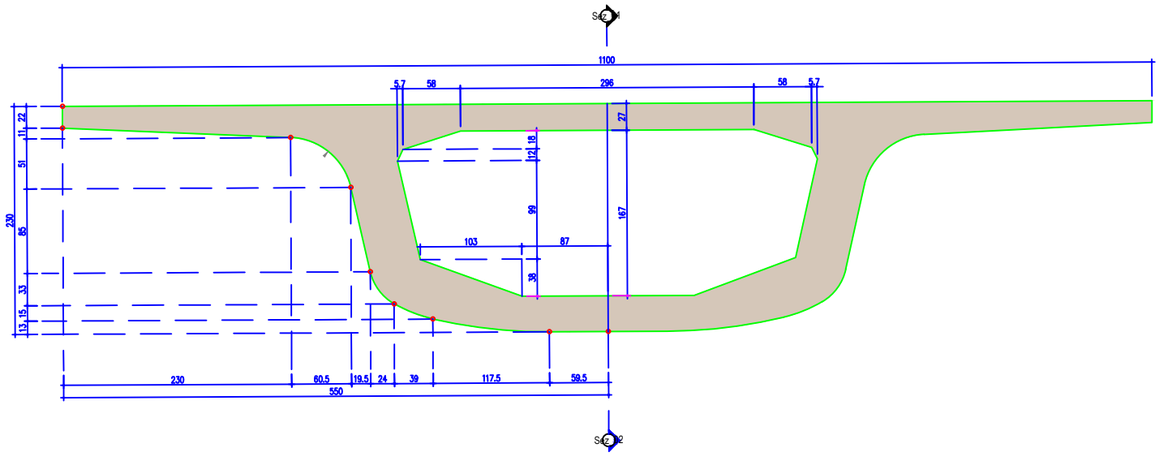
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE Ech 1:300



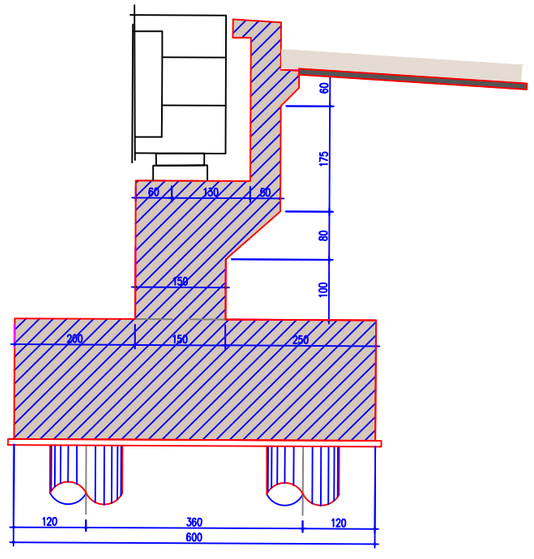
VUE EN PLAN Ech 1:800



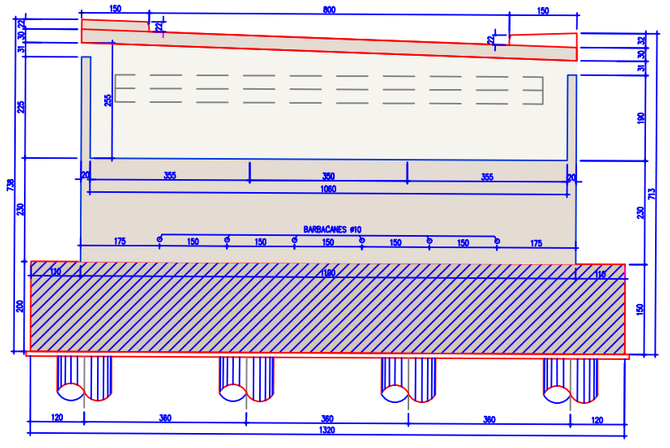
COUPE TRANSVERSALE VOUSSOIR COURANT



COUPE LONGITUDINALE C2



COUPE TRANSVERSALE AU NIVEAU DE LA CULEE 1



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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Page 23	Année universitaire
Conception et Étude d'un pont sur Oued El-Harrach	BENTALHA Malek BOUCENNA Mélissa	Mr.SEBAH	Plan ensemble Variante 2 : pont Voussoirs	2024 / 2025

III.4.3. Variante III : Pont mixte Acier-Béton. :

III.4.3.1. Introduction :

Les ponts mixtes acier-béton sont construit par des poutres en acier (profilés métalliques) travaillant à la flexion, des entretoises pour joindre les poutres afin d'éviter la torsion et la dalle en béton reliée aux poutres par des connecteurs. Un pont mixte bipoutres hyperstatique peut atteindre une portée de 120m.

III.4.3.2. Implantation des appuis :

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé de 3 travées principales de 56 m de longueur et deux travées de rives de 28 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 224 m.

III.4.3.3. Pré-dimensionnement de la section transversale du Tablier

La détermination des caractéristiques géométriques de la poutre principale se fera en suivant le guide SETRA 2010.

hp **:** hauteur de la poutre.

h_w: hauteur de l'âme.

t_w: épaisseur de l'âme.

b_s: largeur de la membrure supérieure.

t_{fs}: épaisseur de la membrure supérieure.

b_i: largeur de la membrure inférieure.

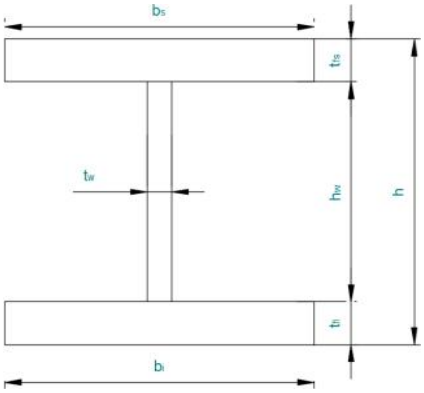


Figure III.8 : Notation de Les dimensions d'une poutre en acier.

Elément	Ratio usuel	Valeur
Hauteur de la poutre	h =L/24	2300 mm
	h =L/36	1555 mm
Hauteur de l'âme	$h_w = h - t_{fi} - t_{fs}$	4490 mm
Épaisseur de l'âme	$t_w > 0.005\ h$	30 mm
Largeur de la membrure supérieure	400 mm$\leq b_s \leq$1200 mm	1050 mm
Épaisseur de la membrure supérieure	/	53 mm
Largeur de la membrure inférieur	500 mm$\leq b_i \leq$1600 mm	1200 mm
Épaisseur de la membrure inférieur	/	60 mm

Tableau III. 6 : Tableau récapitulatif de Pré-dimensionnement de la poutre PRS.

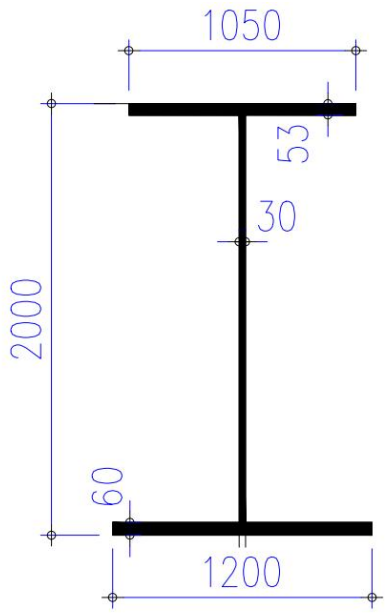


Figure III.9 : Dimensions d'une poutre en acier.

La largeur du tablier < 14 m nous a amené à choisir comme éléments transversaux des entretoises réparties chaque 8 m longitudinalement.Les entretoises sont généralement placées à une certaine distance le long de la portée du pont afin de stabiliser les poutres et d'empêcher leur fléchissement. Pour le Pré-dimensionnement, on pourra prévoir un IPE1000 avec un espacement de 8 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans la Figure II.13

On utilise des entretoises en IPE 1000 × 250.

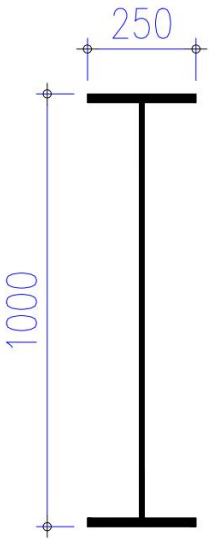


Figure III.10 : Dimensions d'une entretoise.

La dalle du pont bipoutre à entretoises présente une épaisseur constante dans le sens longitudinal de 20 cm, attachée aux poutres par des goujons.

III.4.3.4. les avantages et les inconvénients :

✧ les avantages :

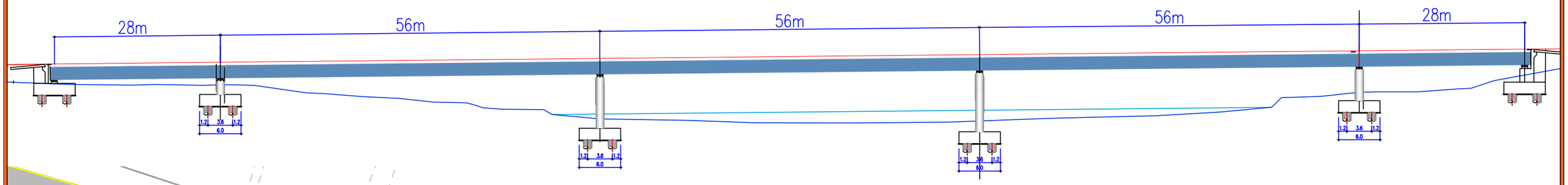
- Une grande portée de 30 à 130m.
- Leur construction est facile, rapide et fiable.
- Bonne résistance aux séismes.

✧ les inconvenants :

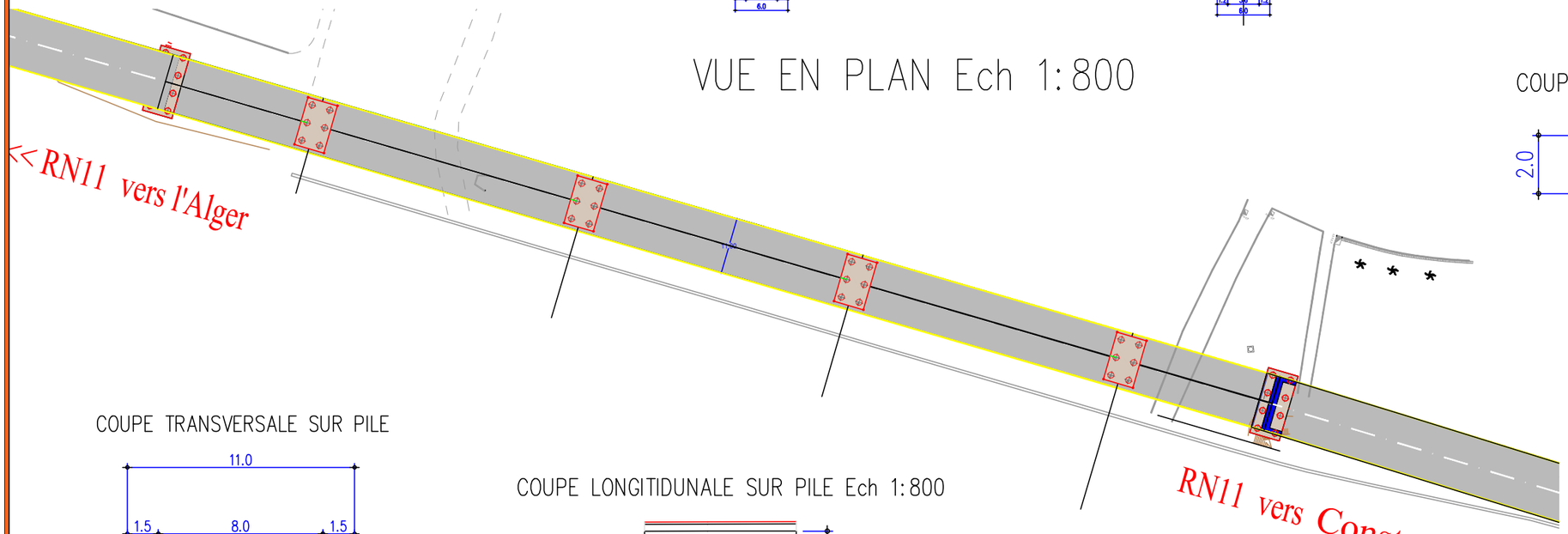
- Entretien périodique contre la corrosion.
- Demande des mains d'oeuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Coût de l'acier est très élevé.

NOTE : La page suivante montre le plan ensemble de la **variante III**.

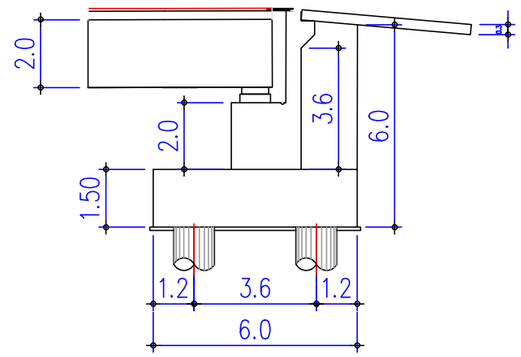
COUPE LONGITIDUNALE Ech 1:800



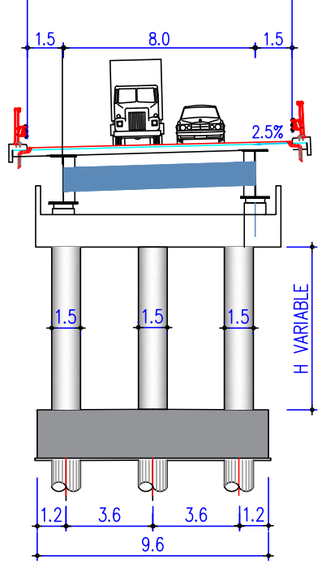
VUE EN PLAN Ech 1:800



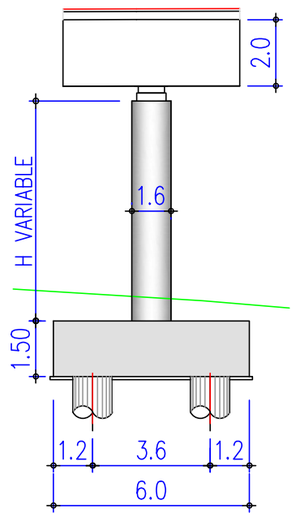
COUPE LONGITUDINALE C02 Ech 1:800



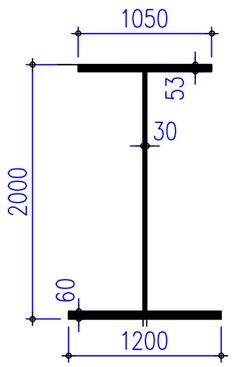
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE



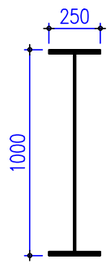
COUPE LONGITIDUNALE SUR PILE Ech 1:800



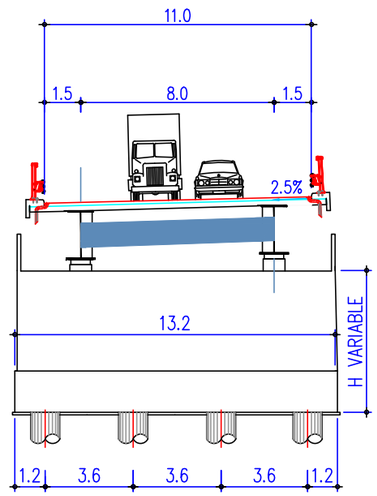
S-PRS Ech 1:50



ENTRETOISE



COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE



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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Page 27	Année universitaire
Conception et Étude d'un pont sur Oued El-Harrach	BENTALHA Malek BOUCENNA Mélissa	Mr.SEBAH	Plan ensemble Variante 3 : pont mixte	2024 / 2025

III.5. ANALYSE MULTICRITERE DES VARIANTES

On compare les trois variantes selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements …).

✧ Données et hypothèse de calcul : Mentionner dans le tableau suivant

Matériaux	Variante I	Variante II	Variante III
Acier	FeE500	FeE500	S235
	Précontrainte :12T15		
Béton	Dalle : RN35	Voussoirs : C40/50	Dalle : RN35
	Poutre : RN40	Fondation : RN27	Fondation : RN27
	Fondation : RN27	Élévations : C30/37	Élévations : C30/37
	Élévations : C30/37		

Tableau III. 7 : Données et hypothèse de calcul.

III.5.1. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes :

Selon les documents des prix unitaires fournis par la SAPTA, on a trouvé les devis ci-dessus en indiquant un exemple de calcul - **Variante 1** - :

i. EXECUTION DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT SUR OUED :

Pour chaque pile on estime volume de l,ouvrage de soutènement avec un prix unitaire de :

Prix total = Volume totale de soutenir 7 pile × Prix unitaire (DA/m3)

AN : Prix total = 1718.153 × 60000.00 = 133,089,177.60 DA

ii. TRAVAUX DES TERRASEMENT POUR SEMELLES DES PILES :

Prix total = Volume totale pour terrasser 7 semelles des pile × Prix unitaire (DA/m3)

AN : Prix total = 2414.4 × 2500.00 = 6,036,019.20 DA

iii. BÉTON :

✧ Prix Béton poutre = (Section une poutre × longueur × nombre des poutres) × Prix unitaire (DA/m3)

AN : Prix Béton poutre = (0.6461 × 224 × 6) × 32,000.00 = 27,787,200.00 DA

✧ Prix Béton dalle = (largeur du pont × longueur × épaisseur) × Prix unitaire (DA/m3)

AN : Prix Béton dalle = (11 × 224 × 0.25) × 20,000.00 = 12,320,000.00 DA

✧ Prix Béton élévation = ($\frac{\pi \times 1.6^2}{4}$ ×Σ hauteurs des piles × nb des futs) × Prix unitaire (DA/m3)

AN : Prix Béton élévation = (2.096 × 35.85 × 21) × 17000 = 26,826,000.00 DA

✧ Prix Béton semelle = (Volume semelle × nombre des semelles) × Prix unitaire (DA/m3)

AN : Prix Béton semelle = ((6 × 2 × 9.6) × 7) × 15000 = 23,670,000.00 DA

✧ Prix Béton pieux = ($\frac{\pi \times 1.2^2}{4}$ × hauteur de pieu × nb des pieux) × Prix unitaire (DA/m3)

AN : Prix Béton pieux = (1.1304 × 48 × 42) × 15000 = 34,185,000.00 DA

AN : Prix total du béton = 71,564,560.00

iv. LA PRÉCONTRAINTE :

Prix =(nombre des Torons×poids propre/ml×longueur de la poutre nombre des poutre du pont)×Prix unitaire

AN : Prix total de la réalisation de la précontrainte = ((7+2×12)×1.41×28× (7×8)) × 2600.00 = 178,196,928.00 DA

v. ACIER PASSIF :

Chaque élément dans le pont a un ratio d'acier :

✧ Quantité acier poutre = Volume béton poutre × ratio d'acier =1013.08 × 130 kg/m^3

✧ Quantité acier dalle = Volume béton dalle × ratio d'acier = 616 × 220 kg/m^3

✧ Quantité acier élévation = Volume béton élévation × ratio d'acier =1578 × 180 kg/m^3

✧ Quantité acier semelle = Volume béton semelle × ratio d'acier =806.4 × 150 kg/m^3

Prix total de l'acier = quantité totale × Prix unitaire DA/kg

AN : Prix total de l'acier = 97,461,750.00 DA

vi. AUTRES :

✧ Prix des Appareils d'appui élastomère frété = Nombre des appareil × Prix unitaire

AN : Prix total des Appareils d'appui = 112 × 80000 DA = 8,960,000.00 DA

✧ Prix des joints de chaussée = longueur des joints × Prix unitaire/ml

AN : Prix total des joints de chaussée = 44 × 100000 DA = 4,400,000.00 DA

MONTANT TOTAL EN H.T = 499,708,434.80 DA

T.V.A 19% = 94,944,602.61 DA

MONTANT TOTAL EN T.T.C = 594,653,037.41 DA

NOTE : les tableaux dans la page suivante qui résument le calcul du prix

TABLEAU III.8 :DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF - Pont à poutres précontraintes par post tension -

	DESIGNATION	U	Q	P.U EN CHIFFRES (DA)	PRIX TOTAL (DA)
	00 : FORFAIT				
	EXECUTION DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT PROVISOIRE SUR OUED	m3	**1,718**	60,000.00	103,089,180.00
			TOTAL 00 :	**103,089,180.00**	
	01 : TERRASSEMENT				
	TRAVAUX DES TERRASEMENT POUR SEMELLES DES PILES	m3	605	2,500.00	1,512,000.00
			TOTAL 01 :	**1,512,000.00**	
	02 : BÉTON				
	BÉTON POUTRE	m3	868	32,000.00	27,787,200.00
	BÉTON RN 35 POUR DALLE	m3	616	20,000.00	12,320,000.00
	BÉTON C30/37 D'ÉLÉVATION + CULÉE	m3	1,578	17,000.00	26,826,000.00
	BÉTON RN27 POUR SEMELLE PILE + CULLÉE	m3	806	15,000.00	12,096,000.00
	BÉTON RN27 POUR PIEU POUR PILE	m3	2,279	15,000.00	34,185,000.00
			TOTAL 02	**66,933,200.00**	
	SECTION 03: LA PRÉCONTRAINTE				
	REALISATION DE LA PRÉCONTRAINTE	t	68,537	2,600.00	178,196,928.00
			TOTAL 03	**178,196,928.00**	
	04 : ACIER PASSIF				
	ACIER POUR POUTRE = Vpoutre×130	t	112,840	145.00	16,361,800.00
	ACIER POUR DALLE = Vdalle×220	t	135,520	145.00	19,650,400.00
	ACIER POUR ÉLÉVATION = Vpiles×180	t	284,040	145.00	41,185,800.00
	ACIER POUR SEMELLE = Vsemelle×150	t	120,900	145.00	17,530,500.00
			TOTAL 04	**94,728,500.00**	
	AUTRES				
	APPAREIL D'APPUIS ÉLASTOMERE FRÉTE	U	112	80,000.00	8,960,000.00
	JOINT DE CHAUSSÉE	ml	44	100,000.00	4,400,000.00
			TOTAL	**13,360,000.00**	
MONTANT TOTAL EN H.T				**457,819,808.00**	
T.V.A 19%				**86,985,763.52**	

TABLEAU III.9 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF - Pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif -

	DESIGNATION	U	Q	P.U EN CHIFFRES (DA)	PRIX TOTAL (DA)
	00 : FORFAIT				
	EXECUTION DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT SUR OUED	m3	**1,282**	60,000.00	76,945,124.40
			TOTAL 00 :	**76,945,124.40**	
	01 : TERRASSEMENT				
	TRAVAUX DES TERRASEMENT POUR SEMELLES DES PILES	m3	345,5	2,500.00	3,580,150.00
			TOTAL 01 :	**3,580,150.00**	
	02 : BÉTON				
	BÉTON VOUSSOIR	m3	1,501	32,000.00	48,032,051.20
	BÉTON RN30 D'ÉLÉVATION + CULÉE	m3	129	18,000.00	2,316,960.00
	BÉTON RN30 POUR SEMELLE PILE+CULÉE	m3	461	15,000.00	6,912,000.00
	EXECUTION PIEUX	ML	1,620	50,000.00	81,000,000.00
			TOTAL 02	**50,349,011.20**	
	SECTION 03: LA PRÉCONTRAINTE				
	REALISATION DE LA PRÉCONTRAINTE	Kg	63,000	260.00	16,380,000.00
			TOTAL 03	**16,380,000.00**	
	04 : ACIER PASSIF				
	ACIER POUR VOUSSOIR = Vvoussoir×120	kg	180,120	145.00	26,117,400.00
	ACIER POUR ÉLÉVATION = Vpiles×180	kg	23,280	145.00	3,375,600.00
	ACIER POUR SEMELLE = Vsemelle×150	kg	69,150	145.00	10,026,750.00
			TOTAL 04	**39,519,750.00**	
	AUTRES				
	APPAREIL D'APPUIS A POT	U	12	180,000.00	2,160,000.00
	JOINT DE CHAUSSÉE	ml	22	180,000.00	3,960,000.00
			TOTAL	**6,120,000.00**	
MONTANT TOTAL EN H.T				**192,894,035.60**	
T.V.A 19%				**36,649,866.76**	
MONTANT TOTAL EN T.T.C				**229,543,902.36**	

TABLEAU III.10 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF - Pont mixte Acier-Béton -

	DESIGNATION	U	Q	P.U EN CHIFFRES (DA)	PRIX TOTAL (DA)
	00 : FORFAIT				
	EXECUTION DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT SUR OUED	m3	**1,282**	60,000.00	76,945,080.00
			TOTAL 00 :	**76,945,080.00**	
	01 : TERRASSEMENT				
	TRAVAUX DES TERRASEMENT POUR SEMELLES DES PILES	m3	345,5	2,500.00	3,580,150.00
			TOTAL 01 :	**3,580,150.00**	
	02 : BÉTON				
	BÉTON RN30 D'ÉLÉVATION +CULÉE	m3	1,107	15,000.00	16,600,200.00
	BÉTON RN30 POUR SEMELLE PILE+CULÉE	m3	461	15,000.00	6,912,000.00
	BÉTON POUR PIEU POUR PILE+ CULÉE	m3	1,302	15,000.00	19,533,300.00
			TOTAL 02	**16,600,200.00**	
	SECTION 03: LA CHARPENTE				
	CHARPENTE METALLIQUE POUR TABLIER	Kg	380,000	500.00	190,000,000.00
			TOTAL 03	**190,000,000.00**	
	04 : ACIER PASSIF				
	ACIER POUR ÉLÉVATION = Vpiles×180	kg	199,260	145.00	28,892,700.00
	ACIER POUR SEMELLE = Vsemelle×150	kg	69,150	145.00	10,026,750.00
			TOTAL 04	**38,919,450.00**	
	AUTRES				
	APPAREIL D'APPUIS POUR PRS	U	12	150,000.00	1,800,000.00
			TOTAL	**1,800,000.00**	
MONTANT TOTAL EN H.T				**327,844,880.00**	
T.V.A 19%				**62,290,527.20**	
MONTANT TOTAL EN T.T.C				**390,135,407.20**	

III.5.2. Analyse des variantes :

Variante 01 (pont à poutres) :

Simple et rapide à réaliser, et moins coûteux. Mais l'ouvrage étant situé dans sur Oued El-harrach , elle présente un nombre d'appuis très important, il faut des ouvrages de soutènement pour réaliser les fondations et les piles.

Variante 02 (pont voussoirs) :

La variante a un nombre d'appuis acceptable ce qui donne une forme plus esthétique, plus adaptée au tracé , et offre une meilleure rigidité à la torsion. Elle est plus rapide à la construction qui peut atteindre une dizaine de mètres par jour. Mais L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes, et leur maintenance est plus délicate, parce qu'elle nécessite de faire intervenir les équipes d'entretien dans l'espace souvent réduit qu'offre l'intérieur du caisson.

Variante 3 (Pont mixte) :

C'est la variante la plus rapide à réaliser mais elle est la plus coûteuse (quantité d'acier importante). La nécessité d'une vigilance de tous les instants contre la corrosion et la fatigue des assemblages (entretien périodique). La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage.

III.6. CONCLUSION :

Le pré-dimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritère de celles-ci nous oriente vers la solution la plus avantageuse qu'offre la variante 02 : **Pont voussoirs préfabriqués en béton précontraint construit par encorbellements successifs**, qui fera, désormais, l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

Le calcul d'un pont assure son dimensionnement et son bon fonctionnement en résistant aux efforts de son propre poids et aux sollicitations naturelles et fonctionnelles. Ce chapitre définit les matériaux de construction et les charges à appliquer pour le calcul et les essais des ponts routiers.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

1. Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
2. Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
3. RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
4. RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
5. Fascicule 62 : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
6. Document SETRA « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

IV.3. CARECTERESTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. Béton

- Pour la superstructure, le béton est dosé à 450 kg/m^3 de ciment CPA42.5 avec :
  f_{c28} **= 45 MPa** et f_{t28} **= 3.3 MPa.**
- Pour l'infrastructure, le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA42.5 avec :
  f_{c28} **= 30 MPa** et f_{t28} **= 2.4 MPa**.

NB : la densité du béton armé est de 25 kN/m^3.

IV.3.2. Armatures

IV.3.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**

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

IV.3.2.2. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **15T15.**

- Résistance ultime : f_{prg} = 1 860 MPa
- Limite élastique : f_{peg} = 1 674 MPa
- Module d'élasticité : E_p = 190 000 MPa
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron}$ = 150 mm² / Section d'un câble : A_p = 2 250 mm²
- Diamètre du gain : Φ = 90.00 mm
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : ρ = 2.5 %

IV.3.3. Contraintes admissibles

IV.3.3.1. Béton

✧ Contraintes admissibles à la compression :

$$f_{bu} = 0.85\, f_{cj} / \theta.\, \gamma_b \quad \textbf{(MPa)}$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \textbf{(MPa)}$$

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	25.50	17.00
		$\gamma_b = 1.15$	33.26	22.17
ELS	f_{bc} (MPa)		27.00	18.00

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \\ 1.5 \\ 1.15 \end{cases}$$

Tableau IV.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

✧ Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "Eij" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

$E_{ij} = 11\ 000 \times \sqrt[3]{f_{Cj}}$; Module de déformation instantanée du béton < 24h.

$E_{ij} = 3\ 700 \times \sqrt[3]{f_{Cj}}$; Module de déformation sous chargement de langue durée.

IV.3.3.2. Armatures

✧ Contrainte limite de traction des aciers :

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500.00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ \frac{1}{2} \times f_e ;\ 110\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n = 1.6		252.76	250.00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{ 0.4 \times f_e ;\ 88\sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$; n = 1.6		206.80	200.00

Tableau IV.2: Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

✧ Classe de justification de la précontrainte :

Classe II (la plus courante), elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas de formation des fissures.

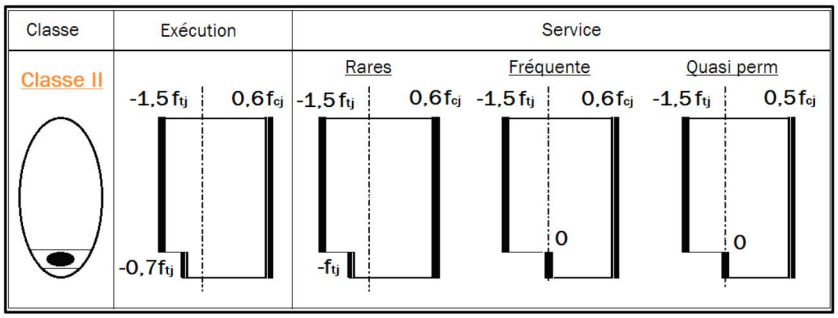


Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4. CARACTERISTIQUES DU PONT

IV.4.1. La largeur roulable :

C'est une largeur comprise entre les dispositifs de sécurité ou bordures et elle comprend, outre la chaussée, toutes les sur-largeurs éventuelles telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc.

IV.4.2. Largeur chargeable :

C'est une largeur déduite de la largeur roulable en enlevant deux bandes de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière ou de leur support s'il déborde) lorsqu'il en existe.Figure III.2 D'aprés RCPR.

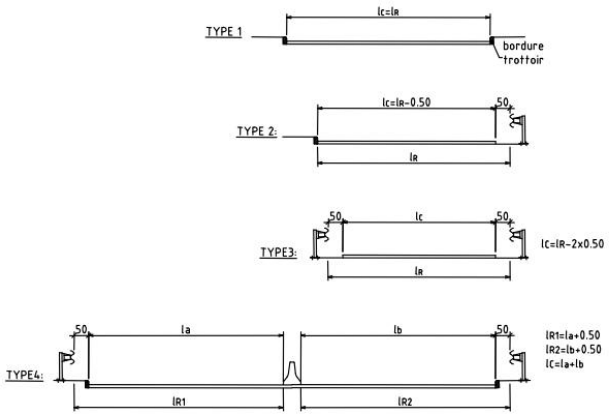


Figure IV.2 : Largeur chargeable et largeur roulable.

Note : Notre ouvrage comporte deux barrières de sécurité, glissière,trottoirs de 1.50m, alors :

$$Lr = 11 - 3 = 8\ m$$

$$Lc = 8 - 2\times, 5 = 7\ m$$

IV.4.3. Nombre des voies:

Nombre des voies = $\frac{Lc}{3} = \frac{7}{3} = 2$ voies avec une largeur de voie égale a 3.5m.

IV.4.4. La classe du pont :

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de leurs largeurs roulables.

Pont de classe 1	Lr >7
Pont de classe 2	5,5< Lr ≤7
Pont de classe 3	Lr ≤ 5,5

Tableau IV.3 : Les classes du pont selon RCPR.

Note : On a Lr =8 m est supérieure à 7 m , alors notre pont est de première classe.

IV.5. EVATUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC

IV.5.1. Actions permanentes : Poids des voussoirs Pv

Pour calculer le poids totale de l'ouvrage, on calcul les poids de chaque type de voussoir.Voir la **Figure IV.3**

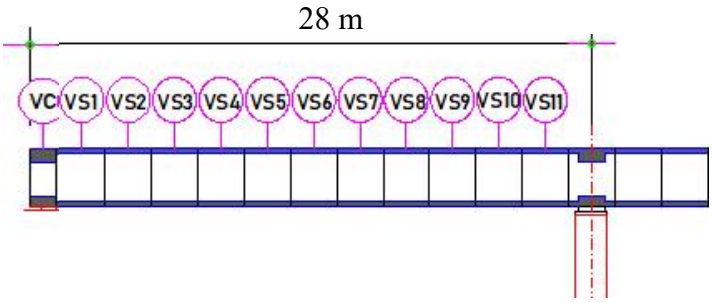


Figure IV.3 : Numérotation des voussoirs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après **Tableau IV.4** dans la page suivante.

Poids totale voussoirs : Σ Poids total(t) = 3985.028 t						
Type de voussoir	Nombre	Longueur (m)	Air (m^2)	Volume (m^3)	Poids (t)	Poids total(t)
Voussoir sur culée	2	1.08	11.82	12.7656	31.914	63.028
Courant	88	2.35	6.88	16.168	40.42	3556.96
Clavage	3	2.15	6.88	14.792	36.98	110.94
Voussoir sur pile	4	2.15	11.82	25.413	63.5325	254.13

Tableau IV.4 : Estimation du poids total des voussoirs.

Avec une charge de : 17.79 t/ml.

IV.5.2. Les compléments de charges permanentes CCP :

D'aprés le fascicule 61 titre 2,le poids propre du garde corps est estimé a 1 KN/ml.

Note : Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après **Tableau IV.5.**

Eléments	Densité(t/m^3)	Poids (t/ml)	Poids (t)
Trottoir	2.5	1.7	380.8
Glissière de Sécurité	/	2×0.05	22.4
Garde corps	/	2×0.1	44.8
Revêtement en BB	2.4	1.536	344.064
corniches	2.5	0.4235	94.864
Poids CCP	/	3.96	887.04
Poids Total $G_{voussoir}$ = 3985.028 t			
Poids Total G_{Total} = $G_{voussoir}$ + G_{CCP} = **4872.068 t**			

Tableau IV.5 : Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges**.**

IV.5.3. Action thermique :

D'après les régles de DTR , on adopte :

Le gradient thermique vertical qui résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement de courte durée d'un pont en béton est $\Delta\theta = \pm 12$ °C en phase de construction est $\Delta\theta = \pm 7$ °C en phase de service.

On adopte une variation uniforme de température de +35 °C et -15 °C (climat tempéré au nord).

Note : la valeur prise en calcul est **$\Delta T = 20$ °C** ou **$\Delta T = -30$ °C**

IV.5.1.4. Les actions variables hors trafic dues à l'eau :

Dans notre cas on a la poussée hydrostatique et la poussée hydrodynamique du courant.

La prise en compte de la pression hydrostatique ne pose généralement aucun problème.

L'action abrasive du courant se prémunit à l'aide de dispositions constructives appropriées.

Note : La masse d'eau est appliquée à l'intérieur et l'extérieur avec une hauteur de 2.46 m.

IV.6. EVALUATION DES CHARGES DUES AU TRAFIC

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Les surcharges civiles : A(L) et B (Bc,Bt,Br)
- Les surcharges militaires : Mc120
- Les surcharges exceptionnelles : D240

IV.6.1. Le système de charge A(l) :

La charge A est une sorte de surcharge qui s'applique sur la chaussée et qui a comme formule : $A = a_1 \times a_2 \times A(l)$ (kg/㎡)

- a_1: coefficient qui dépend de la classe du pont et du nombre de voies chargées, ces valeurs sont regroupées dans le tableau dans la page suivante :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1ere classe	1	1	0.9	0.75	0.7
	2eme classe	1	0.9	-	-	-
	3emeclasse	0.9	0.8	-	-	-

Tableau IV.6 : Les valeurs du coefficient a_1

- a_2 un coefficient qui dépend essentiellement de la classe du pont et de la largeur de voie choisie, il est défini par : $a_2 = \frac{L0}{Lv}$

  - L_0= 3.5 m pour un pont de 1ere classe.
  - L_v = 3.5 m.

On trouve: $\mathbf{a_1}$= 1 ; $\mathbf{a_2}$= 1

- Le coefficient A(l) prend la valeur maximale entre :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{(L+12)} \ (\text{Kg/m2})$$

$$A(L) = 4 - 0.002 \times L \ (\text{Kg/m2})$$

L : représente la longueur chargée.

- Donc pour produire les sollicitations les plus défavorables dans le sens longitudinal, on doit prendre en considération toutes les combinaison de répartition de la charge A possible qui sont 12 ,ensuite comparer les résultats des moments fléchissant et l'effort tranchant et d'en déduire la combinaison la plus défavorable.

Les tableaux **IV.7 et IV.8** suivants représentera toutes les dispositions de la charge A et ses valeurs considérées et modélisées avec logiciel.

N des cas	Les différentes dispositions de la charge A(l)
1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	
9	
10	
11	
12	

Tableau IV.7 : Les différentes dispositions de la charge A(l).

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m2)	a_1	a_2	A(l)xa_1xa_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1 Cas	28	11.30	1.00	1.00	11.30	7.00	79.10
2 Cas	56	7.59	1.00	1.00	7.59	7.00	53.16
3 Cas	84	6.05	1.00	1.00	6.05	7.00	42.35
4 Cas	112	5.20	1.00	1.00	5.20	7.00	36.42
5 Cas	140	4.67	1.00	1.00	4.67	7.00	32.68
6 Cas	168	4.30	1.00	1.00	4.30	7.00	30.10
7 Cas	196	4.03	1.00	1.00	4.03	7.00	28.22
8 Cas	56	7.59	1.00	1.00	7.59	7.00	53.16
9 Cas	168	4.30	1.00	1.00	4.30	7.00	30.10
10 Cas	112	5.20	1.00	1.00	5.20	7.00	36.42
11 Cas	224	3.83	1.00	1.00	3.83	7.00	26.78
12 Cas	56	7.59	1.00	1.00	7.59	7.00	53.16

Tableau IV.8 : Les différentes valeurs de la charge A(l).

IV.6.2. Le système de charge B :

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- ✧ Le système $\mathbf{B_c}$ qui se compose de camions types (300 kN) .
- ✧ Le système $\mathbf{B_t}$ se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» .
- ✧ Le système **Br** se compose d'un roue isolée.

IV.6.2.1. Le Système de charges Bc :

En fonction de la classe du pont et du nombre des voies considérées, la valeur des charges du système $\mathbf{B_c}$ prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_c}$, donné par le **tableau IV.9**.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1.20	**1.10**	0.95	0.80	0.70

Tableau IV.9 : Les valeurs de coefficient bc.

On tire un coefficient $\mathbf{b_c}$ égale a : 1.1

On représente le système de chargement de Bc d'aprés le DTR Algérien dans la figure IV.3 suivante :

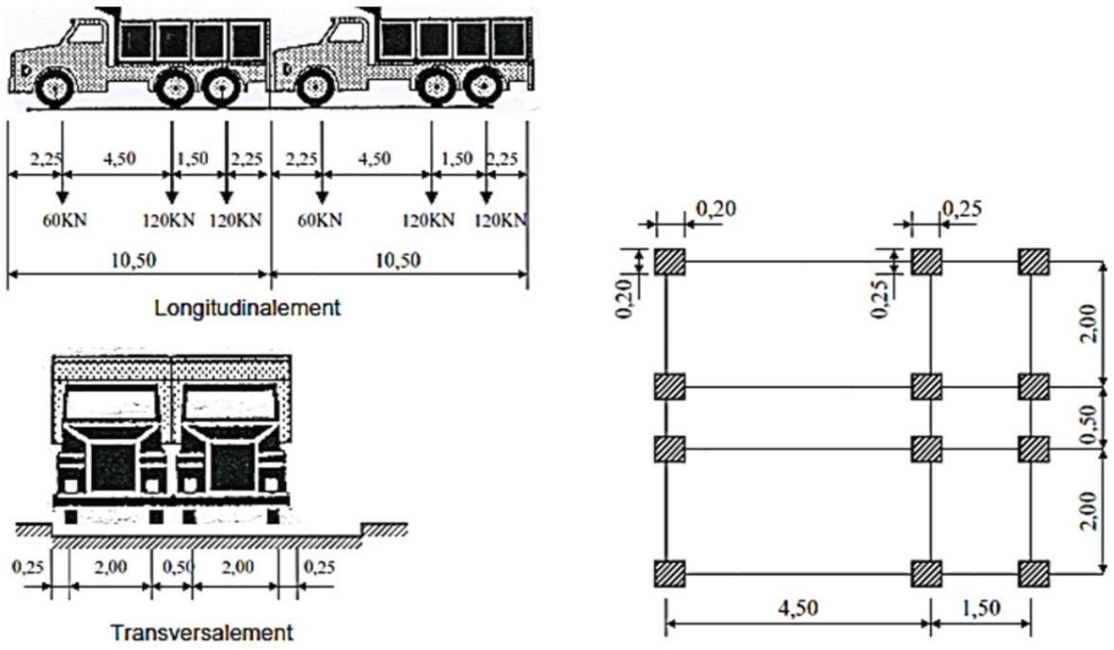


Figure IV.4 : Système de chargement bc.

On dispose sur la chaussée autant une charge roulante et mobile comme des files ou convois de camions qu'elle le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens transversal: le nombre de files égal au nombre des voies v.

Dans le sens longitudinal : le nombre des camions est limité à 2 dans une méme file de façon à produire l'effet le plus défavorable.

Le **tableau IV.9** dans la page suivante représentera toutes les dispositions de la charge Bc et ses valeurs considérées et modélisées avec logiciel.

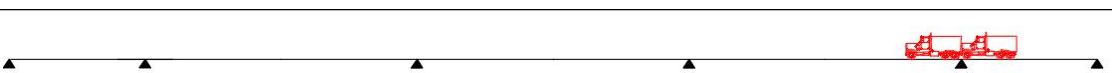
N. des cas	Les différentes dispositions de la charge Bc
1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	
9	

Tableau IV.10 : les différentes dispositions de la charge Bc.

IV.6.2.2. Le Système de charges Bt :

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système $\mathbf{B_t}$ prise en compte estmultipliée par le coefficient $\mathbf{b_t}$,donné par le **tableau IV.10**.

Nombre des voies	B_t (t)	b_t	B_t x b_t (t)
1	32	1,2	38.4
2 – 3 - 4	64	1,2	**76.8**

Tableau IV.11 : Valeurs du coefficient b_t .

On représente le système de chargement de Bt d'aprés le DTR Algérien dans la figure IV.4 dans la page suivante.

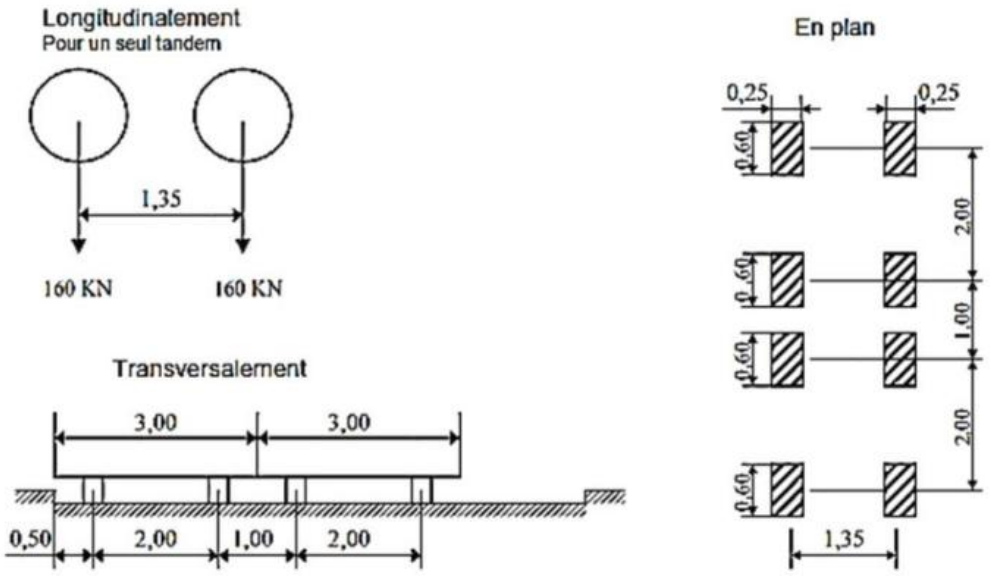


Figure IV.5 : Système de chargement bt.

On note que :

Dans le sens transversal : Le nombre de convois disposes sur la chaussée cet au plus égal a deux même si la chaussée comporte plus de deux voies. Les convois peuvent être accole ou non .

Dans le sens longitudinal: Deux tandems sont disposés dans ce sens.

IV.6.2.3. Système de charges Br :

Une roue isolée d'une charge de 10 t, peut être placée n'importe ou sur la largeur roulable. Le système de chargement est représenté dans la **figure IV.5** suivante :

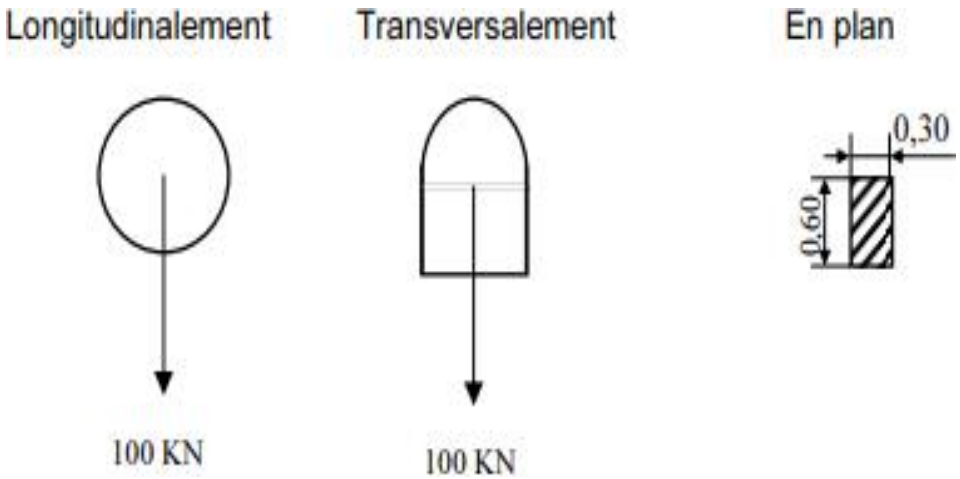


Figure IV.6 : Système de chargement br.

IV.6.3. La charges militaires Mc120 :

Une charge totale de **1100 KN**, dans le sens transversal. Un seul convoi est supposé circuler quel que soit la largeur de la chaussée, longitudinalement. Le nombre de convoi n'est pas limité mais il faut qu'il y'ai au moins un espacement de 30.5 m. Le système de chargement est représenté dans la figure IV.6 suivante

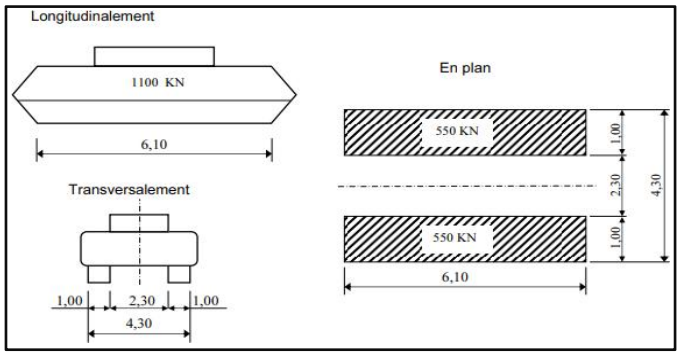


Figure IV.7 : Système de chargement Mc120.

N. Des cas	Les différentes dispositions de la charge Mc120
1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	

Tableau IV.12 : Système de chargement Mc120.

IV.6.4. Convoi exceptionnel D240 :

Le convoi D240 est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable, ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges), cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

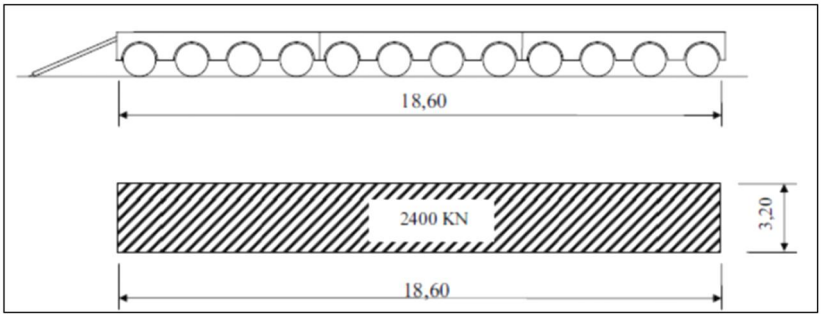


Figure IV.8 : Convoi exceptionnel D240.

N. des cas	Les différentes dispositions de la charge D240
1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	
9	

Tableau IV.13 : Les différentes dispositions de la charge D240.

IV.6.5. Surcharges sur trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1.5 kN/m^2 réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

IV.7. COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

Les charges du système B et Mc120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ.

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

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
G : sa charge permanente.
S : sa charge maximale.

IV.7.1. Système de charges B :

On note que : S = max (bc , bt , br) = max (132 , 76.8 , 10) = 132 t .

Les résultats sont mentionnés dans le tableau IV.10 dans la page suivante :

Cas de charge	L(m)	G(t)	S(t)	δ
1	28	498.12	132	**1.098**
2	56	996.24	132	1.052
3	84	1494.36	132	1.035
4	112	1992.48	132	1.027
5	140	2490.6	132	1.022
6	168	2988.72	132	1.018
7	196	3486.84	132	1.016
8	56	996.24	132	1.052
9	168	2988.72	132	1.018

Tableau IV.14 : Coefficients de majoration dynamique système Bc.

IV.7.2. Système de charges Mc120 :

Avec : S = max (Mc120 , Me120) = n × 110 t . On trouve des coefficients de mojoration des différentes cas de charge dans le **tableau IV.11**

Cas de charge	Travée	L(m)	G(t)	N	S(t)=n×110	δ
1	1	28	3985.028	1	110	**1.065**
2	1+2	84	3985.028	2	220	1.031
3	1+2	84	3985.028	3	330	1.035
4	1+2+3	140	3985.028	4	440	1.030
5	1+2+3	140	3985.028	5	550	1.034
6	1+2+3+4	196	3985.028	6	660	1.034
7	1+2+3+4	196	3985.028	7	770	1.038
8	1+2+3+4+5	224	3985.028	8	880	1.040

Tableau IV.15 : Coefficients de majoration dynamique système Mc120.

IV.8. EFFORT DE FREINAGE

IV.8.1. Système de charge Bc :

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

$$F_{bc} = Bc \times bc = 30 \times 1.1 = 33 \text{ t}$$

IV.8.2. Système de charge A :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$\mathbf{F} = \frac{\mathbf{A.S}}{\mathbf{20 + 0.0035\ x\ S}} \mathbf{(kN)}, \mathbf{S} : \text{surface chargée en } (m^2)$$

Donc : $F_{max\text{-}2voies} = 110$ KN .

IV.9. COMBINAISIONS DES CHARGES

Après avoir modéliser le tablier en schéma statique et introduit chaque cas de charge du systèmes A(l),Bc,Mc120 et D240 , nous avons déterminé les moments et les efforts tranchants maximaux et minimaux pour chaque cas de charge.

Le calcul à l'aide du logiciel Autodesk Robot nous donne le cas le plus défavorable sous le système de charge A représenté dans les figures dans L'**annexe A**.

IV.10. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts-routes. En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.

On a procédé aussi dans ce chapitre au calcul des sollicitations dues aux charges permanentes et aux surcharges routières à l'aide du logiciel de calcul. Toutes les sollicitations étant connues à travers les combinaisons d'actions que nous avons définies plus haut, dans le chapitre qui suit, on étudiera la précontrainte nécessaire au tablier pour résister à ces sollicitations.

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE

V.1. INTRODUCTION

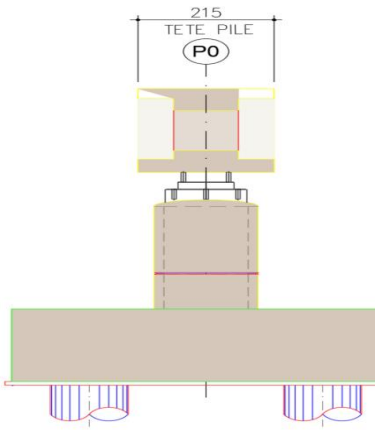
La méthode de construction des ponts par encorbellements successifs consiste à édifier un tablier en partant des piles. Les voussoirs qui composent ce tablier sont soit préfabriqués en atelier, soit coulés sur place dans des coffrages supportés par des équipages mobiles. Chaque voussoir est ensuite fixé à l'aide de câbles de précontrainte, de façon symétrique aux extrémités de la portion déjà construite. Lorsque ces extrémités se rejoignent près de la clé des travées situées de part et d'autre d'une pile, on obtient ce qu'on appelle un fléau.

Ce qui caractérise le calcul des ponts construits par encorbellements successifs est la nécessité d'effectuer des analyses tant pour la phase de construction que pour la phase de service. Ce chapitre sera consacré à l'étude détaillée de ces deux phases de calcul.

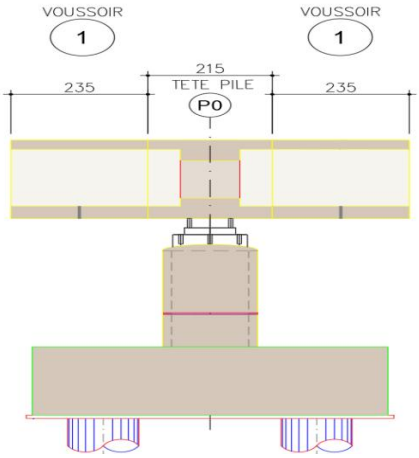
V.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1. Les différentes phases d'exécution :

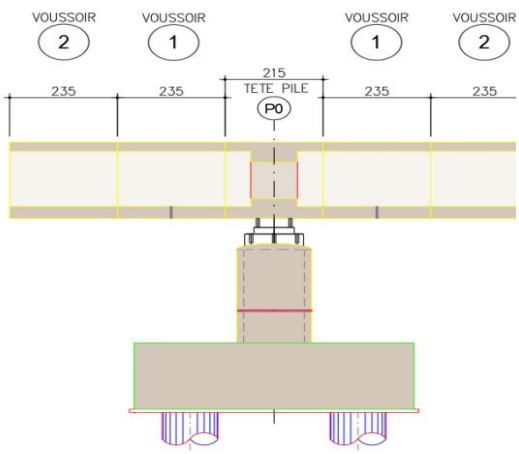
PHASE 1



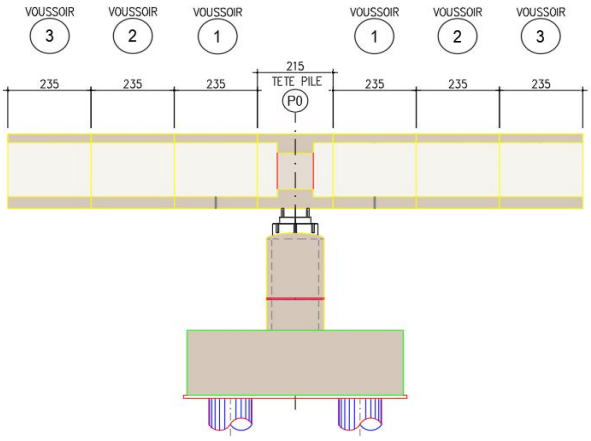
PHASE 2



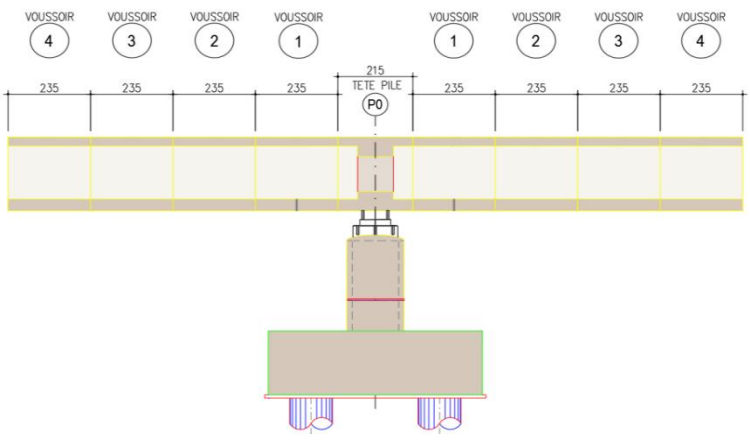
PHASE 3



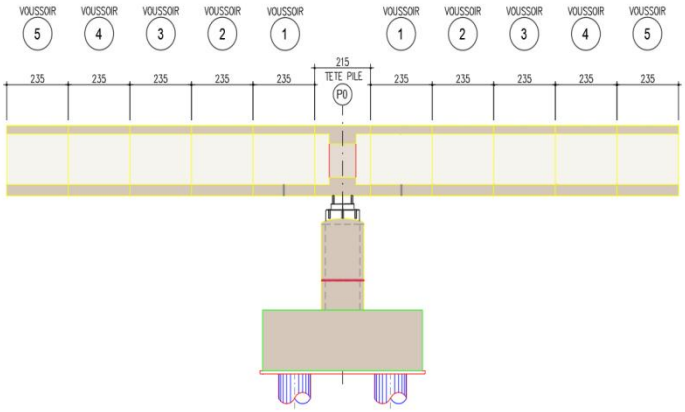
PHASE 4



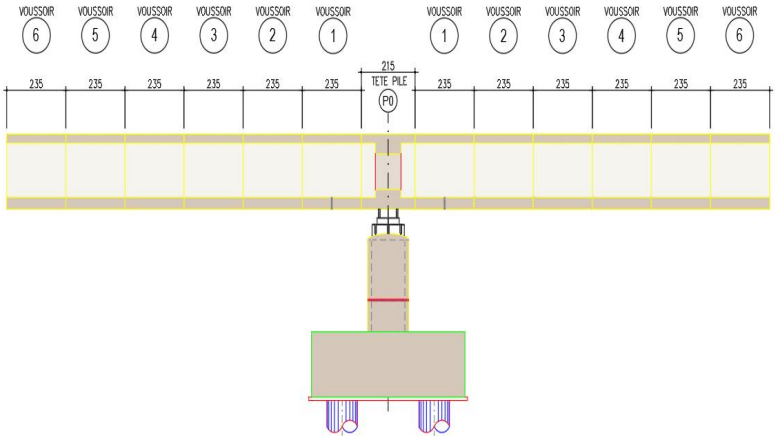
PHASE 5



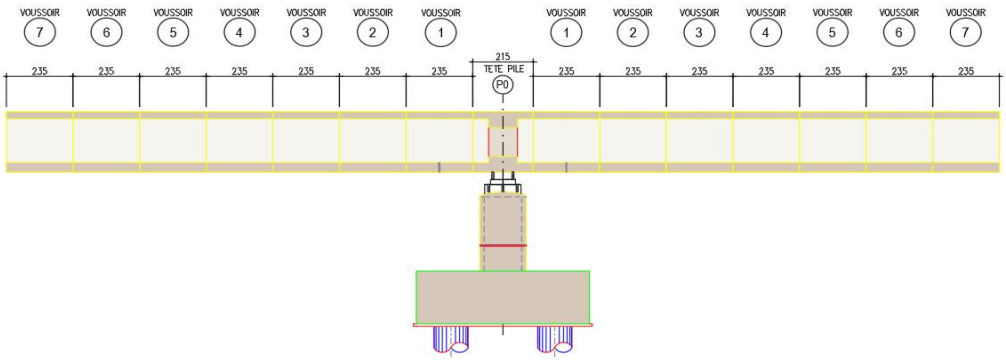
PHASE 6



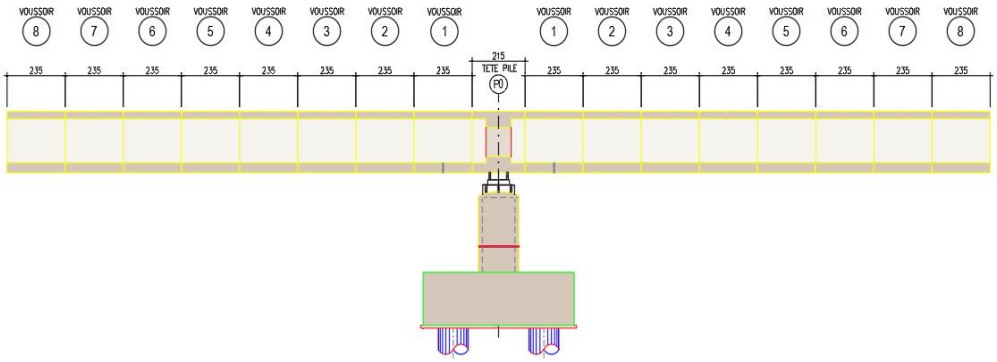
PHASE 7



PHASE 8



PHASE 9



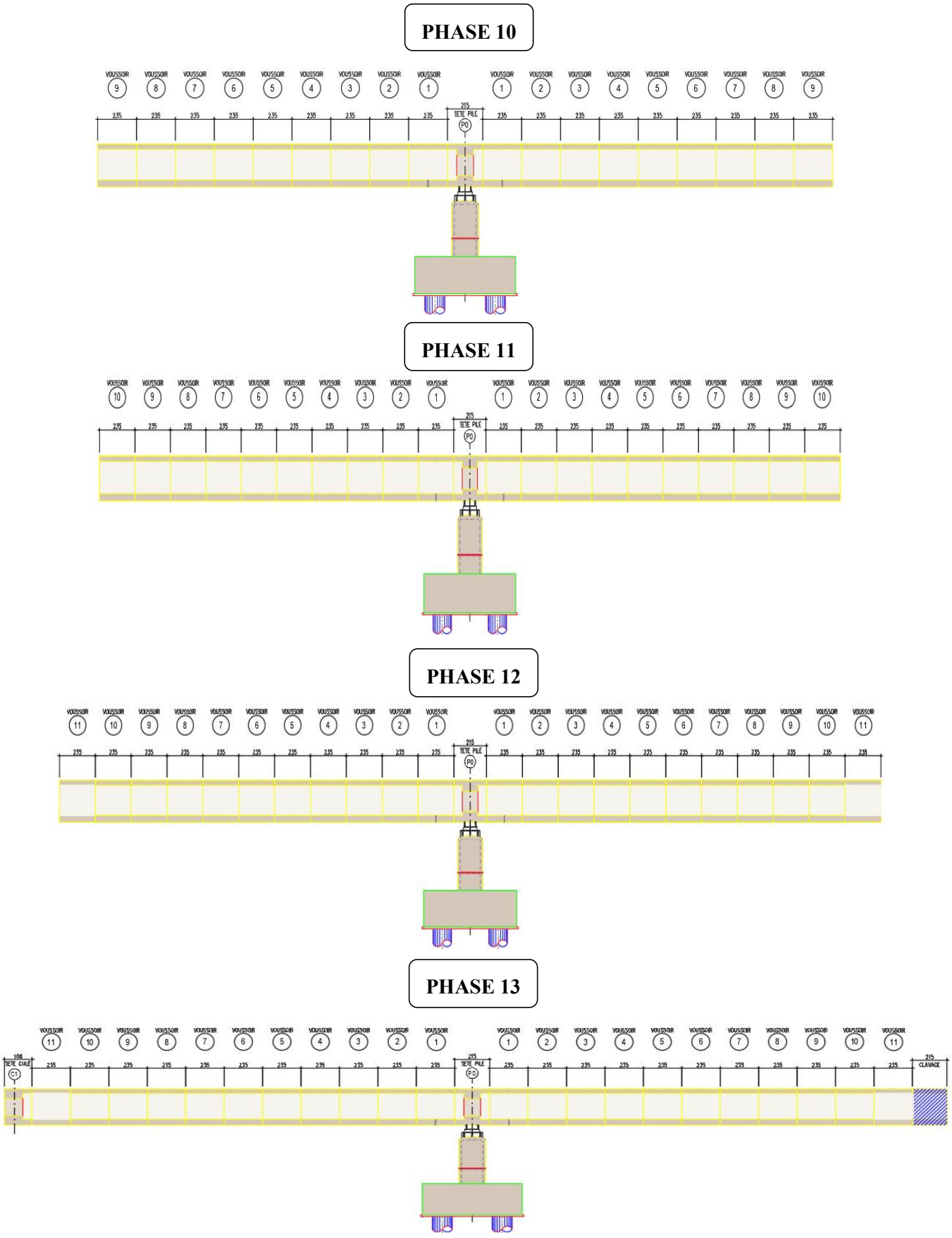


Figure V.1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

V.2.2 Charges à prendre en compte (Selon guide SETRA) :

V.2.2.1. Poids propre du fléau :

Le poids des demi-fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2 % (Gmax) alors que le poids de leur symétrique est minoré de 2 % (Gmin).

$$Gmax = G \times 1.02$$

$$Gmin = G \times 0.98$$

Phase	Demi-fléau minoré		Demi-fléau majoré	
	G(t)	G_{min} (t)	G(t)	G_{max} (t)
Phase 1	31.7662	31.1308	31.7662	32.4015
Phase 2	72.1862	70.7425	72.1862	73.6299
Phase 3	112.6062	110.3541	112.6062	114.8583
Phase 4	153.0262	149.9657	153.0262	156.0867
Phase 5	193.4462	189.5773	193.4462	197.3151
Phase 6	233.8662	229.1889	233.8662	238.5435
Phase 7	274.2862	268.8005	274.2862	279.7719
Phase 8	314.7062	308.4121	314.7062	321.0003
Phase 9	355.1262	348.0237	355.1262	362.2287
Phase 10	395.5462	387.6353	395.5462	403.4571
Phase 11	435.9662	427.2469	435.9662	444.6855
Phase 12	476.3862	466.8585	476.3862	485.9139

Tableau V.1 : Poids propre de chaque demi-fléau.

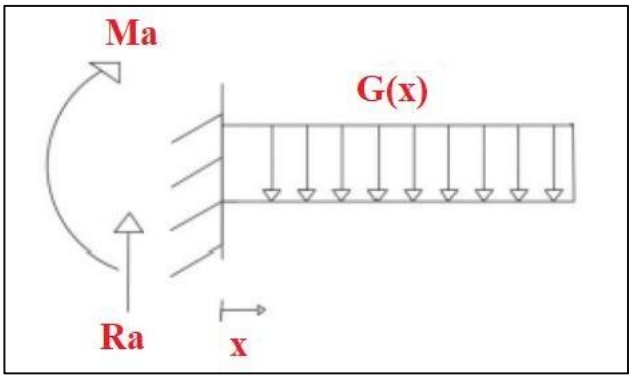


Figure V.2 : Poids propre du demi-fléau G.

V.2.2.2. Charges variables d'exécution :

Le BPEL distingue les charges de chantier connues en grandeur et en position des charges aléatoires que le projecteur doit prendre en compte de façon forfaitaire.

❖ **Charges de chantier connues :**

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction, par exemple poutres de lancement, grues servant à la mise en place des voussoirs, équipages mobiles.

Note : La charge d'équipage mobile n'est pas prise en considération, car la mise en place des voussoirs dans le pont étudie est faites par des grues mobiles.

❖ **Charges de chantier aléatoires :**

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :

✧ Une charge répartie de 200 N/m^2 sur un demi- fléau : **Qpra1 = 2.2 KN/ml**.

✧ Une charge concentrée de (50 + 5b) appliquée à l'extrémité du dernier voussoir : **Qpra2 = 105 KN**.

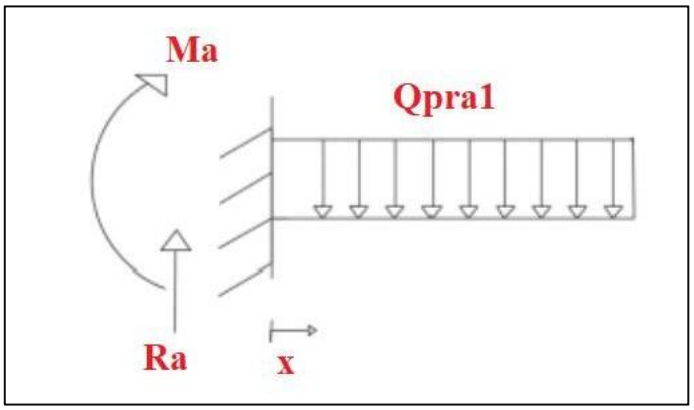


Figure V.3 : Surcharge répartie de chantier Q_{pra1}

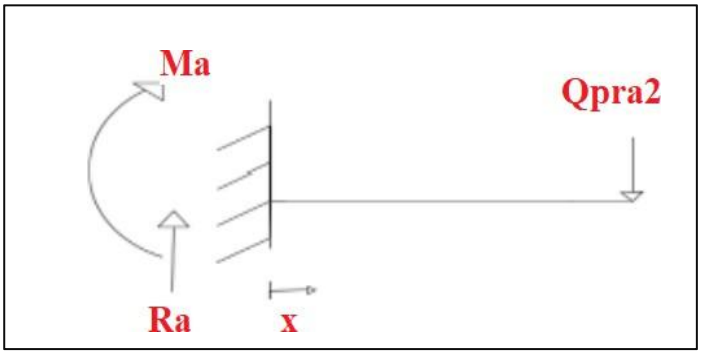


Figure V.4 : Surcharge concentrée de chantier Q_{pra2}

VII.2.2.3. Actions du vent :

La surcharge du vent Q_W égale à 100 Kg/m2 si la phase de construction n'excède pas un mois, sinon 125 Kg/m2 (fascicule 61 Titre II).

Donc dans ce projet on prend Q_W=0.125 t/m2. C'est une charge équivalente à une charge uniforme.

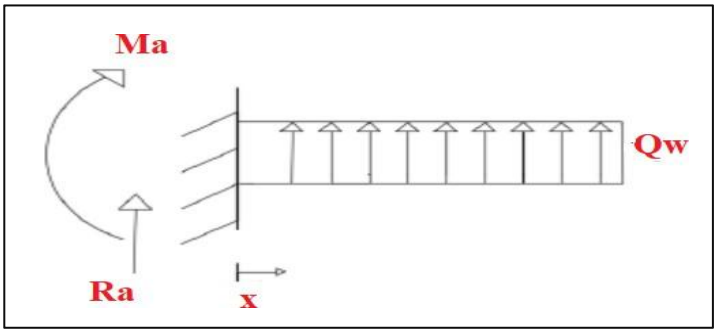


Figure V.5 : Surcharge du vent Q_W

VII.2.2.4. Actions accidentelles :

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose Fa est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2. Afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir.

Pour les ouvrages préfabriqués, toute pièce non brêlée par précontrainte pendant une ou plusieurs phases de la cinématique de pose est susceptible de chuter **(SETRA article 5.3.3)**

$$\mathbf{Fa = G_{voussoir} \times 2 = - 80.84\ t}$$

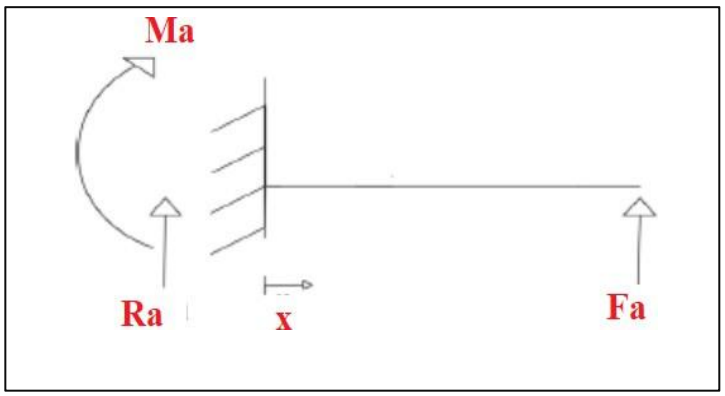


Figure V.6 : Force accidentelle Fa.

V.2.3. Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :

V.2.3.1. Effets dus au poids propre G :

L : étant la longueur du fléau considéré.

- ✧ Effort tranchant : $V(x) = \gamma_b \times S\,(L - x)$
- ✧ Moment fléchissant : $\mathrm{M(x)} = \gamma\mathrm{b} \times \mathrm{S}\,(-\frac{\mathrm{X}^2}{2} + \mathrm{xL} - \frac{\mathrm{L}^2}{2})$

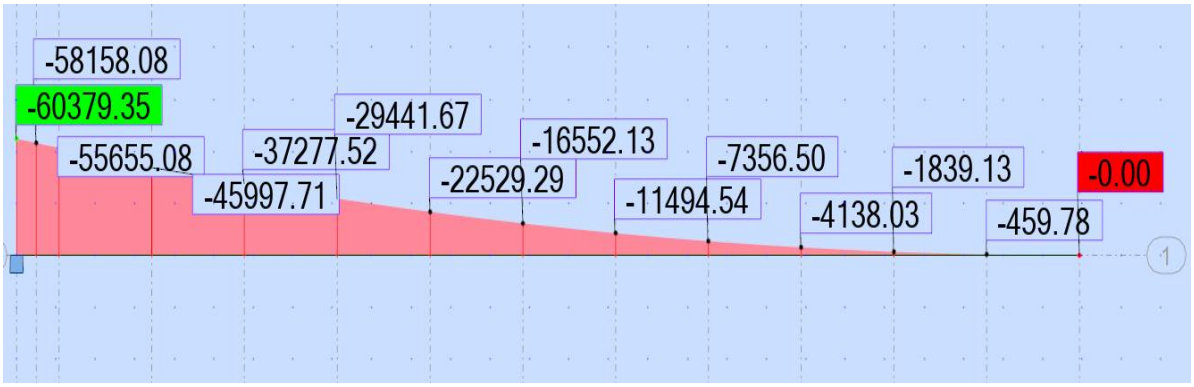


Figure V.7 : Diagramme de moment fléchissant d'un demi-fléau sous G (KN.m)



Figure V.8 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous T (KN)

VII.2.3.2. Effets des surcharges réparties de chantier Qpra1 :

On considère une charge de chantier repartie Qpra1=0,02 t/m2 sur le demi fléau Qpra1 repartie sur la longueur du tablier : b = 11m Donc **Qpra1 =0,02×11 =0,22 (t/ml)**

- ✧ Effort tranchant : $V(x) = 0.22 \times (L - x)$
- ✧ Moment fléchissant : $\mathrm{M(x)} = 0.22 \times (-\frac{\mathrm{X}^2}{2} + \mathrm{xL} - \frac{\mathrm{L}^2}{2})$

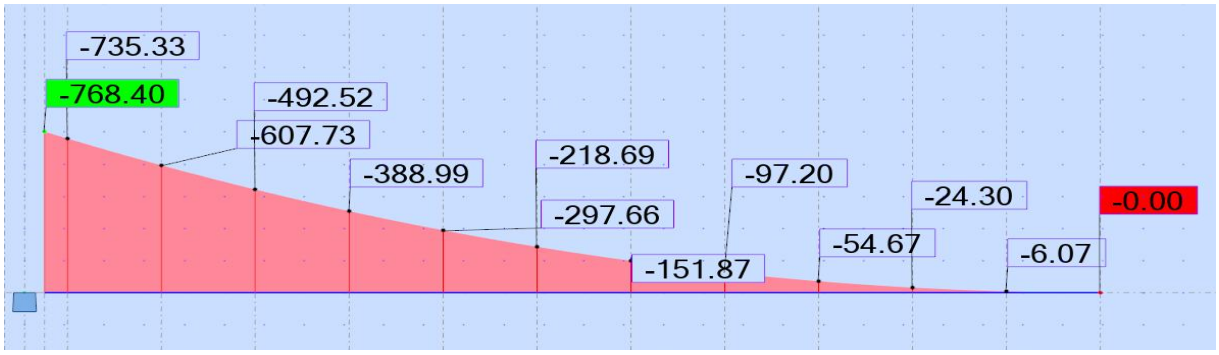


Figure V.9 : Diagramme de moment fléchissant d'un demi-fléau sous Qpra1 (KN.m)

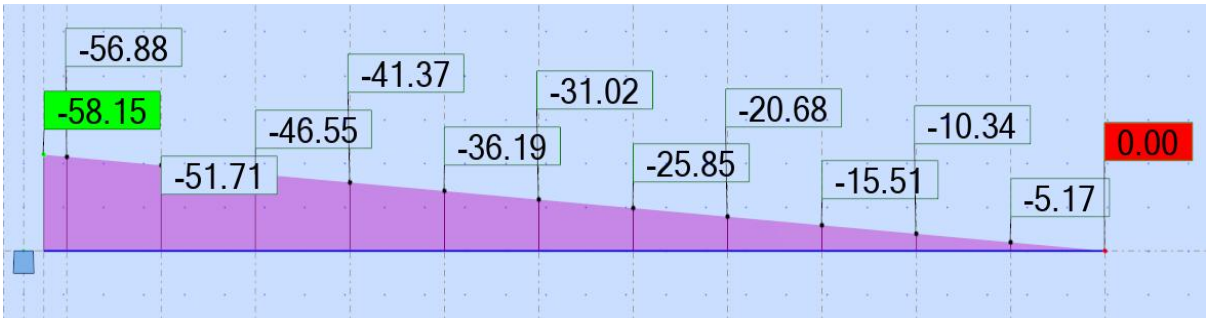


Figure V.10 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Qpra1 (KN)

VII.2.3.3. Effets des surcharges concentrées Qpra2 :

Ce sont les charges qui se concentrent sur la partie finale de la console ou le dernier voussoir pour ce cas : Qpra2=50+5b= 105 KN= 10,5 t

- ✧ Effort tranchant : $V(x) = 105$ KN
- ✧ Moment fléchissant : $M(x) = 10.5 \times (x - L)$

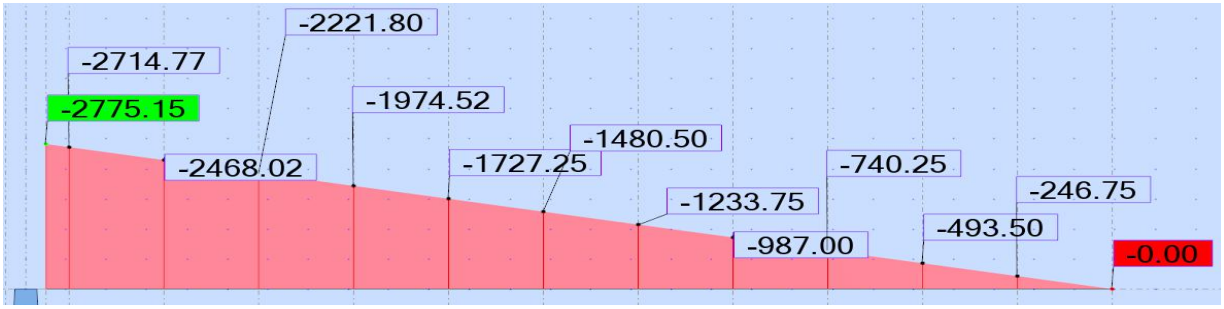


Figure V.11 : Diagramme de moment fléchissant d'un demi-fléau sous Qpra2 (KN.m)

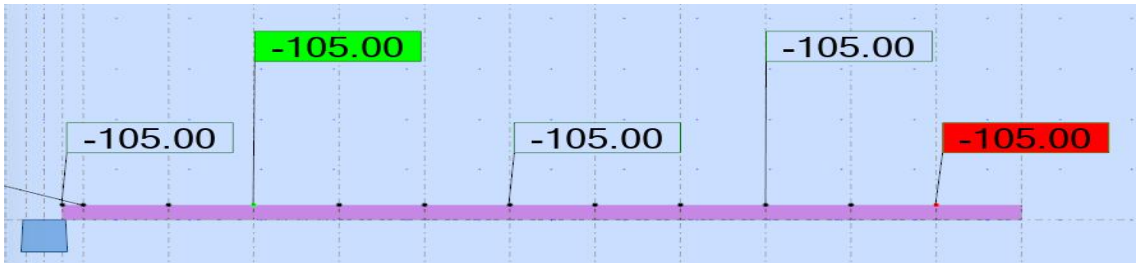


Figure V.12 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Qpra2 (KN)

VII.2.3.4. Effets des surcharges réparties du vent Qw :

$Q_w = 0.125 \times 11 = 1.375$ t/ml

- ✧ Effort tranchant : $V(x) = 1.375 \times (x - L)$

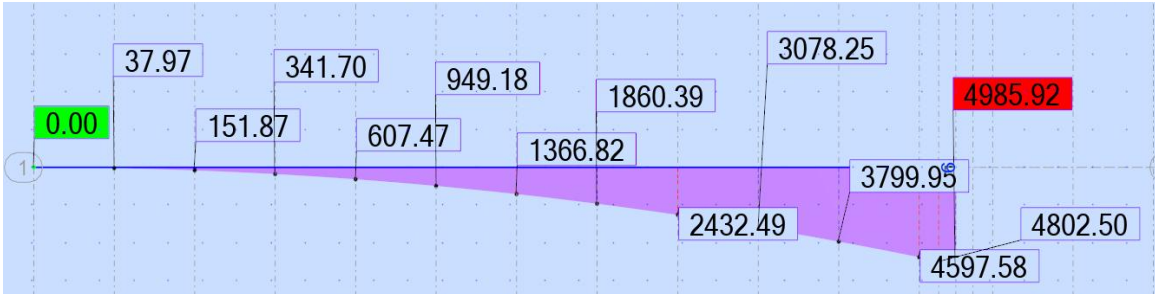


Figure V.13 : Diagramme de moment fléchissant d'un demi-fléau sous Qw (KN.m)



Figure V.14 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Qw (KN)

V.2.3.5. Evaluation des forces accidentelles Fa :

- ✧ Effort tranchant : $V(x) = -80.84\ t$
- ✧ Moment fléchissant : $M(x) = 80.84 \times (x - L)$

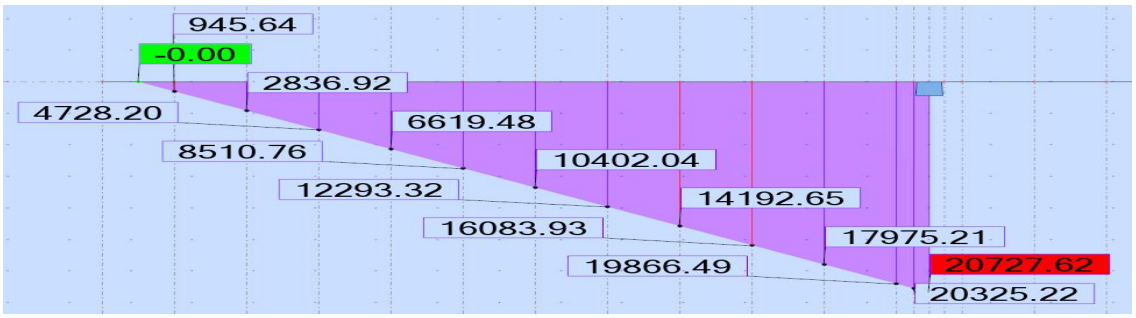


Figure V.15 : Diagramme de moment fléchissant d'un demi-fléau sous Fa (KN.m)

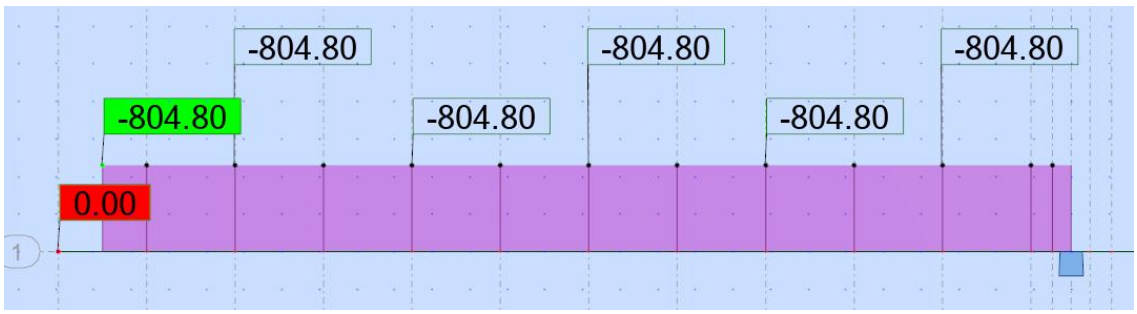


Figure V.16 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Fa (KN)

VII.2.4. Résumé des résultats des efforts :

Les résultats des efforts tranchants et les moments fléchissant en fonctions de la portée de demi-fléau sont données dans le tableau dans la page suivante.

Avec :

X : abscisse d'une section du demi-fléau exprimée à partir du milieu du VSP.

Voussoir	X (m)	Poids Propre (G)		Q_{pra1}		Q_{pra2}		Q_w		Fa	
		V (KN)	M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)
Axe VSP	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fin VSP	1.075	1.075	1.075	1.075	1.075	1.075	1.075	1.075	1.075	1.075	1.075
Fin V01	3.425	3.425	3.425	3.425	3.425	3.425	3.425	3.425	3.425	3.425	3.425
Fin V02	5.775	5.775	5.775	5.775	5.775	5.775	5.775	5.775	5.775	5.775	5.775
Fin V03	8.125	8.125	8.125	8.125	8.125	8.125	8.125	8.125	8.125	8.125	8.125
Fin V04	10.475	10.475	10.475	10.475	10.475	10.475	10.475	10.475	10.475	10.475	10.475
Fin V05	12.825	12.825	12.825	12.825	12.825	12.825	12.825	12.825	12.825	12.825	12.825
Fin V06	15.175	15.175	15.175	15.175	15.175	15.175	15.175	15.175	15.175	15.175	15.175
Fin V07	17.525	17.525	17.525	17.525	17.525	17.525	17.525	17.525	17.525	17.525	17.525
Fin V08	19.875	19.875	19.875	19.875	19.875	19.875	19.875	19.875	19.875	19.875	19.875
Fin V09	22.225	22.225	22.225	22.225	22.225	22.225	22.225	22.225	22.225	22.225	22.225
Fin V10	24.575	24.575	24.575	24.575	24.575	24.575	24.575	24.575	24.575	24.575	24.575
Fin V11	26.925	26.925	26.925	26.925	26.925	26.925	26.925	26.925	26.925	26.925	26.925

Tableau V.2 : Moment fléchissant et effort tranchant.

V.2.5. Combinaisons d'action en construction :

Selon **(guide SETRA article 5.4**) concernant les combinaisons d'actions en phase de construction dans les ouvrages préfabriqués nous avons deux types :

V.2.5.1. Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

Combinaison A1 : 1.1 (Gmax + Gmin) + 1.25 (Qpra1 + Qpra2 + Q_W)

Combinaison A2 : 0.9 (Gmax + Gmin) + 1.25 (Qpra1 + Qpra2 + Q_W)

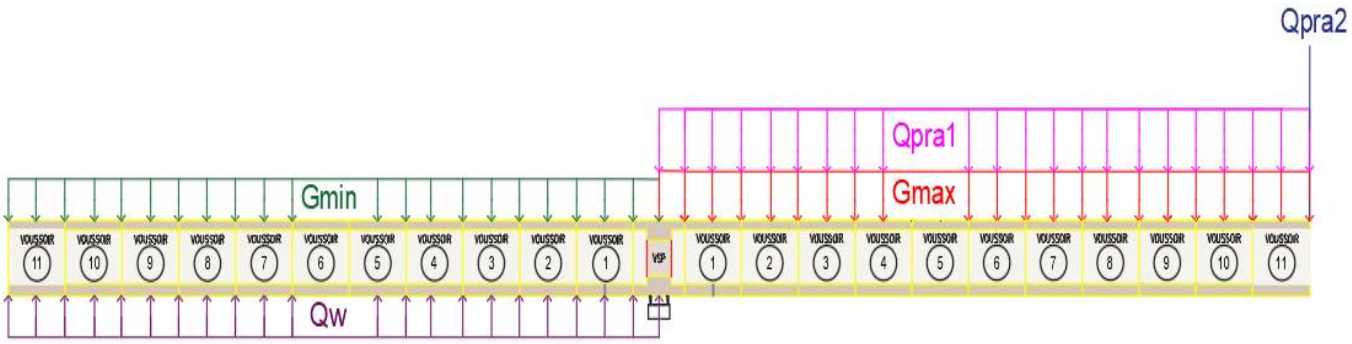


Figure V.17 : Situation temporaire de construction à considérer.

VII.2.5.2. Combinaisons d'accidentelles de construction (type B)

Combinaison Bl : 1.1 (Gmax + Gmin) + Fa + (Qpral + Qpra2)

Combinaison B2 : 0.9 (Gmax + Gmin) + Fa + (Qpral + Qpra2)

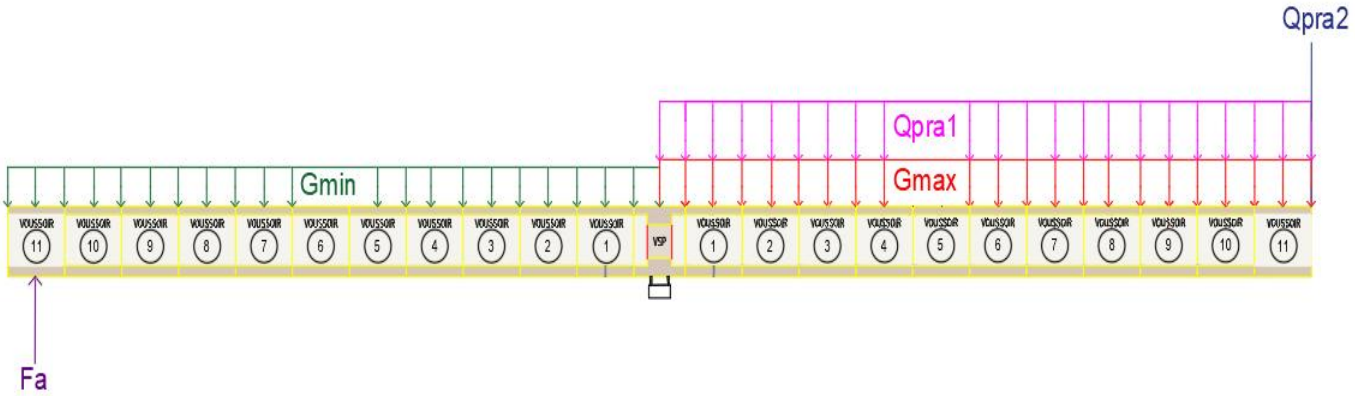


Figure V.18 : Situation accidentelle à considérer.

V.2.6. Évaluation des efforts :

Par utilisation un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis, on évalue les efforts de ce modèle (M et T) on considère que le tablier travaille comme une bi-console.Les résultats sont résumés dans le tableau et les figues suivant :

	Situation fondamentale				Situation accidentelle			
Phase	Combinaison A1 Gmax		Combinaison A2 Gmin		Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)
Axe VSP	72277.38	5236.55	59959.99	4321.78	71371.03	5195.48	59053.64	4280.71
Fin VSP	66757.63	5032.75	55403.99	4154.50	65895.11	4992.28	54541.47	4114.03
Fin V01	55454.13	4587.25	46070.60	3788.82	54685.19	4548.07	45301.66	3749.64
Fin V02	45218.28	4142.69	37613.67	3423.92	35397.07	4104.80	36935.09	3386.03
Fin V03	35987.95	3696.24	29981.85	3057.46	27302.78	3659.64	29390.97	3020.87
Fin V04	27809.01	3249.78	23213.03	2691.03	20270.68	3214.13	22706.80	2655.71
Fin V05	20695.48	2804.28	17318.85	2325.32	14282.49	2770.27	16894.05	2291.32
Fin V06	14628.89	2358.77	12284.01	1959.65	11672.30	2326.06	11937.60	1926.93
Fin V07	9609.24	1913.27	8108.52	1593.97	9338.19	1881.85	4593.64	1562.55
Fin V08	5636.53	1467.76	4792.37	1228.29	5437.80	1437.64	2837.47	1198.16
Fin V09	2710.75	1022.26	2335.57	862.61	2581.30	993.42	2206.12	833.77
Fin V10	831.91	576.75	738.11	496.93	768.70	549.21	674.90	469.39
Fin V11	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau V.3. Tableaux des combinaisons.

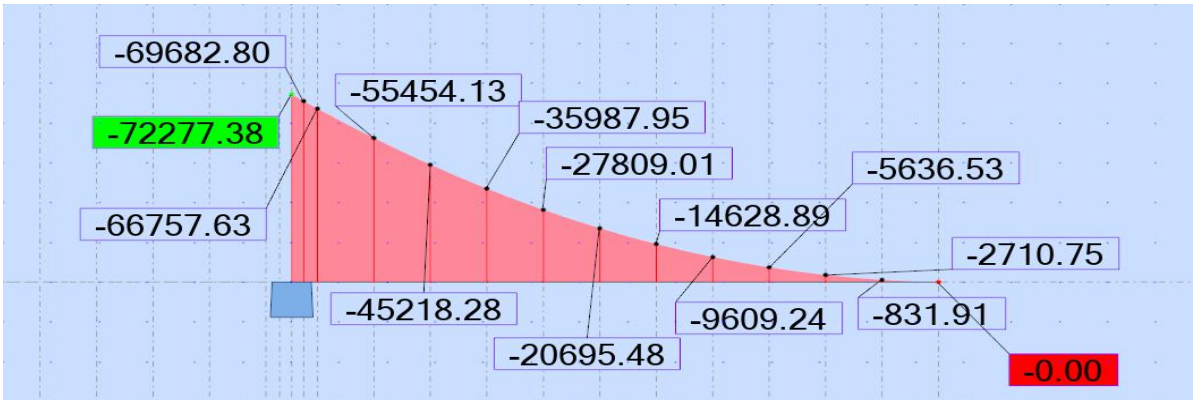


Figure V.19 : Diagramme de moment fléchissant sous combinaison type A1 (cas plus défavorable).

V.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

Lors de la mise en service de pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par Robot structural analyses 2024 (logiciel à base d'éléments finis)

La modélisation de pont étudie est effectuée comme suit :

- ✧ La structure est définie par des éléments barres.
- ✧ Sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réels.
- ✧ Chaque section est définie par le logiciel de dessin Autocad , puis exportée vers le logiciel de calcul.
- ✧ Les appuis sont considérés comme appuis simples sauf une dans la culée C_1 qui est définie comme appui double.
- ✧ Les charges est surcharges avec ces combinaisons sont définies selon le **RCPR 2008** dans le chapitre précédant (**chapitre IV titre IV. 10. 2.).**

VII.3.1. Modèl de calcul :

Le logiciel de calcul utilise la méthode des éléments finis et la théorie d'élasticité pour la détermination des éléments des réductions (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

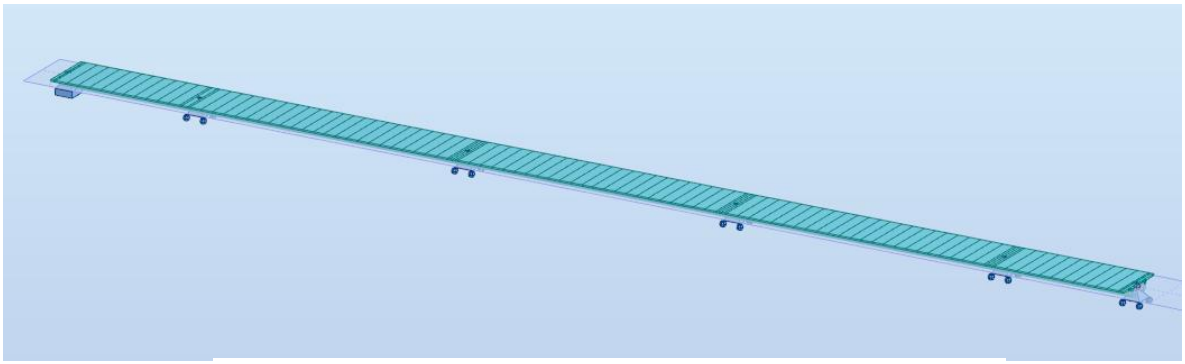


Figure V.20 : Modèl de calcul Robot structurel 2024.

V.3.2. Résultants :

Après avoir procéder au calcul de la structure à E.L.U et à E.L.S (Voir annexe A), les résultats à prendre en compte sont celle du CP et du CCP ainsi que des surcharges les plus défavorables.

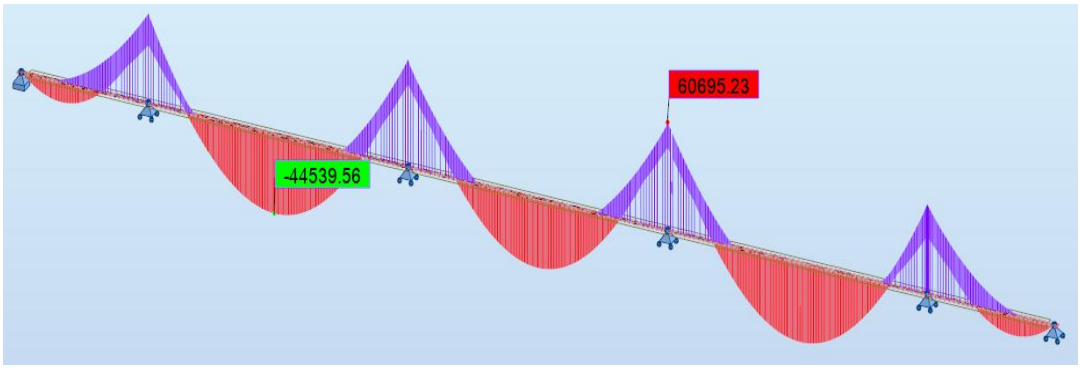


Figure V.21 : M_{Max} à l'ELS (enveloppe des combinaisons).

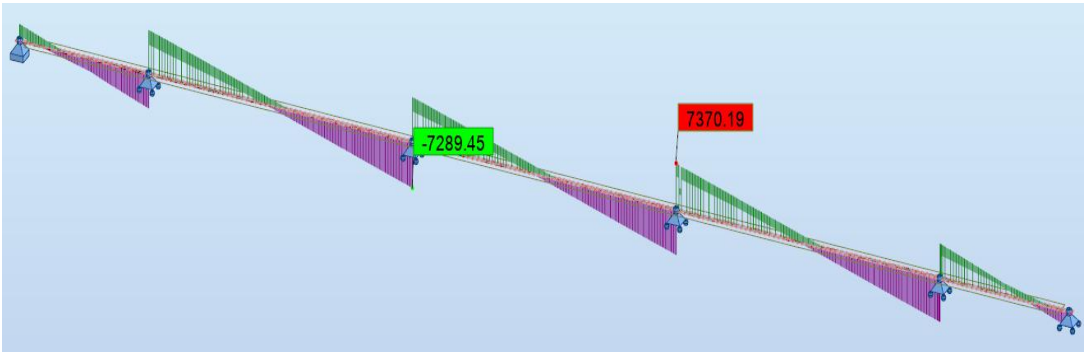


Figure V.22 :T_{Max} à l'ELS.

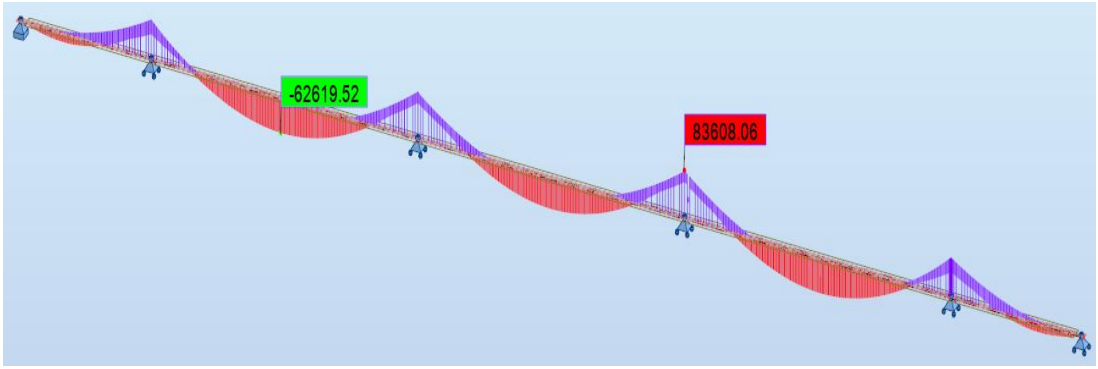


Figure V.23 : M_{Max} à l'ELU (enveloppe des combinaisons).

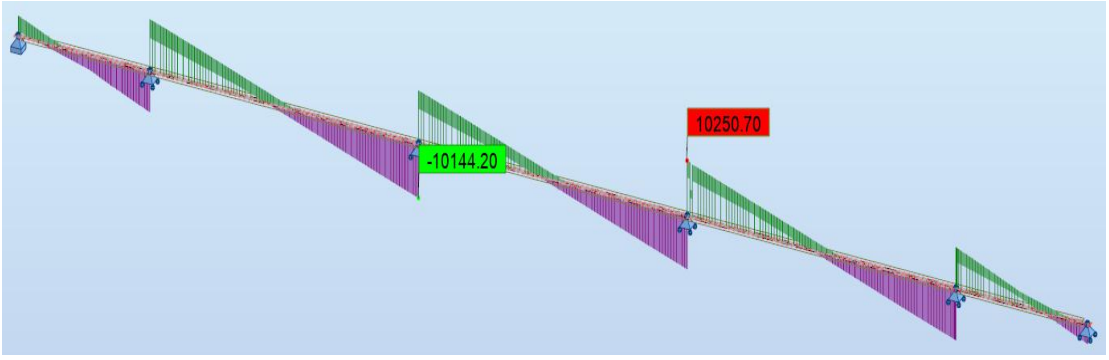


Figure V.24 : T_{Max} à l'ELU.

VII.4. CONCLUSION

L'étude de tablier d'un pont voussoirs construit en encorbellement successifs, est partagée en deux phases, l'une est avant l'achèvement des fléaux là ou l'étude de stabilité de ces derniers est obligatoire. Le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment maximum est celui à l'encastrement sur les piles.

Dans la deuxième phase, le schéma statique est devenu hyperstatique. Elle est considérée après la réalisation de clavage et la mise en tension des câbles de continuité qui seront étudient dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

Le béton possède des propriétés mécaniques intéressantes en compression alors que la résistance en traction est limitée et provoque rapidement sa fissuration et sa rupture.

Pour régler ce problème, en 1928, Eugène Freyssinet a inventé une technique qui consiste à tendre (comme des ressorts) les aciers constituant les armatures du béton, et donc à comprimer, au repos, ce dernier. Ainsi, lorsque la structure est sollicitée, ces armatures s'allongent et le béton a tendance à se décompresser sans toutefois parvenir à se mettre en traction, puisqu'il était déjà partiellement comprimé. Donc le béton précontraint reste toujours comprimé ou ne subit que des contraintes de traction faibles, autrement dit, il travaille à pleine résistance ce qui n'est pas le cas du béton armé.

Dans ce chapitre, on fera l'étude de la précontrainte longitudinale par la Détermination des efforts de précontraintes des deux familles de câbles (les câbles de fléau et les câbles de continuité) a ELS , le Calcul des pertes de précontrainte et au final la Vérification des contraintes pour assurer la sécurité de l'ouvrage étudie.

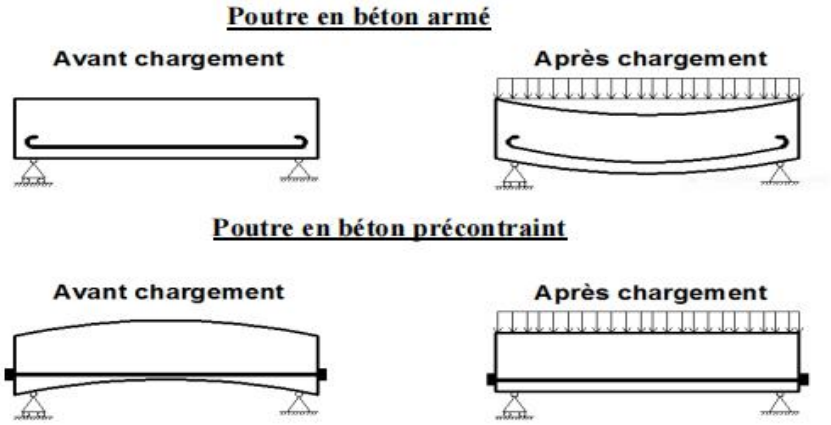


Figure VI.1 : Comportement d'une poutre en béton armé et en béton précontrainte.

VI.2. PRINCIPE DE LA PRÉCONTRAINTE PAR POST TENSION

Dans ce procédé de précontrainte, le câble logé dans sa gaine, et sous l'action du vérin auquel il est attaché, s'allonge et se tend à l'effort P. Le vérin qui prend appui le béton de la pièce à précontrainte, exerce sur elle un effort de compression égal à P (principe de l'action et la réaction). P est donc l'effort de précontrainte développé par le câble. Une fois tendu, ce dernier est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion, ce qui assure une permanence de la compression.

La construction de ponts par encorbellements successifs se réalise en partant des piles où des voussoirs sont construits symétriquement de chaque côté. Ces éléments sont solidarisés par des câbles de précontrainte. Quand deux extrémités opposées se rejoignent au centre de la portée, on obtient un "fléau". La continuité entre les fléaux adjacents est assurée par un coulage de clavage, puis par la mise en tension de câbles de continuité qui relient les voussoirs de clavage aux consoles voisines.

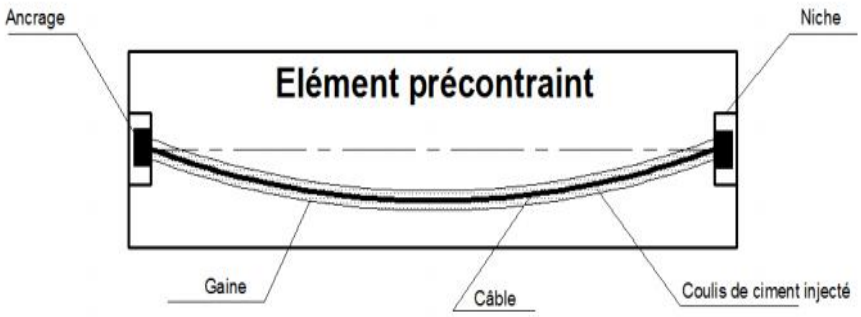


Figure VI.2 : Principe de précontrainte par post-tension.

VI.3. MODE DE CALCUL

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement est assurée par deux familles de câbles :

VI.3.1. Les câbles de fléau :

Les câbles de fléau sont logés dans les goussets supérieurs. Leurs ancrages sont situés sur la tranche des voussoirs aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur ou dans les âmes. Des dispositions constructives relatives à l'espacement entre les câbles doivent être respectées pour permettre le bétonnage. Les câbles sont déviés en plan et en élévation selon des règles géométriques précises. Les câbles de fléau sont dimensionnés :

- ✧ En construction, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre du fléau ,et les charges de coffrages et aux surcharges de chantier.
- ✧ En service, pour participer, avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

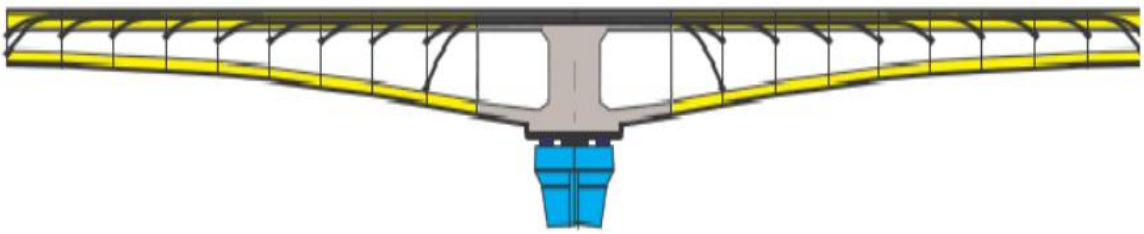


Figure VI.3 : Cables de fléau.

VI.3.2. Les câbles de continuité :

Les câbles de continuité qui compensent les efforts et les charges appliquées en phase de service de l'ouvrage et le poids des équipements. Ils permettent de solidariser les fléaux et les parties coulées sur cintre et de s'opposer aux sollicitations (moments hyperstatiques) induites en particulier par les déformations différées du béton et les gradients thermiques.Les câbles de continuité sont :

VI.3.2.1. Les câbles de continuité intérieurs :

Câbles éclisses disposés en travée courante et dans les extrémités des travées de rive et mis en tension lors du clavage des fléaux pour assurer la continuité de l'ouvrage. Ces câbles sont ancrés dans des bossages situés à la jonction des âmes et du hourdis inférieurs.

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

VI.3.2.2. Les câbles de continuité extérieurs :

Câbles se développant sur plusieurs travées. Mis en place à l'intérieur du caisson, ils sont en partie basse en travée et déviés pour se retrouver en partie haute aux niveaux des piles.

Ils sont déviés ou ancrés dans des entretoises massives sur piles et déviés en travée grâce à des voiles en béton appelés déviateurs situés entre le quart et le tiers de la travée. Ils complètent la précontrainte intérieure.

VI.4. DÉTERMINATION DU NOMBRE DES CABLES DU FLEAU

Les câbles de fléau sont positionnés près de la partie supérieure des voussoirs et installés progressivement pendant l'avancement de la construction. La diminution des moments de flexion à mesure qu'on s'éloigne de l'encastrement permet d'arrêter certains câbles dans chaque voussoir successif.

VI.4.1 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte :

En cours de construction, le tablier se présente sous forme de deux consoles égales qui constituent un fléau dont l'équilibre statique pose un problème spécifique à ce type de construction , Pour cela on opte pour la justification de fléau dont la stabilité est assurée à l'aide de la méthode des organes d'ancrage reposant sur deux files de cales provisoires et clouées sur leur pile par deux files de câbles et on suppose que le voussoir sur pile est indéformable.

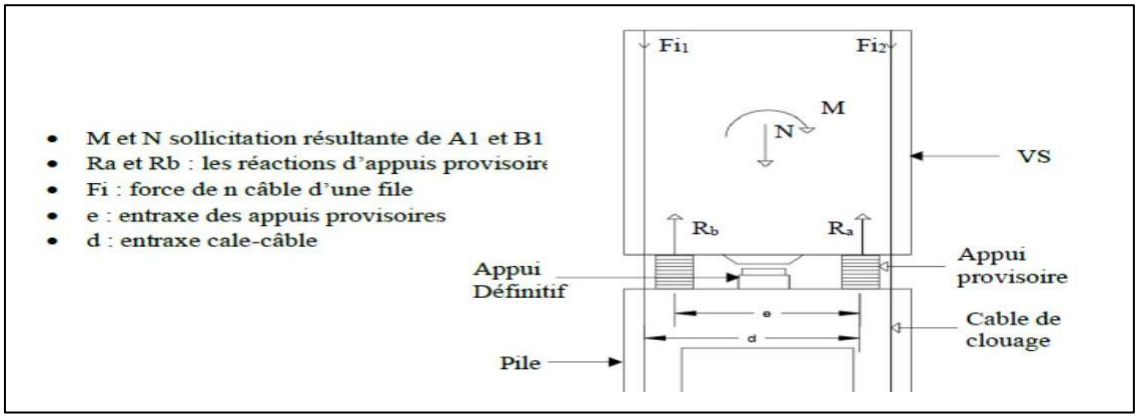


Figure VI.4 : Estimation du nombre de câbles du fléau.

On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts M/N de chaque Combinaison A et B :

- ✧ Si **M/N < e/2** le fléau ne risque pas de basculer, les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires.
- ✧ Si **M/N > e/2** les câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau, pour Calculer le nombre n de câbles à disposer.

L'aménagement de la tête de pile donne **e = 3.5 m.**

Vérification : on a pour toutes les combinaisons une Excentricité de la résultante des efforts : **M/N = 72227 / 5236.55 = 11.45 > e/2**, donc il y a un risque de basculement et il est nécessaire de poser des câbles de clouage.

VI.4.1.1. Situation temporaire de construction (combinaisons A) :

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

I.1.1. n x s = (M / E - N / 2) / ((1-ΔP) x σ_{p0})

Avec :

- **ΔP** : est la perte de tension estimée. ΔP = 25 %.
- **σp0** : est la contrainte à l'origine. σ_{p0} = Min (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = 1 488 MPa.
- f_{prg} = 1 860 MPa et f_{peg} = 1 674 MPa : limites de rupture et élastique.
- **S** : section d'un câble 15T15 , **S** = 0.00225 m².

VI.4.1.2. Situation accidentelle (combinaisons B) :

Le voussoir de pile sous l'action de la résultante N et du moment M des charges appliquées au fléau, reste en équilibre par surtension F_{i2} des câbles d'une file d'appuis provisoires et compression R_b des cales de l'autre file d'appui. Le nombre des câbles est donné par :

On en déduit :

$$n \times s = \left(M - \frac{N \times e}{2} \right) \times \frac{d}{k}$$

Avec :

- $K = (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times (2D - E) \times (D - E) + (f_{prg}/\gamma_p \times (D^2 + (D - E)^2)$

Comb	M(KN.m)	N (KN)	M / N (m)	E / 2 (m)	n × s (mm²)	n de câbles
A1	72277.38	5236.55	13.8	1.75	14 597.95	5,27
A2	59959.99	4321.78	13.82	1.75	13 818.46	4,92
B1	71371.03	5195.48	13.72	1.75	6 498.70	2,78
B2	59053.64	4280.71	13.79	1.75	6 189.32	2,64

Tableau VI.1 : Calcul de nombre de câbles de clouage.

Donc on prend **n = 6** câbles par file de cales.

VI.4.1.3. Calcul de la surface des cales :

En supposant qu'on a deux cales de dimensions « a × b » par ligne d'appui, alors la surface des cales est donnée par la formule suivante : $S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{cf}}$ avec : $f_{cf} = f_{c28} + 2\rho_t \times f_e$

✧ Pour le calcul de **Rb**, on distingue deux cas :

- **Situation temporaire de construction (Combinaisons A) :**

$$\mathbf{Ra = N / 2 - M / E + Fi} \text{ et } \mathbf{Rb = N / 2 + M / E + Fi}$$

Fi : est la force des **6 câbles**. $\mathbf{Fi = n \times (1 - \Delta P) \times \sigma_{p0} \times s = 17.01\ MPa.}$

- **Situation accidentelle (Combinaisons B) :**

Pour vérifier s'il y a bien un soulèvement de la cale, on doit calculer Ra :

- Si **Ra > 0 ,** il n'y a pas de soulèvement de la cale, le calcul de Rb se fait comme précédemment.
- Si **Ra < 0 ,** alors $\mathbf{Rb = E \times (Fi \times K4 + N \times K3 / (2 \times E) + M) / K1}$

Avec :

$K1 = d^2 + (D - e)^2 = 17.89\ m^2$

$K2 = d^3 + e \times (2\,d - e) \times (d - e) = 82.78\ m^2$

$K3 = 2\,K1 - e^2 = 22.09\ m^2$

$K4 = (2\,d - e) \times K2 / (e \times d^2) = 5.96\ m^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Combinaisons	R_a (MN)	R_b (MN)	S (m^2)	S/2 (m^2)	a (m)	b (m)
A1	0.47	41.59	1.10	0.55	0.50	1
A2	0.87	40.36	1	0.5	0.50	0.97
B1	-2.17	36.33	0.77	0.385	0.50	0.84
B2	-1.8	33.53	0.71	0.355	0.50	0.81

Tableau VI.2 : Calcul de dimensions de cales.

On opte pour une section de dimensions **1 m × 0.50 m** de chaque cale.

NOTE : La figure illustre les câbles de clouage dans l'**annexe C**.

VI.4.2. Calcul de l'effort de précontrainte :

L'exécution du fléau génère des moments qui produisent des contraintes dans les fibres supérieures et inférieures de la structure. Ces contraintes peuvent être déterminées par les formules suivantes :

- Fibres supérieures : $\sigma_{sup} = -\frac{|M|}{I} V$
- Fibres inférieures : $\sigma_{inf} = \frac{|M|}{I} V'$

La construction en encorbellement génère des contraintes de traction dans les fibres supérieures et des contraintes de compression dans les fibres inférieures.

La précontrainte est dimensionnée pour contrebalancer le moment négatif maximal qui se développe au niveau de l'encastrement avec la pile.

✧ Les contraintes résultant de l'action de la précontrainte peuvent être exprimées par les formules suivantes :

- Fibres supérieures : $\sigma_{p\ sup} = \frac{P}{S} + \frac{P\,e\,V}{I}$ (Compression)
- Fibres inférieures : $\sigma_{p\ inf} = \frac{P}{S} - \frac{P\,e\,V'}{I}$ (traction)

Pour calculer l'effort de précontrainte nécessaire, on cherche à équilibrer les contraintes qu'elle génère avec celles produites par les charges agissant sur la console pendant la phase de construction. Cette condition d'équilibre se traduit par l'équation suivante :

- Fibres supérieures : $\sigma_{p\ sup} = \frac{P}{S} + \frac{P\,e\,V}{I} - \frac{|M|}{I} V = 0$
- Fibres inférieures : $\sigma_{p\ inf} = \frac{P}{S} - \frac{P\,e\,V'}{I} + \frac{|M|}{I} V' = 0$

Avec :

- P : effort de précontrainte.
- M : moment maximal dû aux poids propre et surcharges
- V : distance de CDG de la section à la fibre supérieure.
- V’ : distance de CDG de la section à la fibre inférieure.
- e : distance de P au CDG de la section.
- S : la section du voussoir sur l’axe de la pile.

A la limite on aura :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{(\frac{e \times v}{I} + \frac{1}{S})} \; ; e = v - d$$

M : le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges de construction.

Application Numérique :

M = 72277.38 kN.m

I = 5.5 m4

S = 11.83 m2

v = 1.01 m

e = 0.86 m

$$P = \frac{\frac{72.27738 \times 1.01}{5.5}}{\frac{0.86 \times 1.01}{5.5} \times \frac{1}{11.86}} = 54.72 \text{ MN}$$

VI.4.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau :

Les câbles du fléau sont dimensionnés en construction pour reperdre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier, et en service pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

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

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

$$n \geq \frac{P}{0.75\ P_0}$$

Avec :

- P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15s peut créer.
- Il est estimé à 25% de perte, ΔP = 0.75.

Application Numérique :

P_0 (selon le BPEL91 : $P_0 = \sigma_{P_0} x\ A_P$ Où : $\sigma_{P_0} = \text{Min}\ (0.8\ F_{prg}, 0.9\ F_{peg})$)

$\sigma_{P_0} =$ Min (1488, 1507) = 1488 MPa.

P_0 = 1488 x 2250 = 3348 KN = 3.348 MN

$$n \geq \frac{54.72}{0.75 \times 3.348} = 21.79$$

On prend : **n = 22 câbles de 15T15s**

VI.4.2.2. Répartition des câbles dans chaque voussoir :

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles dans chaque voussoir. Pour éviter le phénomène de torsion,on doit arrêter la moitié du nombre de câbles dans chaque âme.

Le nombre de câbles correspondant à chaque phase de réalisation sont résumés dans le tableau ci-après (les sollicitations sont calculées auparavant dans le chapitre précédent).

	x (m)	M (MN.m)	H (m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N cable	N retenus
Axe VSP	0	72.28	2.30	1.29	1.01	5.50	11.82	0.86	54.73	21.79	22
Fin VSP	1.075	66.76	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	44.80	17.84	22
Fin V01	3.425	55.45	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	37.21	14.81	22
Fin V02	5.775	45.22	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	30.34	12.08	20
Fin V03	8.125	35.99	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	24.15	9.61	18
Fin V04	10.475	27.81	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	18.66	7.43	16
Fin V05	12.825	20.70	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	13.89	5.53	14
Fin V06	15.175	14.63	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	9.82	3.90	12
Fin V07	17.525	9.61	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	6.45	2.56	10
Fin V08	19.875	5.64	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	3.78	1.50	8
Fin V09	22.225	2.71	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	1.26	0.50	6
Fin V10	24.575	0.83	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	0.27	0.10	4
Fin V11	26.925	0.00	2.30	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	0.00	0.00	2

Tableau VIII.3 : Estimation du nombre de câbles du fléau.

VI.5. DÉTERMINATION DU NOMBRE DES CABLES DE CONTINUITE

VI.5.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée de rive :

Pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment (+) maximal à l'ELS (voir le chapitre V), en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}, \text{ avec : } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{(1 - \Delta P) \times P_0}$$

M : le moment fléchissant positif dû à la combinaison ELS de charge la plus défavorable.

Application Numérique :

M = 11149.9 kN.m (Voir chapitre V)

I = 5.5 m4 , S =6.88 m3

v' = 1.43 m , e = 0.72 m

P_0 = 3.348 MN , ΔP = 25 %

$$P = \frac{\frac{11.15 \times 1.43}{5.5}}{\frac{0.72 \times 1.43}{5.5} \times \frac{1}{6.88}} = 6.8 \text{ MN} \quad \text{donc : } n \geq \frac{6.8}{0.75 \times 3.348} = \textbf{6 câbles de 15T15}.$$

NOTE : les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du V-Fin V10 côté pile 3.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive est résumé dans le tableau suivant :

Voussoirs	X (m)	M(MN.m)	v'(m)	e(m)	I (m^4)	S (m^2)	P (MN)	n	n retenus
AXE-P4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fin V03	-	0	1.43	1.22	4.61	6.88	-	-	2
Fin V04	17.53	1.40	1.43	1.22	4.61	6.88	0.85	0.43	4
Fin V05	15.18	6.27	1.43	1.22	4.61	6.88	3.83	1.91	4
Fin V06	12.83	9.53	1.43	1.22	4.61	6.88	5.81	2.89	6
Fin V07	10.48	11.15	1.43	1.22	4.61	6.88	6.80	3.39	6
Fin V08	8.125	11.12	1.43	1.22	4.61	6.88	6.79	3.38	6
Fin V09	5.775	9.45	1.43	1.22	4.61	6.88	5.77	2.87	6
Fin V10	3.43	6.14	1.43	1.22	4.61	6.88	3.75	1.87	4
Fin Vcourant	1.08	0.24	1.43	1.22	4.61	6.88	0.15	0.07	4
Fin Vculée	0	0.00	1.32	1.17	4.61	11.22	0.00	0.00	2

Tableau VI.4 : Estimation du nombre de câbles de continuité en travée de rive .

VI.5.2. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée principale :

Application Numérique : Même Formules que travée de rive

M = 44937.51 kN.m (Voir chapitre V)

I = 4.61 m4 , S =6.88 m3 , v' = 1.43 m , e = 0.72 m

P_0 = 3.348 MN , ΔP = 25 %

$$P = \frac{\frac{44.93751 \times 1.43}{5.5}}{\frac{0.72 \times 1.43}{5.5} \times \frac{1}{6.88}} = 23.9 \text{ MN} \quad \text{donc : } n \geq \frac{23.9}{0.75 \times 3.348} = \textbf{10 câbles de 15T15}.$$

les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir Fin V10 côté pile 2. Le nombre de câbles de continuité est dans le tableau suivant :

Voussoirs	X (m)	M(MN.m)	v'(m)	e(m)	I (m^4)	S (m^2)	P (MN)	n	n retenus
AXE-P2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fin V03	-	0	1.43	1.28	4.61	6.88	-	-	2
Fin V04	8.125	3.00	1.43	1.28	4.61	6.88	1.72	0.85	2
Fin V05	12.825	10.11	1.43	1.28	4.61	6.88	5.78	2.88	6
Fin V06	15.175	18.81	1.43	1.28	4.61	6.88	10.76	5.36	8
Fin V07	17.525	26.34	1.43	1.28	4.61	6.88	15.06	7.50	10
Fin V08	19.875	32.61	1.43	1.28	4.61	6.88	18.65	9.28	12
Fin V09	22.225	37.59	1.43	1.28	4.61	6.88	21.50	10.70	12
Fin V10	24.575	43.57	1.43	1.28	4.61	6.88	24.92	10.40	12
Fin V11	26.925	44.53	1.43	1.28	4.61	6.88	24.47	10.68	12
Fin Clavage	29.275	44.93	1.43	1.28	4.61	6.88	25.9	10.8	12
Fin V11	31.625	44.38	1.43	1.28	4.61	6.88	24.38	10.63	12
Fin V10	33.975	43.44	1.43	1.28	4.61	6.88	23.84	10.37	12
Fin V09	36.325	23.86	1.43	1.28	4.61	6.88	13.65	6.79	12
Fin V08	38.675	21.55	1.43	1.28	4.61	6.88	4.15	2.07	12
Fin V07	41.025	17.96	1.43	1.28	4.61	6.88	2.90	1.44	10
Fin V06	43.375	13.38	1.43	1.28	4.61	6.88	0.41	0.20	8
Fin V05	45.725	7.81	1.43	1.28	4.61	6.88	0.18	0.09	6
Fin V04	10.47	1.24	1.43	1.28	4.61	6.88	0.02	0.01	4
Fin V03	-	0	1.43	1.28	4.61	6.88	-	-	2
AXE-P3	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tableau VI.5 : Estimation du nombre de câbles de continuité en travée principale .

VI.6. DESCRIPTION DES CABLES

Les câbles de fléau sont logés dans hourdis supérieur de voussoirs. Ils sont ancrés dans l'âme au niveau du CDG.

✧ Position et enrobage des câbles :

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_h \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ e_h = 18 cm.
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $\mathbf{e_v \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ e_v = 18 cm.
- L'espacement vertical entre l'axe du câble supérieur et hourdi ➔ d c'est entre 18/22 cm.

Avec : $\mathbf{\Phi_g}$: diamètre de la gaine (Φ_g = 90 mm).

● Tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan suit une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage.
Mais avec une variation très lente, il prend une trajectoire en plan de forme de « S » sur toute la longueur. Cependant, il est possible de garder le tracé rectiligne s'il est possible.

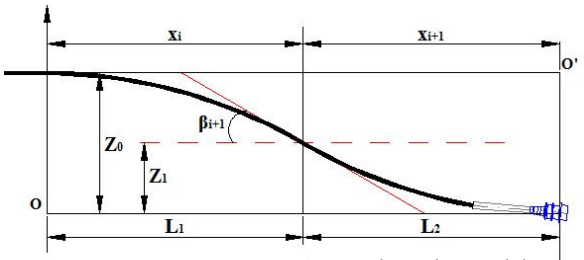


Figure VI.5 : Tracé en plan des câbles.

L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)\ (\frac{x}{l})^2}$

Les rayons de courbure : $\mathbf{R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2\times(Z_i - Z_{i+1})}}$; $\mathbf{R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2})}}$

L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\mathbf{\beta_i(x) = Arctg\frac{2\times(Z_i - Z_{i+1})}{x_i}}$

L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\mathbf{\beta_{i+1}(x) = Arctg\frac{2\times(Z_{i+1})}{x_{i+1}}}$

Dans ce fléau, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés : $X_i = X_{i+1}$.

● Tracé des câbles en élévation :

- ✧ Il faut éviter les croisements des câbles au maximum en particulier au niveau des âmes.
- ✧ Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

L'équation de la parabole : $\mathbf{y = d_0 + (d_1 - d_0)\times(\frac{x}{l})^2}$

Le rayon de courbure en un point d'une distance x : $\mathbf{R_c(x) = \frac{x^2}{2\times(d_1 - d_0)} \geq R_{min}}$

L'angle de déviation : $\mathbf{\alpha_n = artg(2\times(d_1 - d_0))\times\frac{x}{l^2}}$

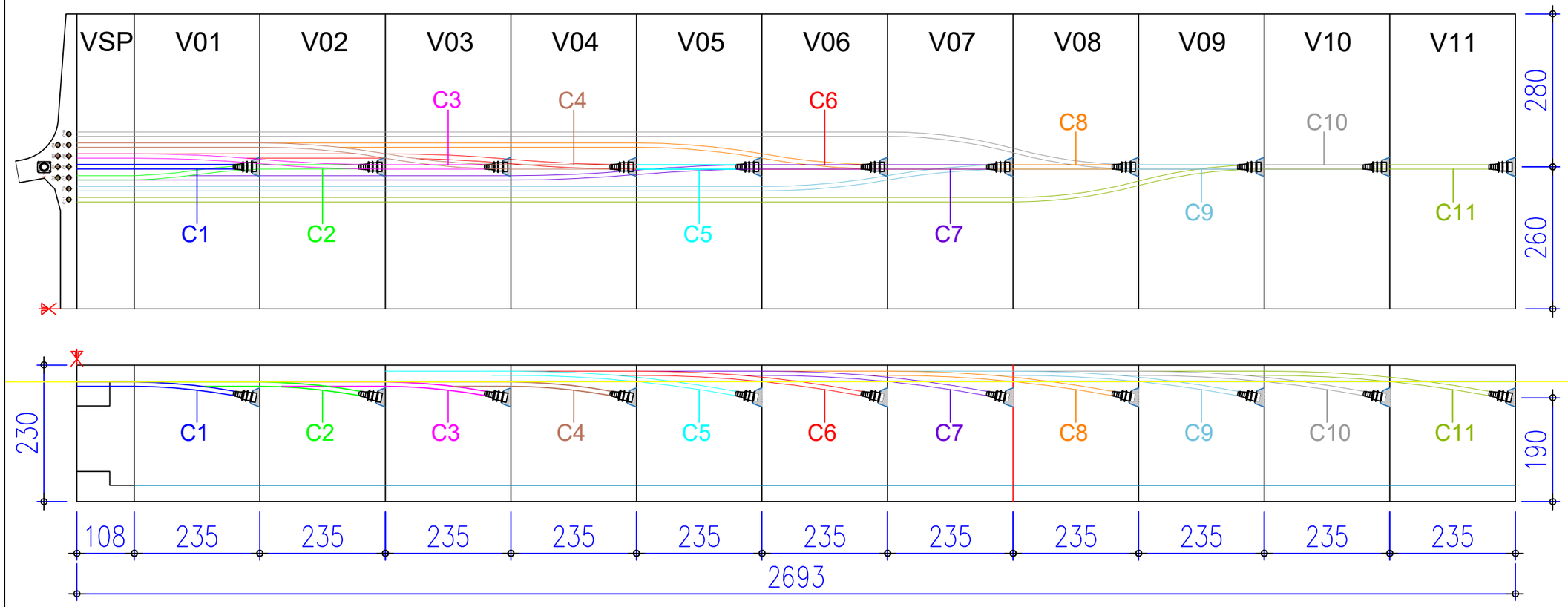
Avec : $\mathbf{d_1}$: distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

$\mathbf{d_0}$: distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).
$\mathbf{R_{min}}$: rayon minimal pour les câbles 15T15, 3 m < R_{min}.

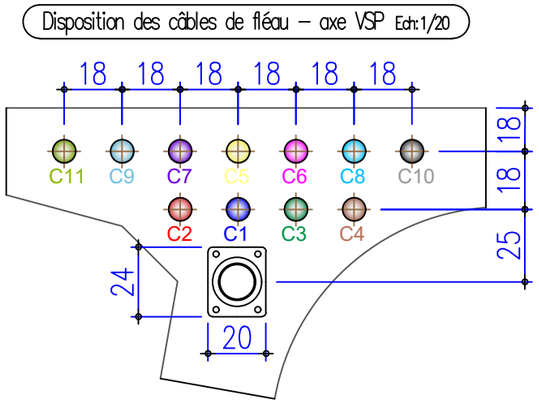
NOTE : Les équations du tracé en plan et en élévation sont présentés dans **Annexe C**.

les restes des résultats sont élaborés dans les tracés finaux des câbles de fléau sont représentés dans les figures VI.5 et VI.6 dans la page suivante.

Tracé combiné des câbles de fléau – P1 et P2 Ech:1/100



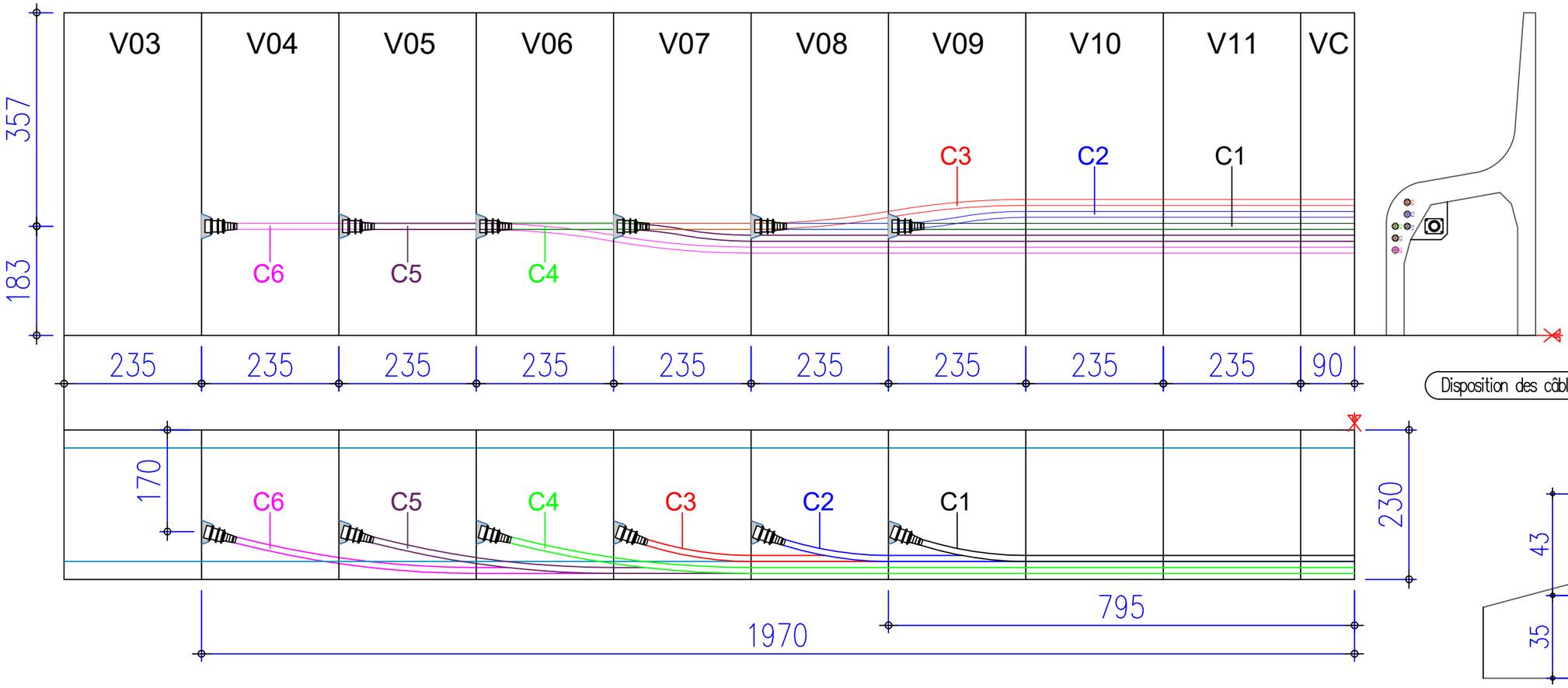
Disposition des câbles de fléau – axe VSP Ech:1/20



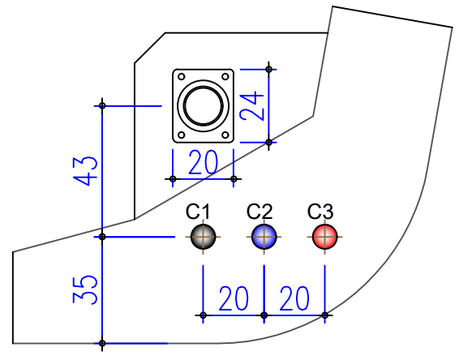
Caractéristiques des câbles :

Type de câble : **15T15**
Section Ap = **2250 mm²**
Classe : **1 770**
Module d'élasticité : **190 000 MPa**
Nombre de câbles **: 22**
Dimensions plaque d'ancrage : **24x20 cm²**

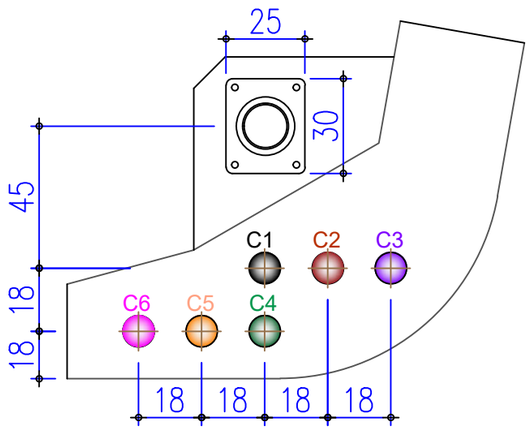
Tracé combiné des câbles de continuité – T.principale Ech:1/100



Disposition des câbles de continuité – T. de rive Ech:1/20



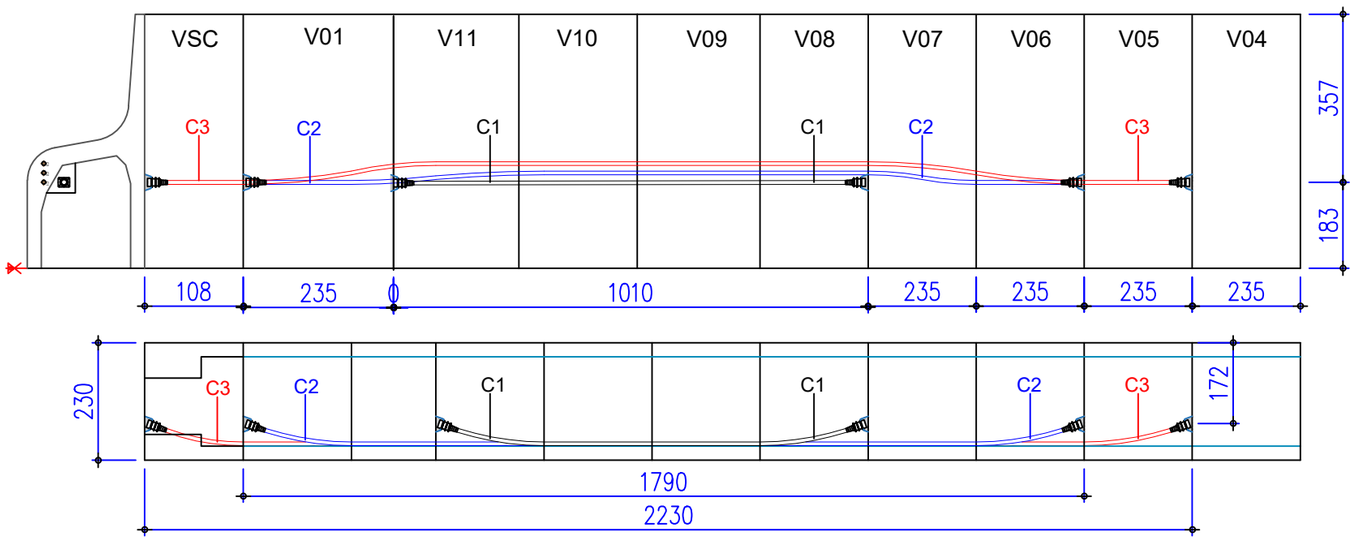
Disposition des câbles de continuité – T.principale Ech:1/20



Caractéristiques des câbles :

Type de câble : **15T15**
Section Ap = **2250 mm²**
Classe : **1 770**
Module d'élasticité : **190 000 MPa**
Nombre de câbles **: 6**

Tracé combiné des câbles de continuité – T. de rive Ech:1/100



VI.7. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en phase dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente, dite tension « de service », l'ingénieur doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service, afin d'en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

VI.7.1. Pertes de tension instantanées :

Elles se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte, elles sont dues aux :

Pertes de tension par frottement.

Pertes de tension par recul de l'ancrage.

Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

VI.7.1.1. Pertes de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. En effet, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne. Et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{P0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$$

Avec :

σ_{p0} : la tension à l' origine.

e : la base des logarithmes népériens.

f (rd^{-1}) = 0.20: coefficient de frottement en courbe.

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).

φ(m^{-1}) = 0.003 : coefficient de frottement en ligne.

x : la distance de la section considérée (m).

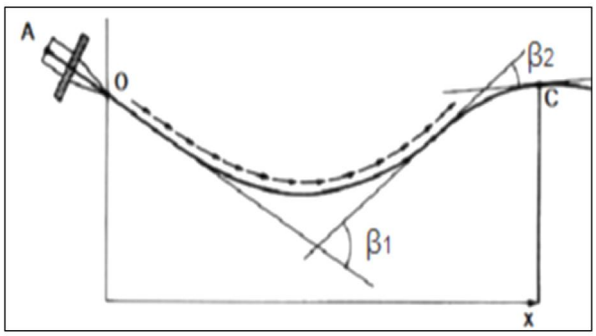


Figure VI.6 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension.

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale est : θ = α + β.

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :

$$\mathbf{tg\,\theta = \sqrt{tg^2\beta + tg^2\alpha}}$$

NOTE : Les résultats sont représentés dans l'**annexe C**.

VI.7.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage :

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « **d** », ils sont définis comme suit :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k\,(d - x)\text{ , avec }\quad k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \text{ et } \quad d = \sqrt{\frac{E_p\, g}{\sigma_{p0}\, k}}$$

Avec :

k : fonction croissante.

d : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σ_{p0} : contrainte initiale.

g = 2 mm : l'intensité du recul d'ancrage.

E_p **= 190 000 MPa** : module d'élasticité des aciers.

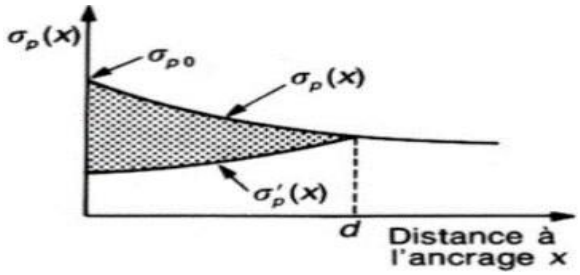


Figure VI.7 : Frottement le long du câble lors de la mise en tension.

NOTE :Les résultats sont représentés dans l'**annexe C**.

VI.7.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces N câble provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte normale $\Delta\sigma_{pi}$.

Du fait que les N câbles ne sont pas tendus en même temps, le $n^{ème}$ câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux (N – n) câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{N - n}{N} \times E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

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

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b$$

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

Avec :

σ_b : contrainte finale (après stabilisation des pertes : $\Delta P = 25\ \%$) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.

P : effort de précontrainte, $P = P_0\ (1 - \Delta P)$.

M_p : moment dû à la combinaison A1.

NOTE : Les résultats sont représentés dans le l'**annexe C.**

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$$

VI.7.2. Pertes de tension différées :

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps, tel que la force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

VI.7.2.1. Pertes par retrait:

Les câbles liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\varepsilon_r [1 - r(t_0)]$.

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r = E_p \varepsilon_r [1 - r(t_0)]$.

Très souvent, on peut négliger $r(t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \varepsilon_r$$

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

Application Numérique :

$E_p = 190\,000$ MPa
$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

$\Delta\sigma_r = 38$ MPa ; $\Delta\sigma_r = 2.55$ %

VI.7.2.2. Pertes par fluage :

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

La perte finale par fluage vaut donc **:** $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \dfrac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

σ_M **:** contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5\,\sigma_b$
D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b(x) \times \dfrac{E_P}{E_{ij}}$

NOTE : Les résultats sont représentés dans l'**annexe C.**

VI.7.2.3. Pertes 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 :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\,(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \text{ et } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

- $\rho_{1\,000}$: relaxation garantie à 1 000 h, $\rho_{1\,000}$ **(%) = 2.5**
- μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.
- $\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

NOTE :Les résultats sont représentés dans l'**annexe C.**

VI.7.3. Pertes de tension 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 :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau VI.6.

D'après les résultats du tableau VI.6, on constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à 25 %. Pour la suite de calculs on prend :

$$\Delta\sigma = 14.21\ \%.$$

	Axe VSP	**Fin VSP**	**Fin V1**	**Fin V2**	**Fin V3**	**Fin V4**	**Fin V5**	**Fin V6**	**Fin V7**	**Fin V8**	**Fin V9**	**Fin V10**	**Fin V11**
$\Delta\sigma_d$ (%)	6.567	6.601	6.542	6.46	6.463	6.430	6.474	6.507	6.607	6.636	6.701	6.836	7.088
$\Delta\sigma_i$ (%)	7.648	7.062	6.955	6.82	6.270	5.962	5.269	4.822	3.921	3.599	3.094	2.215	1.905
$\Delta\sigma$ (%)	**14.21**	13.66	13.49	13.2	12.73	12.39	11.74	11.32	10.52	10.23	9.79	9.051	8.993

Tableau VI.6 : Estimation pourcentage des pertes .

NOTE : Le résultat d'un calcul plus détaillé dans **l'Annexe C** .

VI.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES

La précontrainte a pour objectif de créer des contraintes normales de compression dans la structure. Cette compression préalable permet d'obtenir des contraintes normales totales (après application des charges) qui restent inférieures aux valeurs admissibles.

Pour les structures en classe II, les limites de contraintes à respecter sont :

- **En compression** :
- σbc ≤ 0.6fcj La contrainte maximale de compression ne doit pas dépasser 60% de la résistance caractéristique du béton en compression à j jours.
- **En traction** :
- σbt ≥ -0.7ftj (dans la section d'enrobage)
- σbt ≥ -1.5ftj (hors section d'enrobage) Les contraintes de traction doivent rester supérieures à 70% de la résistance caractéristique à la traction dans la zone d'enrobage, et supérieures à 150% de cette résistance ailleurs dans la structure.

Les contraintes dans la section sont représentées par les formules suivantes :

$$\sigma_{p\ sup} = \frac{P}{S} + \frac{P\ e\ V}{I} - \frac{|M|\ V}{I}$$

$$\sigma_{p\ inf} = \frac{P}{S} - \frac{P\ e\ V'}{I} + \frac{|M|\ V'}{I}$$

VI.8.1.Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction :

- $\Delta \mathbf{P} = 14.215\ \%$
- $\mathbf{f_{c28}} = 45$ MPA
- $\mathbf{f_{t28}} = 3.3$ MPA
- $\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 3.6\ \mathbf{f_{c28}} = 27$MPA
- $\boldsymbol{\sigma_{bt}} = -0.7\ \mathbf{f_{t28}} = -2.31$MPA
- $\boldsymbol{\sigma_{bt}} = -1.5\ \mathbf{f_{t28}} = -2.95$ MPA

VI.8.2. Vérification des contraintes en phase de service :

Les contraintes doivent être contrôlées dans toutes les sections critiques du pont, à deux états distincts :

- **État à vide** : On considère uniquement le poids propre du tablier (Pp + CCP). Dans cette configuration, seule la charge permanente due à la structure elle-même est prise en compte
- **État en charge** : On considère l'ensemble des charges et surcharges (G+D240).Dans cette configuration, on intègre toutes les charges permanentes et les surcharges d'exploitation

✓ $\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} = 24}$ **Mpa**
✓ $\boldsymbol{\sigma_{bt} = -1 \times f_{tj} = -3\ Mpa}$ **(dans la section d'enrobage)**
✓ $\boldsymbol{\sigma_{bt} = -1.5 \times f_{tj} = -4.5\ Mpa}$ **(hors section d'enrobage)**

Les résultats sont résumés dans **l'ANNEXE C.**

VI.8.3. Armatures des zones tendues :

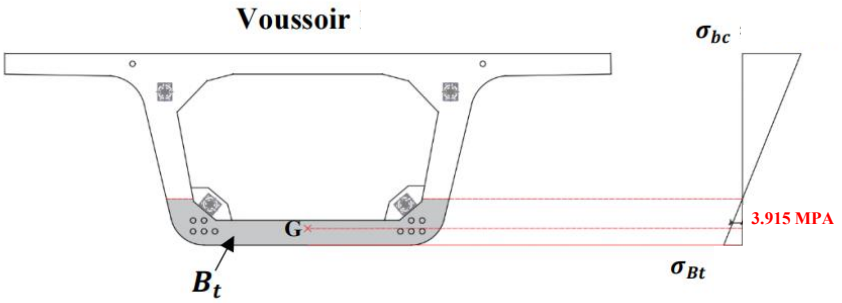
Selon le **BPEL (Article 6.1, 32)**, il est obligatoire de prévoir une section minimale d'armatures passives (As) dans toutes les zones de la structure où le béton est soumis à des contraintes de traction.

Cette disposition réglementaire vise à assurer un contrôle de la fissuration et à garantir un comportement ductile de la structure dans les zones tendues, même si la précontrainte reste l'élément principal de résistance.

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

Avec :

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



Application Numérique :

$B_t = 2.1020\ m^2$

σ_{Bt}= - 4.83 Mpa

σ_{Bc} =6.913 Mpa

Calcul σ_{NBt} : $\frac{4.83}{0.95} = \frac{\sigma_{NBt}}{0.77}$ on trouve : $\sigma_{NBt} = 3.915 Mpa$

Calcul N_{Bt} : $N_{Bt} = \sigma_{NBt} \times B_t$

$N_{Bt} = 3.915 \times 2.1020$

$N_{Bt} = 8.23\ MN$

Donc :

$$As = \frac{2.1020}{1000} + \left(\frac{8.23}{500} \times \frac{3.3}{4.83}\right)$$

As= 133.48 cm^2 = 28.4 cm^2/ml

Alors on prend : **6 HA 25 /ml** avec **e = 16.67 cm**.

VI.8.4. Verification de l'effort tranchant :

VI.8.4.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

Note : L'âme est la partie la plus sollicitée en effort tranchant dans une poutre caisson.

✧ **Détermination de l'effort tranchant :**

- **Effort tranchant dû aux charges extérieures**

L'effort tranchant extérieur est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous la combinaison de charge maximale à l'État Limite de Service (G+D240).

- **Détermination de l'effort tranchant dû à la précontrainte :**

Les actions s'exerçant sur l'élément se réduisent à deux composantes principales :

- Un effort tranchant positif dû aux charges extérieures
- Une composante verticale de la précontrainte (Psinα) qui vient en déduction de l'effort tranchant

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles dépend directement du tracé du câblage. Cette composante verticale agit en sens opposé à l'effort tranchant dû aux charges extérieures. L'effort tranchant provoqué par la précontrainte est donné par :

$$\boldsymbol{Vp = Psin\alpha}$$

Dans notre cas particulier, $\boldsymbol{\alpha = 0}$ (tous les câbles sont rectilignes sur VSP). Il n'y a donc pas de réduction de l'effort tranchant : $\boldsymbol{Vp = Psin0 = 0}$

Par conséquent, l'effort tranchant réduit est égal à l'effort tranchant maximal :

$$\boldsymbol{Vr = Vmax = 7.37\ MN}$$

✧ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\boldsymbol{\tau max < min(\tau 1, \tau 2)}, \text{ Avec : } \boldsymbol{\tau max = \frac{V_n \times S_n}{I_n \times b_n}}$$

- Non-rupture par fissuration : $\boldsymbol{\tau^2 < {\tau_1}^2 = 0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$
- Par compression-cisaillement : $\boldsymbol{\tau^2 < {\tau_2}^2} \quad \boldsymbol{= 2 \times \frac{ftj}{fcj} \times (0.6\, f_{cj} - \sigma x) \times (f_{tj} + \sigma x)}$

Avec : $\sigma x = \frac{P \times cos\propto}{B_n}$

- $\boldsymbol{\tau max}$: Contrainte de cisaillement maximale réduite de service
- $\boldsymbol{\sigma x}$: Contrainte normale longitudinale au centre de gravité (CDG) de la section nette
- $\boldsymbol{Bn}$: Section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits de la section brute
- $\boldsymbol{Vred}$: Effort tranchant maximal réduit de service
- $\boldsymbol{Sn}$: Moment statique de la partie de section nette située au-dessus de l'axe neutre, calculé par rapport à l'axe neutre de la section nette totale
- **In** : Moment d'inertie de la section nette
- $\boldsymbol{bn}$: Épaisseur nette de l'âme, calculée comme la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui la traversent : $\boldsymbol{bn} = (\boldsymbol{b0} - \boldsymbol{nk\Phi})$
- $\boldsymbol{b0}$: Épaisseur brute de l'âme
- $\boldsymbol{n}$: Nombre de câbles
- $\boldsymbol{k}$: Coefficient valant 0,5 pour une injection de coulis de ciment
- $\boldsymbol{\Phi}$: Diamètre de la gaine.

Application Numérique :

V_{ELS}= 7.37 MN ; La combinaison qui a donné l'effort maximal est : **G + D240**

$\alpha = 0\ rad$; $V_p = Psin0 = 0 \Longrightarrow \mathrm{V}_{\boldsymbol{red}} = \mathrm{V}_{\boldsymbol{max}} =$ **7.37** MN.

$n =$ 22 câbles ; $\Delta P =$ 14.215 **%** $\Longrightarrow \boldsymbol{P} =$ 46.95 MN.

Calcul B_n :

$$B_n = 2 \times \left[surface\ ame - \frac{11 \times \pi \times {\varphi_g}^2}{4}\right]$$

$$B_n = 2 \times \left[4.5855 - \frac{11 \times \pi \times 0.091^2}{4}\right]$$

$$B_n = 9.028\ m^2$$

Calcul $\boldsymbol{\sigma_x}$:

$$\boldsymbol{\sigma_x} = \frac{P \times cos\alpha}{Bn} \Longrightarrow \boldsymbol{\sigma_x} = \frac{47.06 \times \cos(0)}{9.028} \Longrightarrow \boldsymbol{\sigma_x} = 5.212\ \text{Mpa}$$

Calcul bn :

$\boldsymbol{bn} = 2(b0 - nk\boldsymbol{\Phi}) \Longrightarrow$ bn= 2(2.1) $\Longrightarrow$ bn=4.2 m

(Pas de gaines dans notre cas).

$f_{c28} =$ 45 MPa ; $f_{t28} =$ 3.3 MPa $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{\tau_1} =$ 3.31 $\boldsymbol{MPa}$ et $\boldsymbol{\tau_2} =$ 5.21 $\boldsymbol{MPa}$;

In $= 2 \times 5.5 = 11\ m^4$

Vn = surface nette de l'âme × distance verticale entre

axe neutre du voussoir et centre de gravité de l'âme.

$$\text{Sn} = \text{Bn} \times \sqrt{(\Delta X)^2 + (\Delta Y)^2} \Longrightarrow \text{Sn} = 9.028 \times 1.56 \Longrightarrow \text{Sn} = 14.06\ ^3$$

$$\tau max = \frac{V_n \times S_n}{I_n \times b_n} \Longrightarrow \tau max = \frac{7.37 \times 14.06}{11 \times 4.2} \Longrightarrow \boldsymbol{\tau_{max}} = \mathbf{2.242\ MPA}$$

$\boldsymbol{\tau_{max}} < \boldsymbol{\tau} \Longrightarrow$ les contraintes de cisaillement sont **bien vérifier** dans la section étudier.

VI.8.4.2.Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU :

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification de :

- ✓ La résistance des armatures transversales
- ✓ La résistance des bielles comprimées

✧ **Vérification des bielles comprimées**

- **Détermination de l'angle des bielles**

La première étape consiste à déterminer l'angle **βu** que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre. Cet angle est donné par :

$$\text{Tan } 2\beta u = \frac{2\tau u}{\sigma x - \sigma y} \text{ ; Avec la condition : } \boldsymbol{\beta u \geq 30°}$$

Où :

- **σx, σy** : contraintes normales au niveau du centre de gravité (CDG)

$$\begin{cases} \sigma x = \dfrac{P \times cos\alpha}{Bn} \\ \sigma y = 0 \end{cases}$$

- **τu** : contrainte tangentielle ultime réduite ; $\tau u = \dfrac{V_{red,u} \times S_n}{I_n \times b_n}$
- **Vred,u** : effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée

- **Vérification de la compression des bielles :**

La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$$\tau u \leq \frac{0{,}85 \times fc28}{\gamma b} \times \sin 2\beta u$$

Cas particulier : si **βu = 30°**, alors on obtient : $\tau u \leq \dfrac{fc28}{6}$

Application Numérique :

On a : $V_p = 0 \Longrightarrow \boldsymbol{V_{red_u} = V_{ELU}} = 10.25\ \boldsymbol{MN}$;

$I_n = 1\,1\ m^4$; $S_n = 14.06\ m^3$; $b_n = 4.2\ m \Longrightarrow \boldsymbol{\tau_u} = 3.119\ \boldsymbol{MPa}$

$B_n = 9.028\ m^2 \Longrightarrow \boldsymbol{\sigma_x} = 5.212\ \boldsymbol{MPa}, \boldsymbol{\sigma_y} = \boldsymbol{0\ MPa}$

$\beta_u = 0.439\ rad = 25.4° \Longrightarrow$ On prend : $\boldsymbol{\beta_u} = \boldsymbol{30°}$

$\frac{fc28}{6} = \frac{45}{6} = 7.5Mpa \Longrightarrow \boldsymbol{\tau_u} = 3.119$ Mpa $\leq \frac{fc28}{6} = 7.5\ Mpa$

Les bielles comprimées de béton sont **bien vérifiées**.

- **La résistance des armatures transversales :**

C'est la deuxième étape qui consiste à déterminer la section des armatures transversale At, donnée par :

$$\frac{\text{At} \times \text{fe}}{bn \times St \times \gamma s} \geq (\tau u - \frac{ftj}{3}) \times \text{tg}\beta u$$

Avec :

- $\boldsymbol{A_t}$: section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
- $\boldsymbol{S_t}$: espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
- $\boldsymbol{f_e}$: limite d'élasticité de l'acier.
- $\boldsymbol{\gamma_s = 1.15}$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Le minimum d'armature qu'il faut disposer est donné par l'équation :

$$\frac{\text{At}}{St} \geq 0.6 \frac{bn \times \gamma s}{fe}$$

Application Numérique :

$\tau_u = 3.119\ MPa$

$f_{t28} = 3.3\ MPa$

$f_e = 500\ MPa$

$\gamma_s = 1.15$

$b_n = 4.2m$

$\beta_u = 30°$

$$\Longrightarrow \frac{\text{At}}{St} \geq 57.96\ \boldsymbol{cm^2/ml} \geq \boldsymbol{19.32\ cm^2/ml}$$

VI.8.4.3. Vérification de la flèche a l'ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison **: G + D_{240} + 0.6ΔT + 0.5D**
La flèche calculé par le logiciel ROBOT est de **f = 4.7cm**

Calcul de la flèche admissible : $f^{adm} = \frac{\text{L}}{500} = \frac{56}{500} = 11.2$ cm

Avec L : longueur de la travée principale

On trouve que : $f^{adm} > f$ donc vérifiée.

VI.9. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte est une étape essentielle dans la conception d'un pont à voussoirs construit en encorbellement successif.
Les différents types de câbles sont définis en fonction des moments à équilibrer. La diminution progressive des moments à partir de l'encastrement permet de déterminer la longueur d'ancrage des câbles de fléau dans chaque voussoir.
En appliquant le même principe à partir des moments en travée, les besoins en câbles de continuité ont été identifiés.
Enfin, une vérification des contraintes au droit des joints a été effectuée afin de repérer les zones nécessitant des armatures passives, destinées à reprendre les efforts de traction dans le béton.

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION

La section caisson (voussoir) représente la configuration transversale idéale pour la technique de construction par encorbellements successifs. Cette efficacité s'explique par l'excellente raideur en flexion fournie par ses membrures supérieures et inférieures, ainsi que par sa remarquable résistance à la torsion. Dans la section transversale du voussoir, le poids propre et les charges d'exploitation génèrent des efforts extérieurs qui sont contrebalancés par les contraintes de cisaillement résultant de l'effort tranchant.

Ce chapitre se consacre essentiellement à l'analyse transversale et au dimensionnement des armatures passives dans les différents composants du voussoir : les âmes, hourdis inférieur et hourdis supérieur.

VII.2 MODÉLISATION STRUCTURALLE DU CAISSON

La modélisation numérique a été réalisée avec Autodesk Robot Structural Analyses, un logiciel utilisant la méthode des éléments finis. Le caisson a été représenté par un modèle simplifié en éléments barre, formant un portique fermé (cadre) reposant sur deux appuis placés à la base des âmes : deux appuis simples.

Pour cet ouvrage à hauteur constante, l'analyse en flexion transversale se concentre sur la section courante. L'étude porte spécifiquement sur un voussoir courant, avec une largeur de caisson normalisée à 1 mètre. Les différents éléments constitutifs du caisson ont été modélisés avec des sections équivalentes, préservant les caractéristiques essentielles de poids et d'inertie.

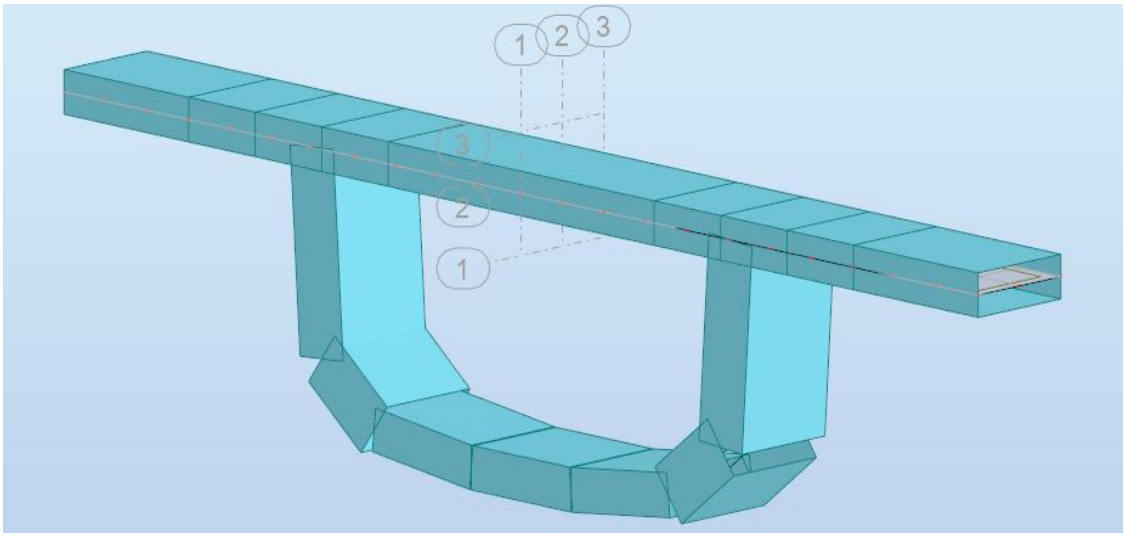


Figure VII.1 : Vue en 3D du voussoir courant

VII.3 DÉFINITION DES CHARGES ET COMBINAISONS :

Définition des charges appliquées sur le tablier : (par 1m)

VII.3.1. Les charges permanentes :

- ✧ Poids propre : par logiciel Autodesk Robot Structural
- ✧ Poids Revêtement = 0,08×2,5×1= 0,2 t/ml
- ✧ Poids Garde-corps = 0,1×2=0,2 t/ml (0,1t/ml dans les deux cotés)
- ✧ Poids Glissière de sécurité = 2 ×0,05=0,1 t/ml (0,05t/ml dans les deux cotés)
- ✧ Poids Trottoirs = 0,466t/ml
- ✧ Poids Corniche = 0,092 ×1×2,5=0,45t/ml (0,225t/ml dans les deux côtes)

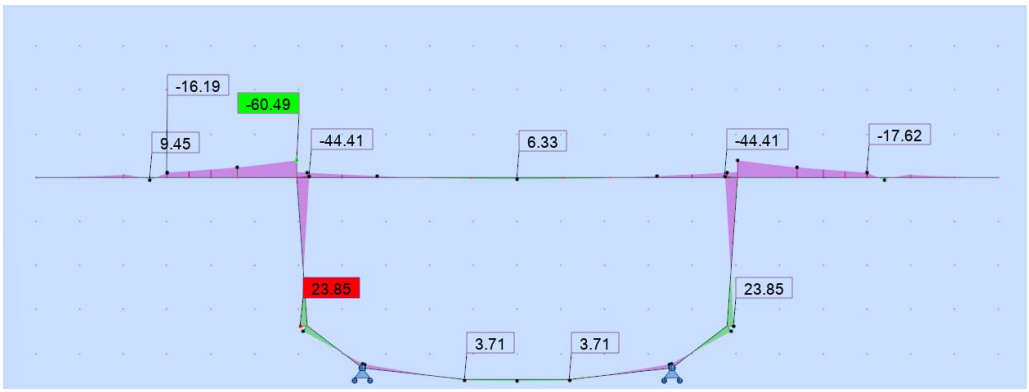


Figure VII.2 : Diagramme de moment fléchissant sous CP+CCP

VII.3.2. Les surcharges :

Les surcharges sont déjà calculées dans le chapitre charges et surcharges , On les dispose sur le pont avec un pas de 0.5m transversalement pour chercher le cas le plus défavorable .

VII.3.2.1.Le système de charge A(l) :

Le cas le plus défavorable est quand on charge 2 voies.

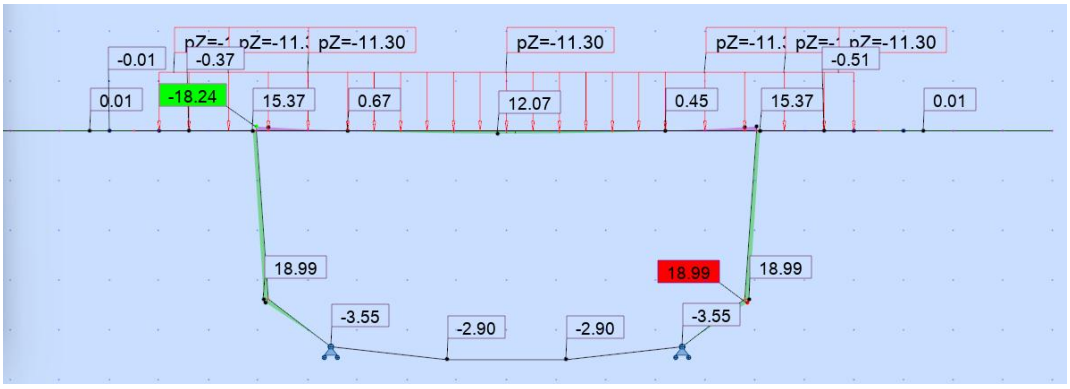


Figure VII. 3 : Diagramme de moment fléchissant sous sous la charge A(l) plus défavorable

VII.3.2.2. Le système de charge Bc :

Aprés définir un enveloppe des diagrammes de sollicitations , Le cas les plus défavorables, est celui où la charge est appliquée pour deux voies, nécessitant ainsi cas de charge aux extrémités de la voie du pont, à 0.5m du trottoir.

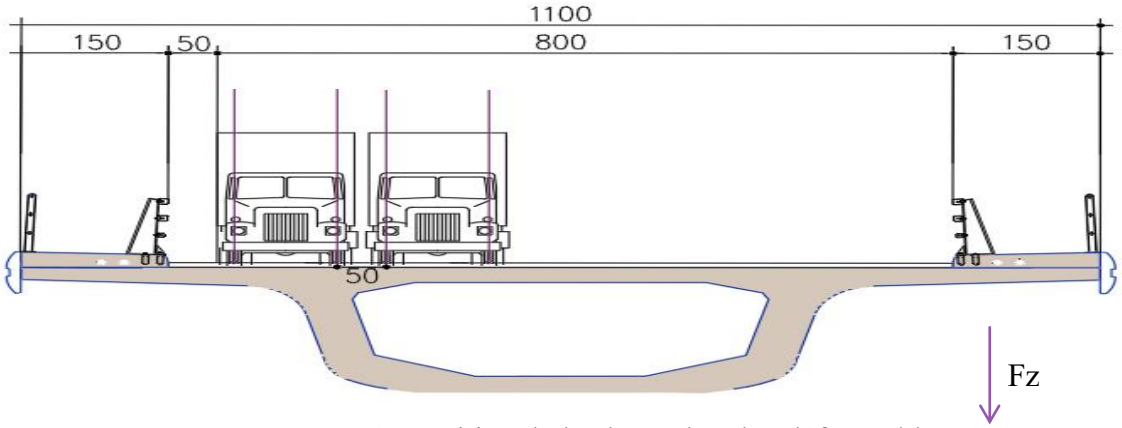


Figure VII. 4 : Position de la charge bc plus défavorable

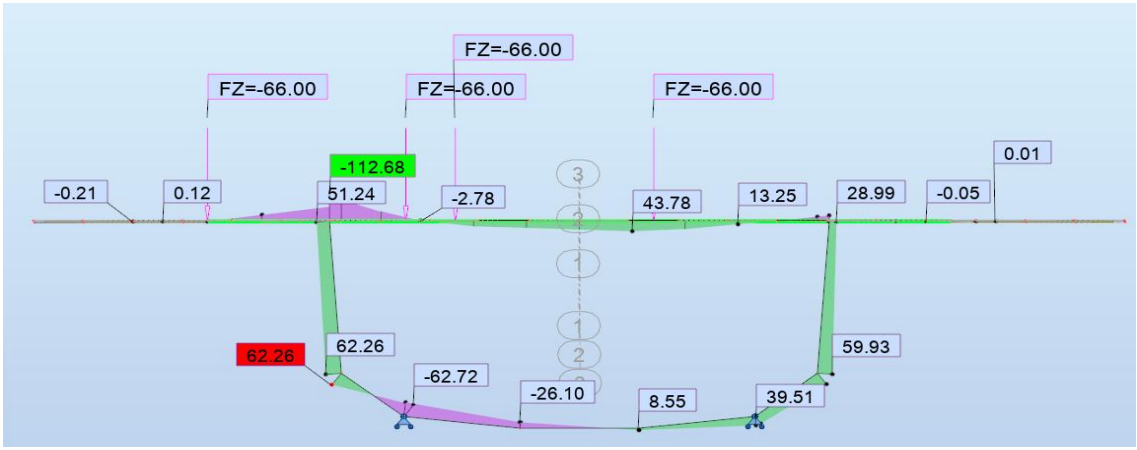


Figure IX. 5 : Diagramme de moment fléchissant sous la charge bc plus défavorable (KN.m)

VII.3.2.3. Le système de charge Bt :

Selon RCPR , pour un pont à deux voies, on place deux tandems côte à côte ou légèrement décalés pour obtenir la situation la plus défavorable.

Note : le cas le plus défavorable est dans le cas d'un espace de : 3.5m

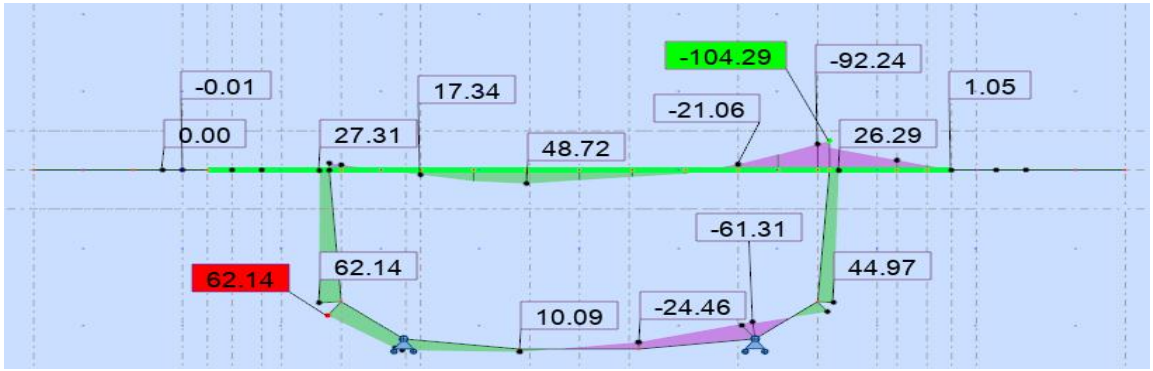


Figure IX. 5 : Diagramme de moment fléchissant sous la charge bt plus défavorable (KN.m)

IX.3.2.4. Charge militaire Mc120 :

Aprés définir un enveloppe des diagrammes de sollicitations , Le cas les plus défavorables est celui où la charge est appliquée aux extrémités de la voie du pont, à 0,5m du trottoir.

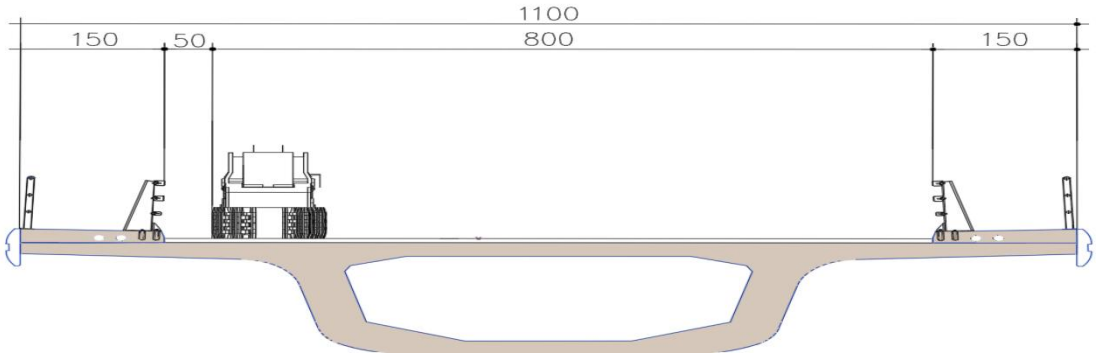


Figure VII. 6 : Position de la charge Mc120 plus défavorable

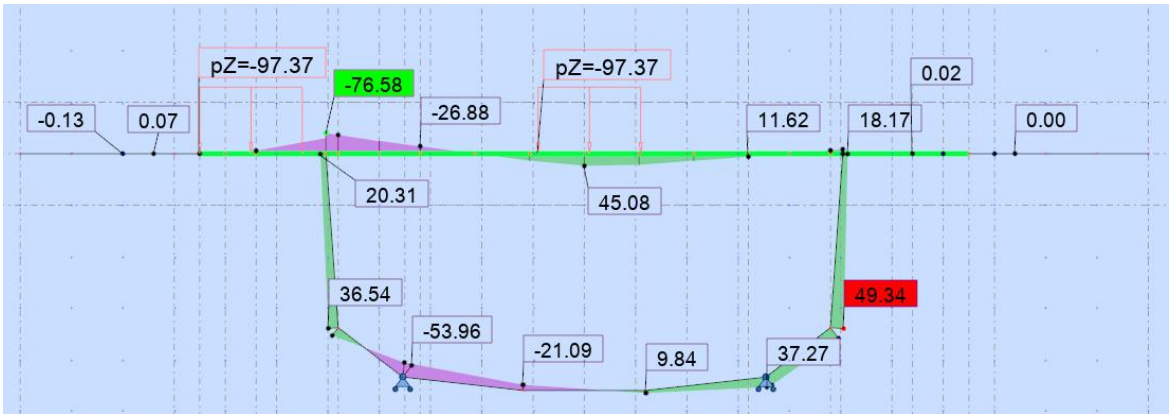


Figure VII. 7 : Diagramme de moment fléchissant sous la charge Mc120 plus défavorable (KN.m)

VII.3.2.5. Charge exceptionnelle D240 :

On note : D240 = 4,032t/ml

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

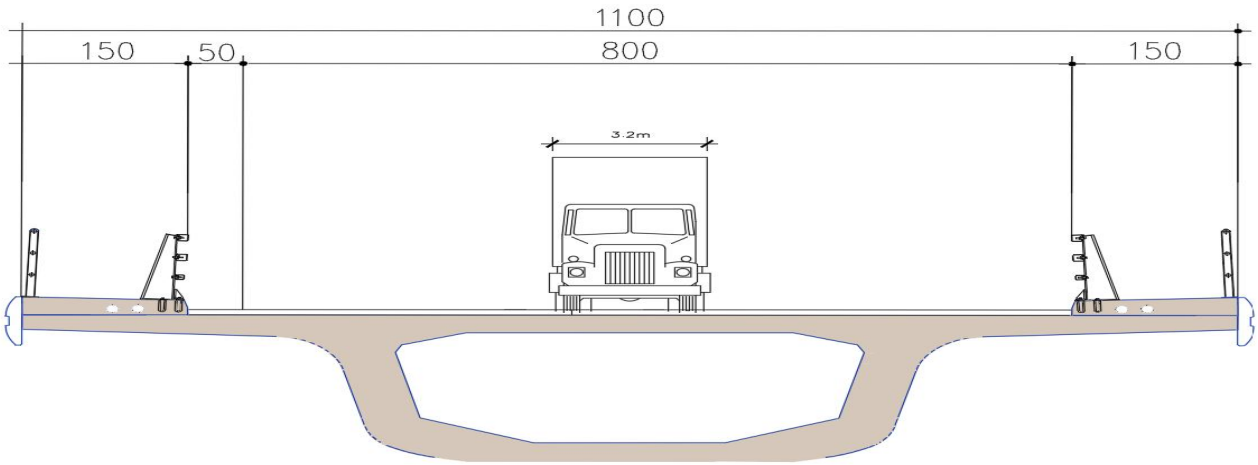


Figure VII. 8 : Position de la charge D240 Selon RCPR.

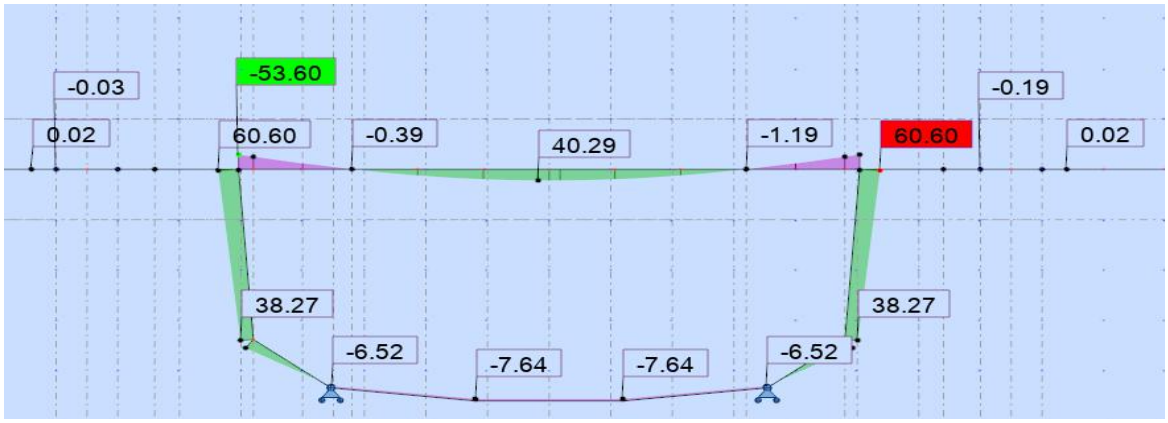


Figure VII. 9 : Diagramme de moment fléchissant sous la charge D240 (KN.m)

VII.3.2.6. Charges sur les trottoirs :

Une charge uniforme de 4,50 kiloNewtons par mètre carré est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages, y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées et des pistes cyclables.

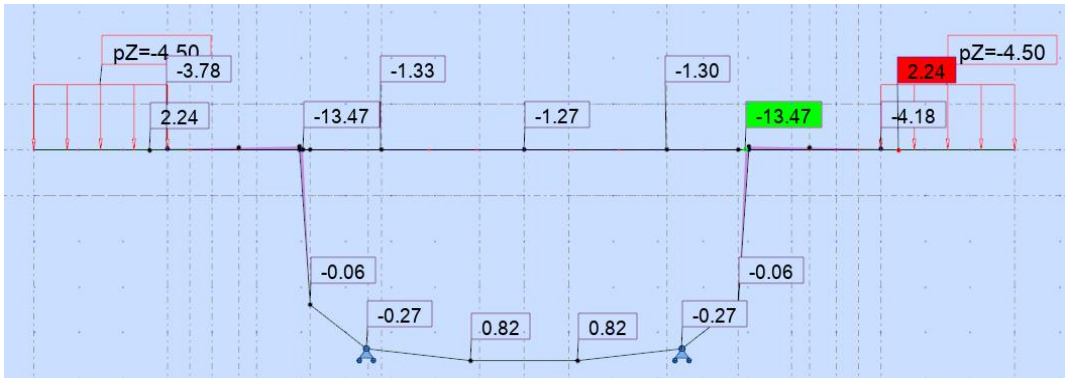


Figure VII. 10 : Diagramme de moment fléchissant sous Charges sur les trottoirs (KN.m)

VII.3.4. Les combinaisons de charges :

Le tableau IX.1 ci-dessous donne les différentes combinaisons :

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240	St
ELU	COMB 1	**1.35**	**1.6**	0	0	0	0	**1.6**
	COMB 2	**1.35**	0	**1.6**	0	0	0	**1.6**
	COMB 3	**1.35**	0	0	**1.6**	0	0	**1.6**
	COMB 4	**1.35**	0	0	0	**1.35**	0	0
	COMB 5	**1.35**	0	0	0	0	**1.35**	**0**
ELS	COMB 1	**1**	**1.2**	0	0	0	0	**1**
	COMB 2	**1**	0	**1.2**	0	0	0	**1**
	COMB 3	**1**	0	0	**1.2**	0	0	**1**
	COMB 4	**1**	0	0	0	**1**	0	0

Tableau VII.1 : Tableau des combinaisons obtenus

VII.4. RESULTATS

Les résultats de l'analyse sont présentés ci-dessous sous forme de diagrammes illustrant les moments fléchissants et les efforts tranchants. Ces diagrammes correspondent aux sollicitations obtenues pour les combinaisons de charges les plus défavorables, tant à l'état limite de service (ELS) qu'à l'état limite ultime (ELU).

- La combinaison de charges la plus défavorable (ELS) : **G+1.2Bc2+ST**…. (2)
- La combinaison de charges la plus défavorable (ELU) : **1.35 G+1.6Bc2+ST…. (2)**

✧ **Hourdis supérieur :**

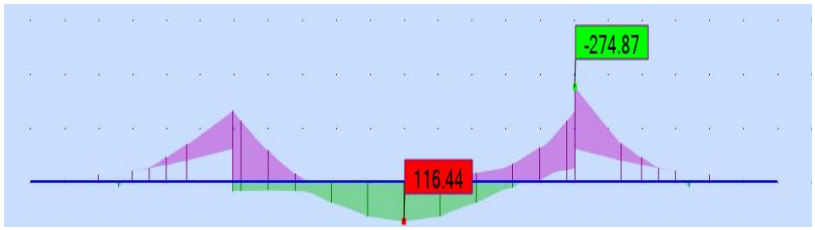


Figure VII. 11 : Moments fléchissant à l'ELU sous combinaison plus défavorable (KN.m)

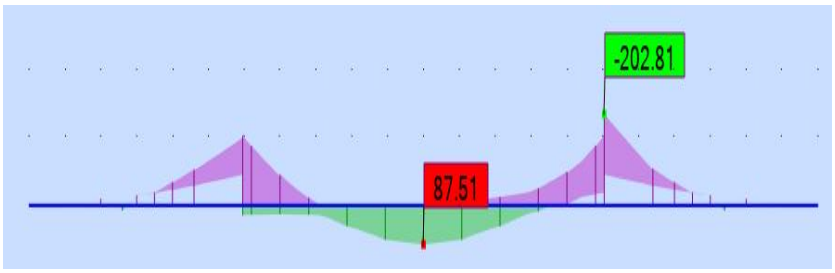


Figure VII. 12 : Moments fléchissant à l'ELS sous combinaison plus défavorable(KN.m)

✧ **L'AME :**

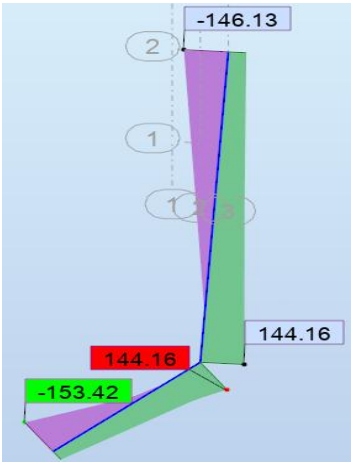


Figure VII.13 : Moments fléchissant à l'ELU

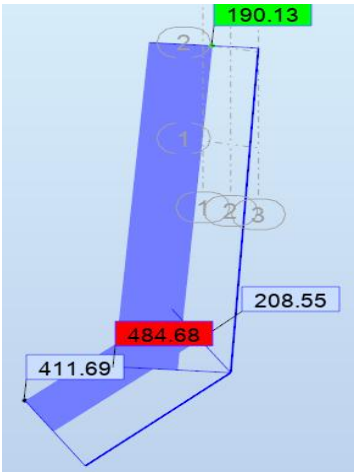


Figure VII.14 : Effort Normal à l'ELU (KN)

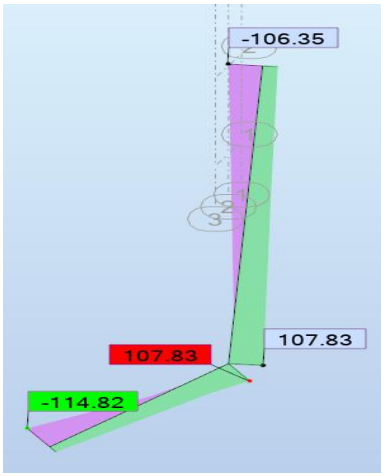


Figure VII.14 : Moments fléchissant à l'ELS

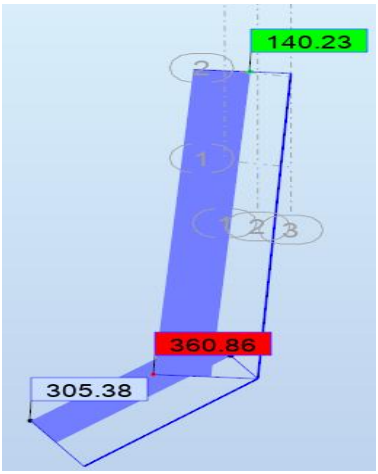


Figure VII.15 : Effort Normal à l'ELS (KN)

✧ **Hourdis inférieur**

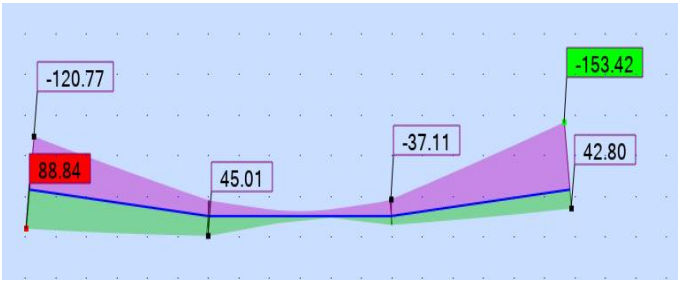


Figure VII.16 : Moments fléchissant à l'ELU sous combinaison 2 (KN.m)

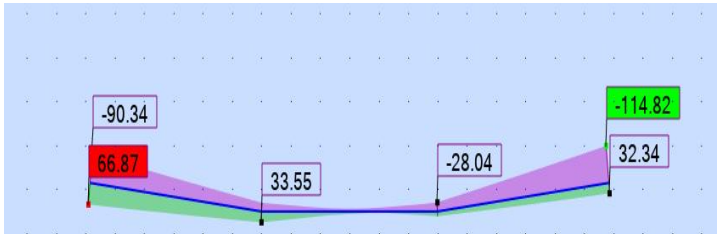


Figure VII.17 : Moments fléchissant à l'ELS sous combinaison 2 (KN.m)

Tableau récapitulatif. Résumé des moments maximaux obtenus

	M ELU		M ELS	
	M max (MN.m)	M min (MN.m)	M max (MN.m)	M min (MN.m)
Hourdis supérieur	0,11644	-0,27487	0.08751	-0,20281
Ame	0,14416	-0,15342	0,10783	-0,11482
Hourdis inférieur	0,08884	-0,15342	0,06687	-0,11482

Tableau VII.2. Moments maximaux obtenus

VII.5. CALCUL DE FERRAILLAGE

Le dimensionnement des armatures sera effectué conformément aux prescriptions du règlement B.A.E.L, qui établit les méthodes de calcul pour les sections rectangulaires en béton armé soumises à des efforts de flexion simple ou composée. Le voussoir est décomposé en plusieurs éléments structuraux distincts :

- ✓ La dalle supérieure : sollicitée principalement en flexion simple
- ✓ La dalle inférieure : également soumise à des efforts de flexion simple
- ✓ Les deux âmes latérales : travaillant sous l'effet de la flexion composée.

Les fissurations sont jugées préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS en flexion simple et à l'ELUR en flexion composée .

✧ Données et Formule de calcul :

$fc_{28} = 45\ Mpa$

Fe=500

$ft_{28} = 3{,}3\ Mpa$

$d = 0{,}9h$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ fc_{28} = 27\ MPa$

$\bar{\sigma}st = \min\ (\frac{2}{3} fe, \max(0{,}5fe; 110\sqrt{nf_{tj}})$; Car les fissurations sont jugées préjudiciables.

Avec : n=1.6 (H.A)

$\bar{\sigma}st = \min(333.33 ; 252.76) = 252.76Mpa$

$X = \frac{15\bar{\sigma}bc}{15\bar{\sigma}bc + \bar{\sigma}s} . d$

$Z = d - \frac{X}{3}$

$\overline{M1} = 0{,}5.b.X.\ \bar{\sigma}_{bc}.Z$

$As = \frac{Mser}{Z.\bar{\sigma}s}$

$As_{CNF} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe500}$

VII.5.1 hourdis supérieur :

VII.5.1.1. Nappe inferieure :

Application Numérique : on calcule le ferraillage par mètre linéaire.

✧ **Ferraillage transversale :**

- Mser=0,08751MN.m
- b=1m
- h=0,27m
- d=0,243m
- X=0.149 m
- Z=0,243- $\frac{0.149}{3}$= 0,193m
- $\overline{M1}$ =0.388 MN.m

M_{ser}= 0,08751 MN.m < $\overline{M1}$ =0,388 MN.m **(Section sans armatures comprimées)**

$A_{ser} = \frac{0,08751}{0.193 \times 252.76} \times 10^4 = 17.94\ cm^2$ (**on propose une nappe de 6HA20**)

❖ **Condition non fragilité :**

$A_{s\,CNF} = 0,23 \times 1 \times 0,243 \times \frac{3.3}{500} \times 10^4 = 3,69\ cm^2$

$A_{s\,CNF} = 3,69\ cm^2 < A_s = 17.94\ cm^2$ (Condition de fragilité vérifiée)

✧ **Ferraillage longitudinal :**

$A_{s\,long} = \frac{Aser}{3} = 5.98\ cm^2$ **(on propose une nappe de 6HA12)**

VII.5.1.2. Nappe supérieure

Application Numérique : on calcule le ferraillage par mètre linéaire.

✧ **Ferraillage transversale :**

- Mser=0, 20281 MN.m
- b=1m
- h=0,66m
- d=0,594m
- X=0.366m
- Z=0,594- $\frac{0.366}{3}$ = 0,472m
- $\overline{M1}$ =2.33 MN.m

M_{ser} =0, 20281 MN.m < $\overline{M1}$ =2,33 MN.m **(Section sans armatures comprimées)**

$A_{ser} = \frac{0,20281}{0.472 \times 252.76} \times 10^4 = 17\ cm^2$ (**on propose une nappe de 6HA20**)

❖ **Condition non fragilité :**

$A_{s\,CNF} = 0,23 \times 1 \times 0,594 \times \frac{3.3}{500} \times 10^4 = 9.02\ cm^2$

$A_{s\,CNF} = 9,02\ cm^2 < A_s = 17\ cm^2$ **(Condition de fragilité vérifiée)**

✧ **Ferraillage longitudinal :**

$A_{s\,long} = \frac{Aser}{3} = 5.67 cm^2$ **(on propose une nappe de 6HA12)**

VII.5.2 Hourdis inférieur

VII.5.2.1. Nappe inferieure

Application Numérique : on calcule le ferraillage par mètre linéaire.

✧ **Ferraillage transversale :**

- Mser= 0,06687 MN.m
- b=1m
- h=0,36m
- d=0,324m
- X=0.199m
- Z=0,324 $-\frac{0.199}{3}$ = 0,257m
- $\overline{M1}$ =0.690 MN.m

M_{ser} =0,06687 MN.m< $\overline{M1}$ =0.690 MN.m ***(* Section sans armatures comprimées)**

$A_{ser} = \frac{0,06687}{0.257 \times 252.76} \times 10^4 = 10.29\ cm^2$ **(on propose une nappe de 6HA16)**

❖ **Condition non fragilité :**

$As_{CNF} = 0,23 \times 1 \times 0,324 \times \frac{3.3}{500} \times 10^4 = 5\ cm^2$

$As_{CNF} = 5 cm^2 < As = 10.29\ cm^2$ **(Condition de fragilité vérifiée)**

✧ **Ferraillage longitudinal**

$As_{long} = \frac{Aser}{3} = 3.43 cm^2$ **(on propose une nappe de 6HA10)**

VII.5.2.2. Nappe supérieure

Application Numérique : on calcule le ferraillage par mètre linéaire.

✧ **Ferraillage transversale** (même calcule avec la nappe inférieure)

Mser = 0,11482MN.m

Mser =0,11482MN.m < $\overline{M1}$=0,690MN.m (Section sans armatures comprimées (S.S.A.C))

$As_{ser} = \frac{0,11482}{0.257 \times 252.76} \times 10^4 = 17.67\ cm^2$ **(on propose une nappe de 6HA20)**

❖ **Condition non fragilité**

$As_{CNF} = 5\ cm^2 < As = 17.67\ cm^2$ **(Condition de fragilité vérifiée)**

✧ **Ferraillage longitudinal :**

$As_{long} = \frac{Aser}{3} = 5.89\ cm^2$ **(on propose une nappe de 6HA12)**

VII.5.3. L'âme - Calcul automatique a l'aide de Robot expert 2010 -

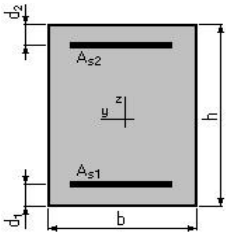
VII.5.3.1.Nappe extérieure :

Hypothses :

Béton: fc28 = 45.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

Fissuration préjudiciable
Application DTU 14.1
Milieu : eau normale
Niveau d'eau : bas
Pas de prise en compte des dispositions sismiques
Calcul en poteau
Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section :



b = 100.0 (cm)
h = 52.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

Efforts appliqués :

ELS : N= 305.38 KN , M= 114.8 KN.m

Résultat :

$As_{ser} = 6.1\ cm^2$ **(on propose une nappe de 6HA12)**

$As_{long} = \frac{Aser}{3} = 2.033\ cm^2$ **(on propose une nappe de 6HA10)**

VII.5.3.2.Nappe intérieure (Même hypothèses de la nappe + Section)

Efforts appliqués :

ELS : N= 360.86 KN , M= 107.83 KN.m

Résultat :

$As_{ser} = 6.1\ cm^2$ **(on propose une nappe de 6HA12)**

$As_{long} = \frac{Aser}{3} = 2.033\ cm^2$ **(on propose une nappe de 6HA10)**

VII.6. FERRAILLAGE PASSIF DE VOUSSOIR :

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

		Transversal	Longitudinal
Hourdis supérieur	**Nappe supérieure**	6HA20	6HA12
	Nappe inferieure	6HA20	6HA12
Hourdis inferieur	**Nappe supérieure**	6HA20	6HA12
	Nappe inferieure	6HA16	6HA10
L'âme	**Nappe extérieur**	6HA12	6HA10
	Nappe intérieur	6HA12	6HA10

VII.7 EFFET DE TORSION :

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiments ou d'ouvrages d'art, notamment dans le domaine des travaux publics. Bien qu'elle soit souvent négligée en raison de sa complexité et de ses conséquences généralement mineures, elle joue un rôle essentiel dans la stabilité des éléments étudiés.

Prenons l'exemple d'un voussoir chargé en dehors de son plan de symétrie. L'effet de la torsion se manifeste principalement au niveau des âmes de la structure. Pour compenser cet effet, il est nécessaire d'ajouter des armatures longitudinales et transversales supplémentaires. Ces armatures renforcent la structure et permettent de maintenir sa stabilité malgré la torsion.

Il est engendré par la combinaison : Mt = 1.35G + 1.35D240

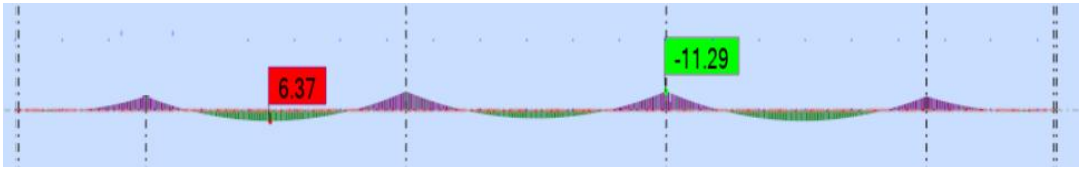


Figure IX. 19 : Diagramme du moment de torsion.

VII.7.1. Vérification de la compression des bielles de béton :

- Contrainte due aux l'effort tranchant τ_{uv} :

$$\tau_{uv} = \frac{Vu}{2b_0 d} = \frac{7.37}{2\times0.383\times0.9\times2.3} = 0.204 \text{ MPA} \quad ; \tau_{uv} = 0.204 \text{ MPA}$$

- Contrainte due à la torsion τ_{uT} :

$$\tau_{uT} = \frac{Tu}{2b_0\Omega} = \frac{0.011}{2\times0.383\times0.9\times6.65} = 0.0022 \text{ MPA} \quad ; \tau_{uT} = 0.0022 \text{ MPA}$$

Avec :

- Tu = 0.011 MN.m
- Vu = 0.324 MN (sous la combinaison 1.35G+1.6 BC2+1.6 ST)
- $b_0 = \ min(a/6\,;b/6) = \ 0.383\ m$
- **Ω** = 6.65 m2
- **U** : Périmètre du VSP =10.04 m
- $\boldsymbol{\gamma_s}$: coefficient de pondération pris égal à 1,15.

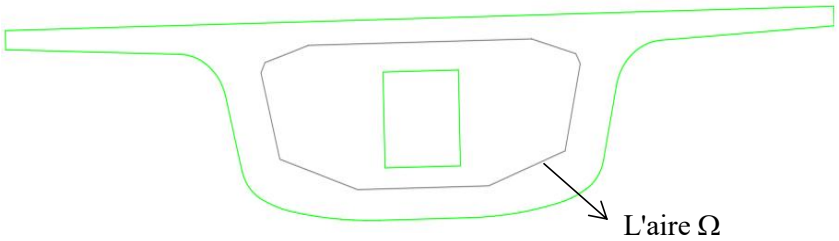


Figure VII. 20 : L'aire Ω dans VSP.

- Contrainte de cisaillement admissible

$$\tau_{lim} = \min\left(\frac{0.15 \times fcj}{\gamma_b}, 4MPA\right) = 4\ \text{MPA}$$

Il faut que :

$$\boldsymbol{\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}} \quad ; \quad \text{pour une section creuse}$$

On trouve : $0.038 + 2.05 = 2.09\ MPa < 4\ MPa$ La condition est **vérifiée.**

VII.7.2. Calcul des armatures transversales :

Seule les 2 amés verticales de la section droite résistent à l'effort tranchant que nous prendrons pour les calculs relatifs à cette sollicitation.

En choisissant un cadre HA 16 par voile (amé), nous aurons $\mathbf{A_t} = 8.04\ cm^2$ (section de 4 brins de HA 16)

$$\frac{At}{St} = \frac{8.04}{25} = 20.1\ cm^2/\text{ml}$$

$$\left(\frac{At}{St}\right) \geq \frac{0.4 \times b0}{fe}; \quad \left(\frac{At}{St}\right) \geq \frac{0.4 \times 0.83}{500} \quad ; \quad \left(\frac{At}{St}\right) = 3.064\ cm^2/\text{ml} \times 2 parois$$

$$\left(\frac{At}{St}\right) = 6.128\ cm^2/\text{ml}.$$

VII.7.2.1. Armatures transversales pour torsion :

En appliquant la règle de coutures aux plans perpendiculaire aux parois :

$$\frac{At}{St} = \frac{T_u \times 1.15}{2 \times \Omega \times fet}$$

$\boldsymbol{A_t}$ = Somme des brins d'armatures transversales contenus dans l'épaisseur $\boldsymbol{b_0}$

AN : $$\frac{At}{St} = \frac{0.011 \times 1.15}{2 \times 6.56 \times 435} = 0.0443\ cm^2/\text{ml}\ (2\ \text{parois})$$

Pourcentage minimal :

$$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq \frac{0.4 \times b0}{fe}$$

AN : $$\left(\frac{At}{St}\right)_{min} \geq \frac{0.4 \times 0.383}{500} = 6.128\ cm^2/\text{ml}$$

Donc on prend : $\left(\frac{At}{St}\right) = 6.128\ cm^2/\text{ml}.$

VII.7.2.2. Armatures transversales pour l'effort tranchant et torsion :

Le cumul des 2 systèmes d'armatures transversales donne dans l'épaisseur $\boldsymbol{b_0}$ = 18.33 cm de la paroi fictive :

- **Dans les âmes : Vu+Tu**

$$(\frac{At}{St})_{Vu} + (\frac{At}{St})_{Tu} \geq 16.178\ cm^2/\text{ml}$$

Soit pour $\mathbf{A_t}$ = 8.04 cm² pour un cadre de HA 16

$$\text{St} \leq \frac{8.04}{16.178} \quad , St \leq 49.69\ cm$$

St_{min} ≤ min (0.9d ; 40cm ; 24cm) = 24 cm

Donc on retient st = 20 cm.

- **Dans les hourdis : Tu (torsion uniquement)**

$$(\frac{At}{St})_{Tu} \geq 0.0443\ cm^2/\text{ml}$$

Soit pour **At** = 8.04 cm² pour un cadre HA16 $\Longrightarrow st \leq \frac{8.04}{0.0443} = 180.48$ cm

St_{min} ≤ min (0.9d ; 40cm ; 24cm) = 24 cm Donc on retient st = 20 cm pour les hourdis.

VII.7.3. Calcul des armatures longitudinal :

On note : $$\frac{\sum \text{Al}}{\text{u}} \times fed = \frac{\text{T}_\text{u}}{2\times\Omega}$$

Avec :

- $\sum \boldsymbol{A_l}$: section totale des aciers longitudinaux (disposés sur le pourtour de la pièce, aux 4 angles pour une section rectangulaire) ;
- **u** = périmètre du contour d'air **Ω**.

AN : $$\sum \boldsymbol{A_l} = \frac{\text{T}_\text{u} \times \text{u}}{2\times\Omega \times fed} = \frac{0.011\times 10.04}{2\times 6.56 \times 435} = 0.476\ cm^2$$

Pourcentage minimale

$\frac{\sum \text{Al} \times \text{fe}}{b0\times u} \geq 0.4$ MPA donc : $\sum \text{Al} = \frac{0.4 \times b0 \times u}{fe}$

AN : $$\sum \text{Al} = \frac{0.4 \times 0.383 \times 10.04}{500} = 28.2\ cm^2$$

Donc on aura besoin d'une section d'armature longitudinale par mètre linéaire du pourtour 12 cm²/ml (6HA16 ; e = 16 cm).

Voici ci-dessous dans la **figure VII.10** le schéma de ferraillage du voussoir

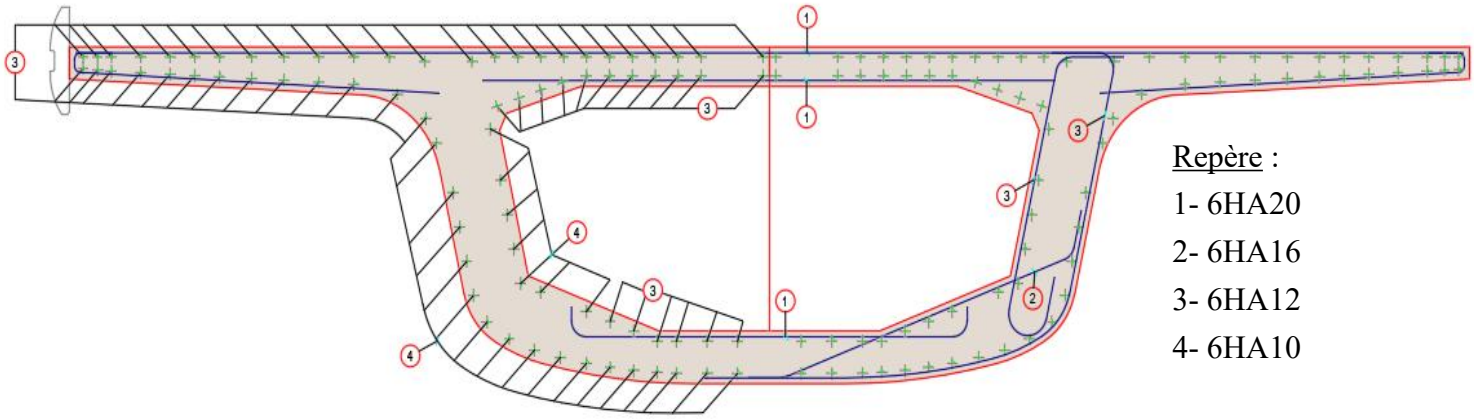


Figure VII.10 : Schéma de ferraillage principale du voussoir.

VII.8. CONCLUSION

L'analyse transversale réalisée dans ce chapitre avait pour objectif de déterminer les diverses sollicitations agissant sur les voussoirs et leurs composants structuraux (âmes, hourdis supérieur et hourdis inférieur). Cette étude constitue une étape essentielle permettant le dimensionnement précis des sections d'armatures et l'établissement de leurs dispositions constructives optimales.

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS DU TABLIER ET ETUDE SISMIQUE

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps. On désigne par équipement l'ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Parmi ces équipements, citons : appareils d'appui, dés d'appui et joints de chaussée.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

✧ **Définition et Fonction**

Les appareils d'appui sont des éléments essentiels qui établissent la connexion entre le tablier et ses supports. Leur rôle principal est de transmettre efficacement les efforts verticaux et horizontaux dans les structures

On distingue plusieurs catégories d'appareils d'appui :

- Appareils métalliques (rouleaux, balanciers, rotules)
- Appareils en élastomère fretté
- Appareils à pot
- Appareils en béton

✧ **Critères de sélection**

Le choix d'un appareil d'appui repose sur trois critères principaux :

- Facilité de mise en œuvre
- Simplicité de réglage et de contrôle
- Coût raisonnable

Parmi ces différents types, les appareils d'appui à pot se distinguent particulièrement. Leur conception innovante comprend un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot, surmonté d'un piston servant de couvercle. Les avantages clés de ces appareils sont : Conception simple et intuitive, capacité à supporter des charges importantes, encombrement minimal, réponse optimale aux critères de sélection.

Ces caractéristiques font des **appareils d'appui à pot** la solution la plus adaptée dans de nombreux contextes de construction.

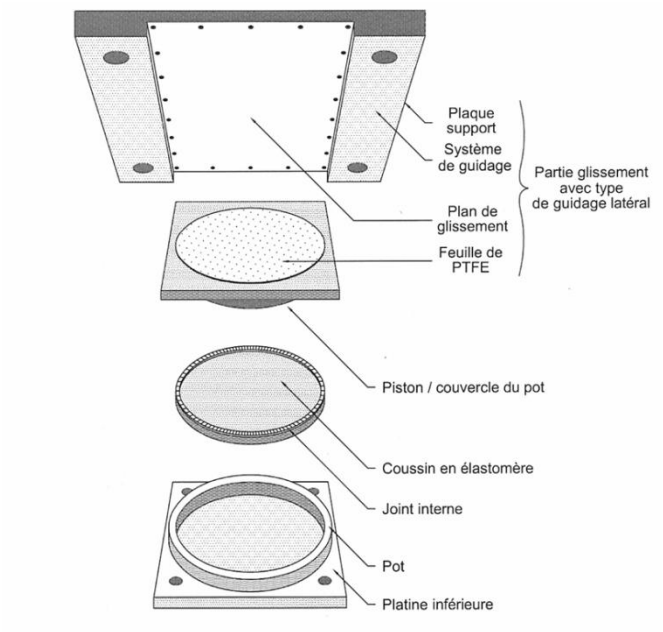


Figure VIII.1 : composition schématique d'un appareil d'appui à pot selon SETRA

VIII.2.1. Évaluation des efforts appliqués aux appareils d'appui

Les résultats obtenus sur le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS nous ont donnés les réactions d'appui à l'ELU en MN maximales suivantes:

	C1	P1	P2	P3	P4	C2
ELU (2 appuis)	3.98	15.33	17.44	17.6	15.30	3.95
ELU (appui)	1.99	7.665	8.72	8.8	7.65	1.975
1.35 G	1.64	11.63	13.90	14.06	11.63	1.64

Tableau XII.1 : Évaluation des réactions sur les appuis

VIII.2.1.1. Disposition des appareils d'appui fixes et glissants :

Bien définie dans la **Figure XII.2** suivante :

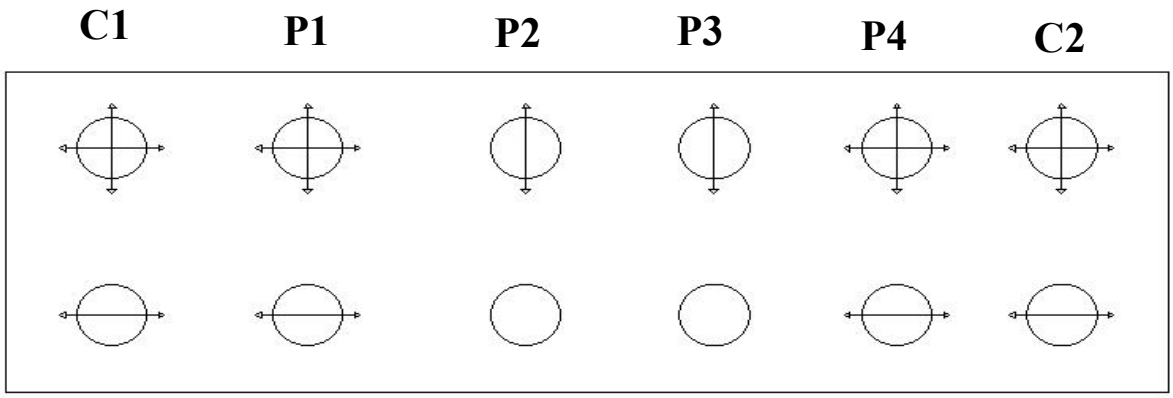


Figure VIII.2 : Disposition des appareils d'appui fixes et glissants

VIII.2.1.2. Les efforts verticaux :

Selon la norme NF EN 1337-2

✧ **Pression moyenne dans l'élastomère (appareils à pot fixes)**

La pression moyenne sur l'élastomère est limitée :

$$f_{e,d} < \frac{f_u}{\gamma_m} = \frac{60}{1.3} = 46.15Mpa$$

La surface du coussin est donc :

$$Sc = \frac{Rmax}{f_{e,d}}$$

Appui	C1	P1	P2	P3	P4	C2
Sc (m2)	0.043	0.166	0.189	0.191	0.166	0.043

Tableau VIII.3 : les surfaces Sc à chaque appui

✧ **Pression moyenne dans le PTFE (appareils à pot glissants)**

La Pression moyenne dans le PTFE est de l'ordre 41-42Mpa ; prenons $f_{e,d} = 41.5\ Mpa$

Ainsi la surface minimale du pot Sp est de :

$$Sp = \frac{Rmax}{f_{e,d}}$$

Appui	C1	P1	P2	P3	P4	C2
Sp (m2)	0.048	0.184	0.210	0.21	0.184	0.048

Tableau VIII.4 : les surfaces Sp à chaque appui

VIII.2.1.3. Les efforts horizontaux :

✧ **Appareils à pot glissants**

D'après les recommandations du guide SETRA, l'effort horizontal H qu'un appareil d'appui à pot glissant peut supporter juste avant d'entrer en phase de glissement est directement lié à l'effort vertical V appliqué simultanément.

Cette relation s'exprime par une formule de proportionnalité entre l'effort horizontal maximal mobilisable et l'effort vertical concomitant :

$$\mathbf{H = (\mu max + PP + PL) \times V}$$

Où :

- **PP :** représente la précision de pose normalisée, fixée à 0,003rd
- **PL :** correspond à la pente éventuelle au plan de glissement, considérée négligeable dans ce cas
- **V :** est la charge verticale maximale appliquée
- **μmax** est le coefficient de frottement maximum, calculé selon la formule :

$$\mu max = \frac{1.2 \times K}{10 + \sigma p}$$

Tel que :

- **k** = 1 pour l'acier inoxydable
- **k** = 1,5 pour l'aluminium
- **σp** représente la pression de contact sur le PTFE

Application Numérique :

$$\mu max = \frac{1.2 \times 1}{10 + 41.5} = 0.023$$

Appui	C1	P1	P2	P3	P4	C2
H (MN)	0.043	0.201	0.23	0.232	0.2	0.052

Tableau VIII.3 : Valeurs des forces horizontales.

✧ **Appareils d'appui à pot fixe :**

L'effort horizontal H mobilisable par un appareil d'appui à pot fixe est le suivant :

$$H = (\mu_a + PL) \times V$$

Tel que : μ= μ_a ou μ_r / $\mu_a = 0.5\,\mu_{max}(1+\alpha)$ **et** $\mu_r = 0.5\,\mu_{max}(1-\alpha)$

Où :

- μ_a : Coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable.
- μ_r : Coefficient de frottement à retenir dans le cas favorable.
- α : Coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareils d'appui glissants,indiqué dans le **Tableau VIII.4** dans la page suivante.
- V : Charge verticale prise égale à 1.35G.

n	α
n≤ 4	1
4< n <10	(16-n) /12
n≥ 10	0.5

Tableau VIII.4 : Coefficient de dégressivité en fonction de n.

NOTE : Dans notre pont on a appareils d'appuis glissants, et selon SETRA on trouve : **n=10**

Application numérique :

$$\mu_a = 0.5 \times 0.023 \times \mu_{max}(1 + 0.5) = 0.0172$$

$$\mu_r = 0.5 \times 0.023 \times \mu_{max}(1 - 0.5) = 0.0057$$

$$Hp2 = Hp3 = \mu_a(Vc1 + Vp1) - \mu_r(Vp4 + Vc2)$$

$$Hp2 = Hp3 = 0.0172 \times (1.68 + 11.63) - 0.0057 \times (11.63 + 1.68) = 0.15 \text{ MN}.$$

Finalement : $Hp2 = Hp3 = 0.15$ MN.

VIII.2.2. Choix des appareils d'appui :

Les conditions à satisfaire dans le choix des appareils d'appuis sont les suivantes :

$$\text{Vmax(appui)} \geq \text{Vmax(sollicitant)}$$

$$\text{Hmax(appui)} \geq \text{Hmax(sollicitant)}$$

✧ Choix des appareils d'appuis a pot glissants (GL+GG) selon **FREYSSINET** :

	Culée-1-	Pile-1-	Pile-2-	Pile-3-	Pile-4-	Culée-2-
Vmax (MN)	1.99	7.665	8.72	8.8	7.65	1.975
Hmax (MN)	0.043	0.201	0.23	0.232	0.2	0.052

Tableau VIII.5 : tableau récapitulatif des efforts des appuis.

Pour : C1/C2/Pile-1-/Pile-4- , on a choisi le : TETRON® CD GL 2000.400.40

Et pour les piles , on a choisi : TETRON® CD GG 8000.800.100 BS

✧ Choix des appareils d'appuis a pot fixes (FX) selon **FREYSSINET**:

	Pile-2-	Pile-3-
Vmax (MN)	6.95	7.03
Hmax (MN)	2.21	2.21

Tableau VIII.6 : tableau récapitulatif des efforts des appuis fixes.

Pour : Pile-2-et -3- , on a choisi le : TETRON® CD FX 8000.2400

VIII.2.3. Dés d'appuis :

Les dés d'appuis ont pour fonction de repartir les charges ponctuelles provenant directement du tablier vers l'élément porteur.

VIII.2.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis :

Les dimensions des dés d'appuis sont :

- $h = \frac{a \times b}{a+b}$
- $a' = a + 20$
- $b' = b + 20$

Avec a et b les dimensions des dés appuis choisi sont indiquer dans le tableau suivant :

Type d'appareil d'appui	a'(cm)	b'(cm)	H(cm)
GL 2000.400.40	97	54.5	35
GG 8000.800.100 BS	80.5	73	38
FX 8000.2400	68.5	68.5	20

Tableau XII.7 : les dimensions des dés appuis**.**

NOTE : prenons le cas du dé d'appui ayant pour dimensions en cm $100 \times 55 \times 35$ dans les calculs qui suivent (cas culée) :

VIII.2.3.2. Vérification de la pression localisée :

Selon l'article E.8.2.2 du BAEL

$$\sigma_p = \frac{Rmax}{a' \times b'} \leq K \frac{0.85\, fcj}{\theta\, \gamma_b} \quad , \; 1 \leq K \leq 3.3 \; et \; \gamma_b = 1.5$$

AN : $\sigma_p = \frac{1.99 \text{ MN}}{1 \times 0.55 \text{ m}^2} = 3.61 \text{ MPA} < 1 \times \frac{0.85 \times 45}{1.5} = 25.5 \text{ MPA}$ **Condition vérifiée**.

VIII.2.3.3. Calcul de ferraillage du frettage de surface A_s :

Selon l'article 1.2,1 de l'annexe 4 du BPEL

$$As \geq 0.04 Rmax \times \frac{\gamma}{fe}$$

AN : $As \geq 0.04 \times 1.99 \times \frac{1.15}{500}$

$As \geq 1.83 \text{ cm}^2$.

VIII.2.3.4. Ferraillage d'éclatement A_e :

Selon l'article 1.2, 2 de l'annexe 4 du BPEL

$$Ae = \max \begin{cases} Aej \\ 0.15 \frac{Rmax}{\sigma lim} \end{cases}$$

Avec :

- $Aej = \frac{Rj}{Kj \times \sigma lim}$
- $R_j = 0.25 \times (1 - \frac{b'}{h}) \times R_{uj}$, pour la première face
- $R_j = 0.25 \times (1 - \frac{a'}{h}) \times R_{uj}$, pour la deuxième face
- $\sigma_{lim} = \frac{2}{3} fe$

Application numérique :

$R_{j1} = 0.25 \times (1 - \frac{1}{0.35}) \times 1.99 < 0 \text{ cm}^2$

$R_{j2} = 0.25 \times (1 - \frac{0.55}{0.35}) \times 1.99 < 0 \text{ cm}^2$

Donc $\mathbf{A_{ej} = 0\ cm^2}$

$$Ae = \max \begin{cases} 0 \\ 0.15 \times \frac{1.99}{\frac{2}{3} \times 500} = 8.955 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VIII.2.3.5. Ferraillage totale :

$Ae + As = 1.83 + 8.955 = 10.78 \text{ cm}^2$

Donc on prend : Section Ferraillage totale = 12.6 cm^2 (6HA12 / 4HA14)

Le Ferraillage de dés appuis est détailée dans la **Figure XII.3**

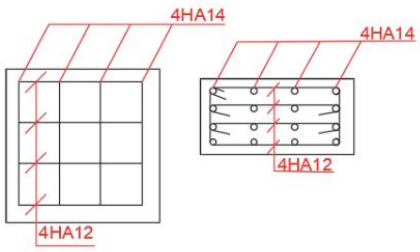


Figure VIII.3 : Ferraillage de dés appuis.

VIII.3. ETUDE SISMIQUE

Les ouvrages d'art doivent être vérifiés vis-vis des actions sismiques afin d'assurer que les risques de défaillance pendant un séisme soient suffisamment faibles. Il existe dans les règlements plusieurs méthodes d'analyse selon le pont étudié, et la vérification de certaines conditions.

VIII.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage :

Il existe dans le RPOA un nombre de critères de classification qui servent à définir la situation sismique.

- Notre pont est classé en groupe 2 (pont important).
- Nous nous trouvons dans une zone sismique III (sismicité important).
- Le coefficient d'accélération de zone, A = 0.3.
- Sol de catégorie S3 (site meuble) , Coefficient du site S = 1.2
- Le taux d'amortissement du matériau des appuis en béton armé, ξ = 5%
- Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, T_1= 0.2 ; T_2= 0.5

VIII.3.2. Méthode de calcul :

Pour que la l'analyse monomodale soit applicable théoriquement, elle doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✧ La masse modale : $m_{tablier} > 70\% \, m_{pile\ (Appui\ en\ élévation\ )}$, **Verifiée**
- ✧ Le biais : on a un pont droit , **Verifiée**
- ✧ La courbure : Angle balayé en plan par la tangente à l'axe < 30 grad , **Verifiée**
- ✧ La symétrie transversale : la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique eo) , **Verifiée**

Selon l'Eurocode 8 – Partie 2 (Ponts) : **"** Les conditions aux limites complexes ou les appuis asymétriques peuvent induire des modes de vibration secondaires significatifs, ce qui rend l'approche monomodale insuffisante. **"**

Dans notre ouvrage , il existe :

Appui fixe d'un côté et glissant de l'autre : Introduit un comportement asymétrique vis-à-vis des déplacements longitudinaux.

Conclusion : il est donc plus rigoureux et prescrit d'utiliser une analyse spectrale multimodale, afin de prendre en compte l'ensemble des modes significatifs influencés par ces conditions aux limites.

VIII.3.2.1. Spectre de réponse :

L'analyse par le spectre de réponse (analyse dynamique linéaire) est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure.

✧ **Spectre de réponse de la composante horizontale :**

Le spectre de réponse appartenant aux deux composantes longitudinale et transversale est le suivant :

$$\text{Sae}(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta Ag\,S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec

- g : l'accélération de la pesanteur 9.81 m/s²
- η : facteur de correction de l'amortissement $\eta = 7/(2+\xi) = 1$
- T : la période du mode propre considéré
- S : Coefficient du site S = 1.2

Voici notre spectre selon RPOA2008 dans **Figure VIII.4**

:

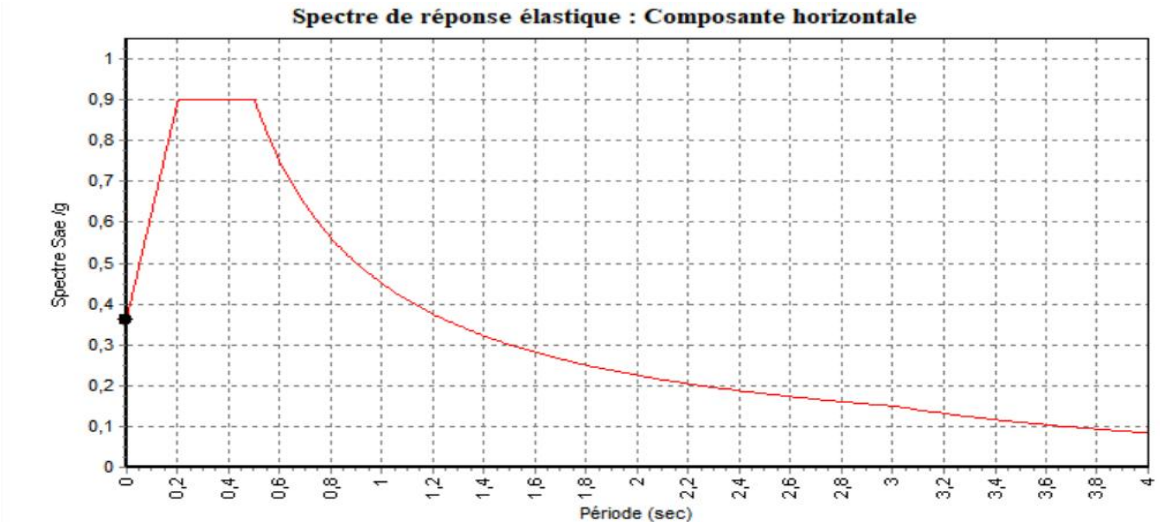


Figure VIII.4 : Diagramme spectre de réponse élastique - composante horizontale -

✧ **Spectre de réponse de la composante verticale :**

Le spectre de réponse de la composante verticale est le suivant :

$$Sae^{V}(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec

- g : l'accélération de la pesanteur 9.81 m/s²
- η : facteur de correction de l'amortissement $\eta=7/(2+\xi) = 1$
- T : la période du mode propre considéré.
- α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité α (zone sismique III) $= 0.1$

Voici notre spectre selon RPOA2008 dans **Figure VIII.5 :**

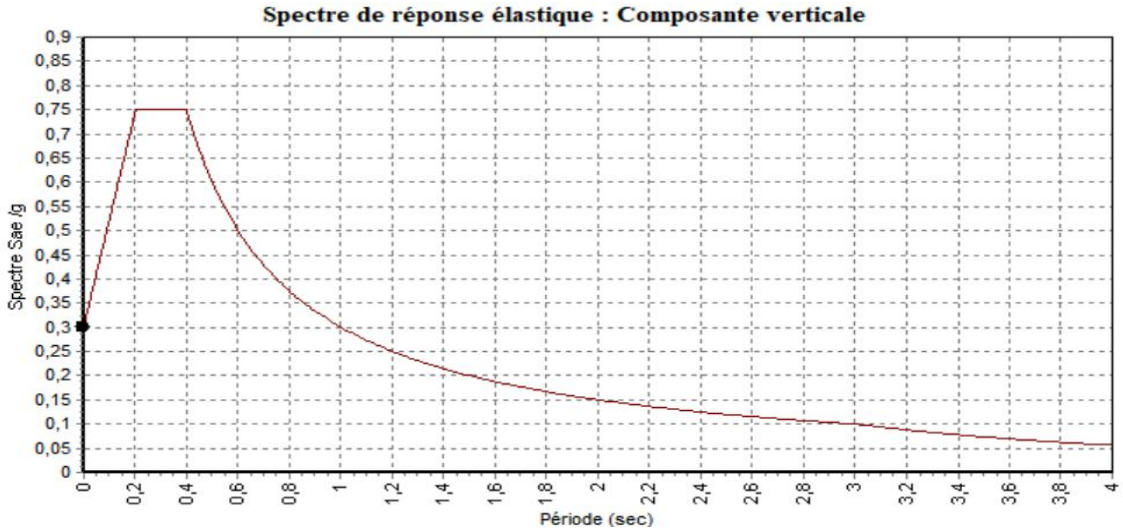


Figure VIII.5 : Diagramme spectre de réponse élastique - composante verticale -

VIII.3.2.2. Modes significatifs :

Afin de garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage, il est impératif de prendre en compte l'ensemble des modes vibratoires ayant une contribution significative à la réponse dynamique globale de la structure.

Dans cette optique, une **analyse modale** a été réalisée à l'aide du logiciel **MIDAS Civil**, permettant d'identifier les modes propres de vibration du pont.

Conformément aux recommandations de l'Eurocode 8, seuls les modes pour lesquels la **somme des masses modales effectives** atteint **au moins 90 % de la masse totale (MT) du pont** sont considérés comme significatifs et inclus dans l'analyse.

Les résultats relatifs au calcul des modes propres obtenus avec MIDAS sont présentés ci-après :

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.704058	99.33	0.00	0.00	99.33	0.00	0.00
2	0.313346	0.00	46.18	0.00	99.33	46.18	0.00
3	0.265620	0.00	7.11	0.00	99.33	53.29	0.00
4	0.182452	0.00	0.00	0.00	99.34	53.29	0.00
5	0.141776	0.00	17.07	0.00	99.34	70.36	0.00
6	0.112461	0.00	17.15	0.00	99.34	87.51	0.00
…	0.007980	0.00	0.00	0.00	100.00	87.58	0.00
20	0.007143	0.00	0.06	0.00	100.00	87.63	87.75
21	0.004517	0.00	0.06	0.00	100.00	87.69	87.75
22	0.003579	0.00	0.05	0.00	100.00	87.75	87.75
23	0.001837	0.00	12.17	0.00	100.00	99.92	87.75
24	0.001837	0.00	0.08	0.7	100.00	100.00	88.44
25	0.000991	0.00	0.00	11.56	100.00	100.00	100.00

Tableau VIII.8 : Modes propres .

Appui	Culée-1-	Pile-1-	Pile-2-	Pile-3-	Pile-4-	Culée-2-
δx (cm)	9	0	7.8	7.8	0	9
δy (cm)	0	0	1.6	2.7	0	0.4
δz (cm)	0	0	0	0	0	0

Tableau VIII.9 : Les déplacements à chaque appui en (cm) .

VIII.3.3. Combinaison des composantes de l'action sismiques (ELA) :

Selon le RPOA, nous utilisons une combinaison des forces sismiques orthogonales pour prendre en compte l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous permet d'estimer l'effet probable de l'action sismique maximale résultant de l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y, ainsi que de l'axe vertical Z :

- ✧ E1 = ± Ex ± 0.3 Ey ± 0.3 Ez
- ✧ E2 = ± Ey ± 0.3 Ex ± 0.3 Ez
- ✧ E3 = ± Ez ± 0.3 Ex ± 0.3 Ey

Ex, **Ey** et **Ez** : sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
Culée-1-	0.62	528.00	2569.5	929.87	1299.036	2727.58
Pile-1-	89.5	9218	6019.9	4660.87	11051.52	8812.15
Pile-2-	29294.6	14478.7	9619.9	36523.7	18243.55	22751.89
Pile-3-	21254.1	19899.4	9890.5	30191.1	29242.78	22236.55
Pile-4-	127.0	10414.1	6299.8	5141.1	12342.14	9462.13
Culée-2-	0.144	882.6	3010.9	1168.194	1785.1	3275.72

Tableau VIII.10 : Évaluation de effort sismique dans chaque appui .

VIII.4. JOINT DE CHAUSSÉE

Le joint de chaussée est le dispositif qui équipe une discontinuité du tablier lorsque les lèvres de cette coupure se déplacent l'une par rapport à l'autre. C'est un équipement important pour le bon fonctionnement de l'ouvrage et sa durabilité.

Il a deux fonctions principales :

- ✧ Assurer la libre dilatation du ou des tabliers.
- ✧ Permettre la circulation en toute sécurité.

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

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

$$W = W_D + 0.4 \times W_T + \frac{Ws}{3}$$

Avec :

- W : Souffle total du joint.
- W_D : Souffle des déformations différées (retrait + fluage).
- W_T : Souffle thermique.
- W_S : Souffle sismique.

Application numérique :

$W_D = 5.13$ cm ; $W_s = 9$ cm; $W_T = 3.99$ cm.

$$W = 5.13 + 0.4 \times 3.95 + \frac{9}{3} = 9.726 \text{ cm}.$$

On va choisi le joint d'aprés le tableau suivant :

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

Tableau VIII.11 : raideur longitudinale de la structure.

NOTE : Le joint retenu est **Wd110.**

VIII.5. CONCLUSION

Ce chapitre a permis d'évaluer les efforts sous l'action sismique, et d'apprécier le Comportement de l'ouvrage dans les trois sens orthogonaux. Afin de pouvoir l'exploiter dans la suite du calcul de l'infrastructure.

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est une étape fondamentale du projet. Elle est étroitement liée à l'ensemble de l'ouvrage. La détermination des appuis et des fondations nécessite une réflexion approfondie basée sur un processus itératif. Cela nous conduit à étudier les appuis et les fondations situés sous l'ouvrage.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus aux charges appliquées sur le tablier jusqu'au sol de fondation. les piles jouent un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier.

Un appui comporte deux parties :

- ✧ Le voile : son rôle est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.
- ✧ La fondation : c'est la base de l'ouvrage. elle reçoit la descente des charges et les transmet au sol.

IX.2.1. Conception des piles :

La conception des piles d'un pont dépend du type de tablier. du mode de construction. des fondations et des contraintes du site. Les piles peuvent jouer un rôle important dans la stabilité et la résistance du pont. Une étude globale de la structure est essentielle pour déterminer leur position et leur forme.

Le tableau **IX.1** suivant résume les différents hauteurs des pile ainsi une figure de Dimensions de la pile la plus haute :

	Pile-1-	Pile-2-	Pile-3-	Pile-4-
Hauteur (m)	3	6.75	7.5	4

Tableau IX.1 : Hauteurs des piles.

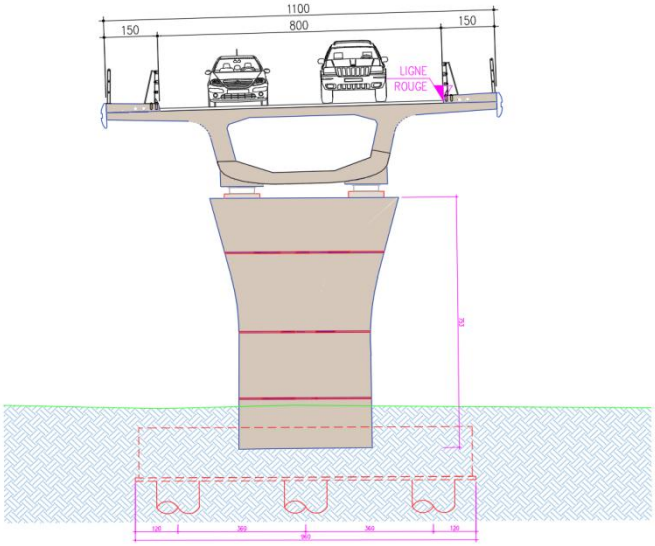


Figure IX.1 : Dimensions de la pile la plus haute (-Pile-3-).

➢ **Epaisseur du voile :**

$$E > \frac{H}{10} \text{ donc : } \quad E > \frac{7.5}{10}$$

On trouve : $\mathbf{E > 0.75\ m}$

Donc on prend les dimensions de la pile suivantes :

- La hauteur de la pile **H= 7.5 m**
- Largeur de la pile **B= 3.5 m**
- L'épaisseur de la pile **E=1.6m**

IX.2.2. Évaluation des efforts agissant sur la pile :

La pile d'un pont est soumise à un système de charges permanentes et d'exploitation. comprenant des forces horizontales. verticales et des moments. On peut la considérer comme une console encastrée à la base. En d'autres termes.

Toutes les charges sont résumées dans le **Tableau IX.2** suivant :

Désignation	N (kN)	H (kN)	Moment
Voile	771.79	/	/
$G_{Tablier}$	11574.37	/	/
Al	1433.11	/	/
B_c	1267.88	/	/
Mc_{120}	1521.67	/	/
D_{240}	2029.51	/	/
St (Trottoirs)	131.60	/	/
HT° (Température)	/	1166.30	8747.25
Freinage Al	/	110	825
Freinage B_c	/	330	2475
Séisme longitudinal (E_x)	/	3121.23	23409.23
Séisme transversale (E_y)	/	2223.38	16675.35

Tableau IX.2 : Évaluation des efforts à la base de la pile la plus sollicitée.

IX.2.2.1. Effort sismique :

Tous les efforts sismiques sont résumés dans le **Tableau IX.3** suivant :

Réactions	Pile-3-
RX (MN)	2.167
MY (MN.m)	16.319
MZ (MN.m)	18.480

Tableau IX.3 : Efforts maximaux appliqués à la semelle sous les combinaisons.

IX.2.2.2. Combinaison des efforts :

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

ELS : G+ 1.2 A(l) + 0.6ΔT

ELU : 1.35G+ 1.6 A(l) + 0.9ΔT

ELA : G+ E + 0.2 A(l)

Les résultats des combinaisons des efforts à la base de la pile -3- sont indiqués dans le **Tableau IX.4** suivant :

Etat	Combinaison	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	1.35G+1.6Qr+0.9Ht	20689.75	1577.67	10775.49
ELS	G+1.2Qr+0.6Ht	15362.98	1095.78	7484.18
ELA (long)	G+Ex+0.2Qr	12848.96	3187.23	21768.78
ELA (trans)	G+Ey+0.2Qr	12848.96	2289.38	15636.48

Tableau IX.4 : Combinaisons des efforts sismique à la base de la pile la plus élevée.

IX.2.3. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement :

NOTE : Pour que la stabilité vis-à-vis du flambement soie vérifiée. l'élancement λ doit être supérieur à 70 tel que : $\lambda = \frac{Lf}{i} < 70$

Avec :

- $\boldsymbol{l_f}$: longueur du flambement de la pile la plus haute.
- $\boldsymbol{i}$: le rayon de giration de la section. tel que : $\boldsymbol{i}_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$ et $\boldsymbol{i}_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$
- **S :** la section transversale de la pile ; S= 4.697 m2

Application numérique :

$$\left| \begin{array}{l} \boldsymbol{i}_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \\ \boldsymbol{i}_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} \end{array} \right.$$

Les résultats sont calculés dans le **Tableau IX.5** suivant :

	$\mathbf{i_x}$	$\mathbf{i_y}$	$\mathbf{l_f}$	$\boldsymbol{\lambda_x}$	$\boldsymbol{\lambda_y}$	**Observations**
Pile -3-	1.103	0.503	5.25	3.9	9.18	Pas risque de flambement

Tableau IX.5 : Vérification de flambement de la pile la plus élevée.

IX.2.4. Justification vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme :

La justification de la stabilité de forme consiste à montrer que. sous sollicitations agissantes de calcul amplifiées du fait des déplacements. un équilibre existe entre les efforts internes et les forces extérieures. déplacements et efforts internes étant évaluées en tenant compte des lois de comportement.

$$\frac{Lf}{h} < max\,(15\,,20\times\frac{e_1}{h})$$

AN : $\frac{Lf}{h} = \frac{5.25}{7.5} < max\,(15\,,20\times\frac{e_1}{h}) = max\,(15\,,20\times\frac{e_1}{h})$

$$\frac{Lf}{h} = 0.7 < 15$$

Donc l'E.L.U.S. F est vérifiée.

IX.2.5. Calcul de Ferraillage :

IX.2.5.1. Armatures longitudinales :

Pour le ferraillage de la pile. on devise par la largeur de la pile **(3.5 m)**

Nous avons obtenu les résultats suivants dans le **Tableau IX.6** :

Etat	N (KN/ml)	M (KN.m/ml)
ELU	5911.36	3078.71
ELS	4389.42	2138.34
ELA (long)	3671.13	6219.65
ELA (trans)	3671.13	4467.56

Tableau IX.6. Sollicitation les plus défavorables pour la pile (2) par ml.

En utilisant un logiciel de calcul (Robot expert) qui calcul la section d'acier et fait la vérification. en prenant :

- b=1m.
- h=1.6m.
- fc_{28}=30MPa. ft_{28}=2.4MPa
- fe500. fissuration très préjudiciable.

Note : Détail de calcul voir Annexe C. on obtient :

As=71.9 cm²/ml ⇒ 15HA25 (73.63cm²/ml) dans les deux sens. (Le séisme peut être arrivé dans les deux sens donc on doit adopter le même ferraillage).

➢ **Condition de non fragilité**

Selon le règlement BAEL91 on a :

$As_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{ftj}{fe}$

$As_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 0.9 \times 160 \times \frac{2.4}{500} = 15.9 cm^2$

$A_s > As_{min}$ **(la condition est vérifiée)**

IX.2.4.2. Armatures transversales :

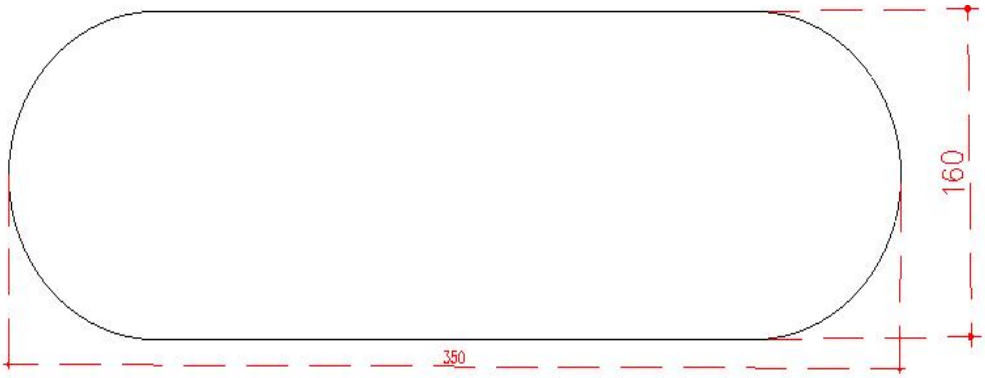
- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u < \tau^{admissible}$$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ et $\tau^{adm} = \min(4MPA, 0.15 \times f_{c28})$, fissuration préjudiciable.

✧ On assimile une section circulaire à une section rectangulaire (h×b0). on trouve :

S (m^2)	4.69
H (m)	1.6
B0 (m)	2.93
D (m)	1.44



Application numérique :

$V_u = 1.4 \times P_{horizontal}$ = 3.5 MN

$\tau_u = \frac{3.5}{2.936 \times 1.44}$ = 0.828 MPA et $\tau^{adm} = \min(4MPA, 0.15 \times f_{c28}) = 4$ MPA

$\tau_u = 0.828$ MPA $< \tau^{admissible} = 4$ MPA

Condition vérifiée

- **L'espacement maximum d'effort tranchant**

L'espacement maximum d'effort tranchant vaut :

$$St = min\,[24\Phi t\ ;\ 8\,\Phi l\ ;\ 0.25d]$$

Avec :

- d : Hauteur utile.
- Φt : Diamètre des armatures transversales.
- Φl : Diamètre des armatures longitudinales

$$St = min\,[24 \times 2.5\ ;\ 8 \times 2.5\ ;\ 0.25 \times 0.9 \times 160] = 20cm$$

- **Section minimale des armatures d'effort tranchant**

La section At du brin ou des brins d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section Al. doit satisfaire la relation suivante :

$$\frac{At}{b0 \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s$$

Avec :

- K=1 (pas de reprise de bétonnage)

On trouve :

$$At \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 f_e} \times \gamma_s \times b0 \times St$$

$$At \geq \frac{0.828\ - 0.3 \times 1 \times 2.4}{0.9 \times 500} \times 1.15 \times 2.936 \times 0.2 \times 10^4$$

$$At \geq 1.62\ cm^2$$

Donc : On opte un cadre horizontal de HA12

Le plan de ferraillage de la pile est illustré dans la **Figure IX.2** suivante :

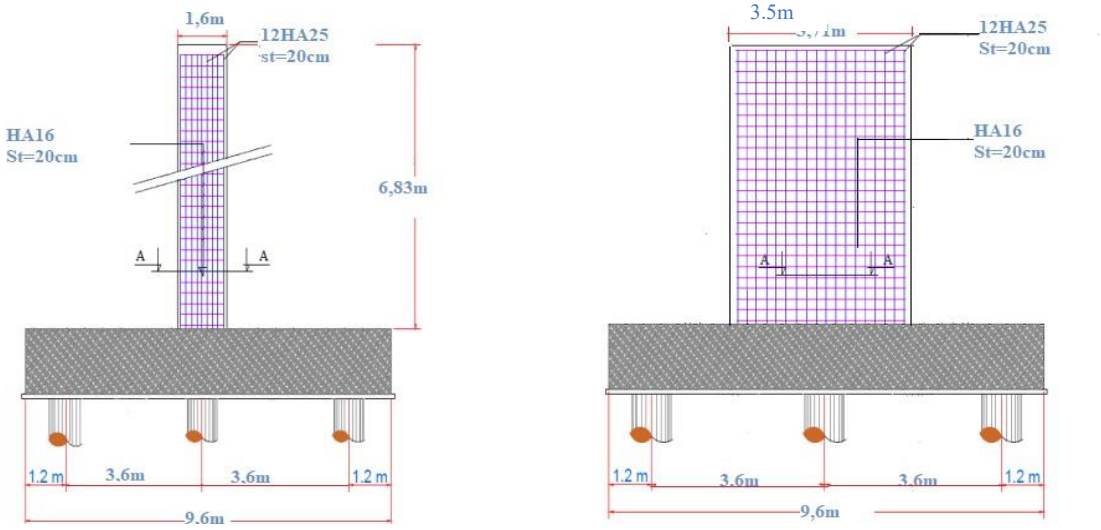


Figure IX.2 : Plan de ferraillage de la pile (Pile-3-).

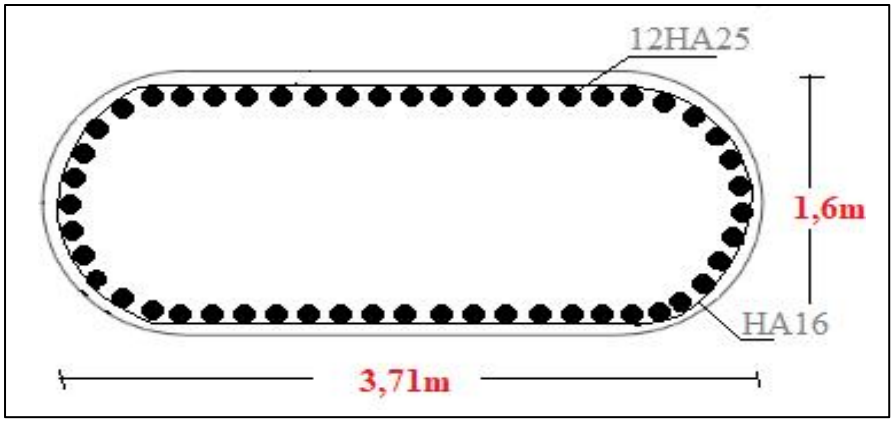


Figure XI.3. Vu en plan de la pile.

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée :

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- ✧ La nature et le mode de construction du tablier.
- ✧ Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.
- ✧ Les contraintes naturelles du site.

NOTE : On opte pour une culée remblayée (appui et soutien des remblais).

Les dimensions choisis sont montrées dans la figure et le tableau suivants :

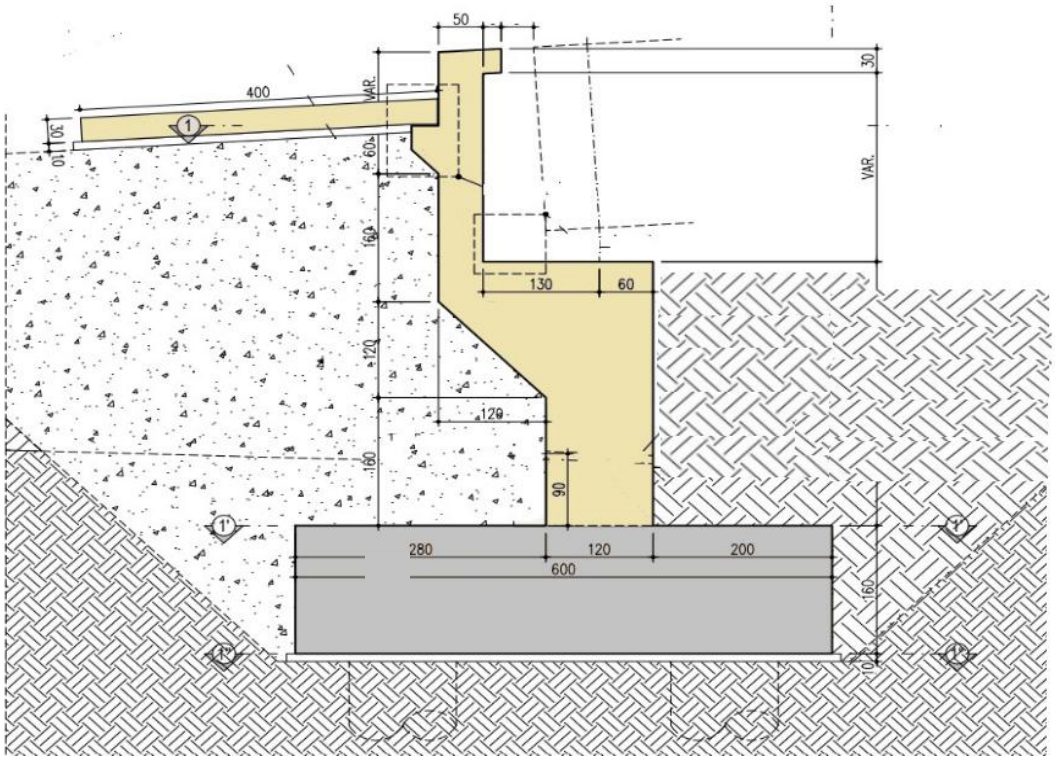


Figure IX.4 : Dimensions de la culée C01D.

	Mur frontale	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	La semelle
Longueur (**m**)	11	11 - 2× E_{MR} = 9.4	2.5	9.4	13.2
Epaisseur (**m**)	1.2	0.5	0.8	0.3	1.5
Hauteur H (**m**) Largeur L (**m**)	H = 2.3	H=h_{VC}+h_{AA}+h_{DA}=2.75	H = 5	L = 4	6

Tableau IX.7 : Les dimensions des éléments de la culée.

IX.3.2. Descente des coefficient :

En considérant les poids volumiques spécifiques :

$$\gamma_{béton} = 30\ KN/m^3. \qquad \gamma_{remblais} = 20\ KN/m^3$$

Les sollicitations qui agissent sur la culée incluent des forces horizontales et verticales résultant du poids propre de la culée. des charges descendantes transmises par le tablier. du poids et de la poussée des terres. ainsi que des effets sismiques. des efforts de freinage et des déformations différées. L'étude se concentre uniquement sur la culée C01D. qui constitue la culée la plus sollicitée de l'ouvrage.

IX.3.2.1.Calcul du coefficient de poussée :

- ✧ La poussée des surcharges sur remblais est distribuée uniformément sur le mur alors que la poussée des terres statique a une distribution triangulaire. elle se calcule par la formule :

$$P_{statique} = \frac{1}{2} \times \gamma \times Ka \times H^2$$

Avec :

- **H** : est la hauteur du remblai.
- γ = 20 KN/m^3 Poids volumique du sol derrière la culée.
- $\boldsymbol{\varphi}$ **:** Angle de frottement interne du remblai sans cohésion = **35°.**
- **Ka** : coefficient de pression active des terres au repos : Ka = $tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4})$ =0.33.

- ✧ Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh et kv :

$$\boldsymbol{k_h} = 0.3$$
$$\boldsymbol{k_v} = 0.3 \times \boldsymbol{k_h} = 0.09$$

- $\boldsymbol{K_h}$: Coefficient sismique horizontal.
- $\boldsymbol{K_v}$: Coefficient sismique vertical.

Le coefficient de poussée dynamique sera déterminé par la formule de MONONOBE-OKABE qui est citée dans le **RPOA** :

$$P_{dynamique} = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_{dynamique} \times H^2$$

Tel que :

$$K_{dynamique} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2\,\theta \left[1 + \sqrt{\frac{sin\varphi . \sin(\varphi - \beta - \theta)}{cos\beta . cos\theta}}\right]^2}$$

Avec :

- $\boldsymbol{\beta}$: Inclinaison de la culée $\boldsymbol{\beta = 0}$ °
- $\boldsymbol{\theta}$: angle entre la direction du séisme et la verticale : $\boldsymbol{\theta = arct}\ (\frac{Kh}{1 \pm Kv})$.
- $\boldsymbol{\alpha}$: Angle de talus avec l'horizontal $\boldsymbol{\alpha = 0}$ °
- $\boldsymbol{\delta}$: Angel de frottement remblai-culée (sol-béton) $\boldsymbol{\delta}$ = **0** ° (écran lisse).
- $\boldsymbol{\theta}$: angle entre la direction du séisme et la verticale : $\boldsymbol{\theta = arct}\ (\frac{Kh}{1 \pm Kv})$.
- **K** : Coefficient caractérisant le séisme : K = $\sqrt{\boldsymbol{K_H^2} + \ (1 \ \pm \ \boldsymbol{K_V})}$
- $\mathbf{K_H}$: Accélération sismique dans le sens horizontal (R.P.O.A.) ; $\boldsymbol{K_H = A}$ = **0**.3
- $\mathbf{K_V}$: Accélération sismique dans le sens vertical ; $\boldsymbol{K_V = 0.} \times \boldsymbol{K_H = 0.9}$
- **Hs** : L'effort sismique horizontal ; $\boldsymbol{Hs = K_H \times G}$
- **Vs** : L'effort sismique vertical ; $\boldsymbol{Vs = (1 \ \pm \ K_V) \times G}$

En conditions sismiques et normales. on prend les valeurs calculées dans le tableau suivant :

Cas		kH	kV	θ (°)	Kad
1	Normal	0.00	0.00	0	0.271
2	Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.3	0.09	16.699	0.478
3	Séisme Horizontal	0.3	0.00	18.246	0.461
4	Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.3	-0.09	15.388	0.497

Tableau IX.8 : Calcul des coefficients de poussée sismiques et normales.

IX.3.2.2. Calcul de la poussée des terres :

Le mur garde-grève et le mur frontal et la semelle sont soumis à la poussée des terres.

Elle agissant sur une hauteur H et sur une largeur L comme suit:

$$F_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_{dynamique} \times H^2 \times L$$

Avec :

L: Désigne les longueurs de (mur garde grève + mur frontal et de la semelle).

✧ Valeurs des poussées dues aux surcharges de remblai :

Désignation	H (m)	L (m)	Condition	Ka	Fp (t)
Mur garde grève + mur frontal	5.975	9.4	**CN**	0.27	15.22
			CS(h+v)	0.50	27.92
			CS(h)	0.48	26.85
			CS(h-v)	0.46	25.87
Semelle	1.6	13.2	**CN**	0.27	5.72
			CS(h+v)	0.50	10.50
			CS(h)	0.48	10.10
			CS(h-v)	0.46	9.73

Tableau IX.9 : Calcul des coefficients de poussée possibles remblai .

✧ Valeurs des poussées dues aux poussées des terres :

Désignation	H (m)	L (m)	Condition	Ka	Fp (t)
Mur garde grève + mur frontal	5.975	9.4	**CN**	0.27	90.94
			CS(h+v)	0.50	166.82
			CS(h)	0.48	160.44
			CS(h-v)	0.46	154.57
Semelle	1.6	13.2	**CN**	0.27	9.16
			CS(h+v)	0.50	16.80
			CS(h)	0.48	16.16
			CS(h-v)	0.46	15.56

Tableau IX.10 : Calcul des coefficients de poussée possibles.

IX.3.3. Évaluation des charges et des surcharges permanentes sur la culée :

IX.3.3.1. Évaluation des charges permanentes sur la culée cas normal :

Désignation	N (t)	Z_v (m)	H (t)	Z_h (m)	M_N (t.m)	M_H (t.m)
Poids Propre du Tablier	203.33	5.71	/	5.37	1161.01	/
Mur G Grève	38.78	4.86	/	-3.98	188.45	/
Mur frontal	91.08	2.94	/	-2.71	267.78	/
Mur en retour	72.72	4.67	/	-5.76	339.60	/
Semelle	356.40	0.75	/	-3.00	267.30	/
dalle de transition	16.92	6.06	/	-6.30	102.54	/
Corbeau	3.78	5.73	/	-4.45	21.65	/
Dés d'appuis	4.45	4.28	/	-2.68	19.05	/
Poids des terres P arrière	406.27	3.47	/	/	1409.75	/
Poids des terres P avant	95.04	2.85	/	/	270.86	/
Poussée des terres sur m. frontal	/	/	244.78	-4.73	/	-1157.82

Tableau IX.11 : Calcul des charges permanentes sur la culée cas normal .

IX.3.3.2. Évaluation des charges permanentes sur la culée cas sismique :

Désignation	N (t)	Zv (m)	H (t)	Z_h (m)	M_N (t.m)	M_H (t.m)
Mur G Grève	3.49	4.86	11.63	-3.98	16.96	-46.30
Mur frontal	8.20	2.94	27.32	-2.71	24.10	-74.05
Mur en retour	6.54	4.67	21.82	-5.76	30.56	-125.66
Semelle	32.08	0.75	106.92	-3.00	24.06	-320.76
dalle de transition	1.52	6.06	5.08	-6.30	9.23	-31.98
Corbeau	0.34	5.73	1.13	-4.45	1.95	-5.04
Dés d'appuis	0.40	4.28	1.34	-2.68	1.71	-3.58
Poids des terres P arrière	36.56	3.47	/	/	126.88	/
Poids des terres P avant	8.55	2.85	/	/	24.38	/
Poussée dynamique sur m. frontal	/	/	360.99	-5.43	/	-1958.36
Total	97.69	/	536.23	/	259.83	-2565.73

Tableau IX.12 : Calcul des charges permanentes sur la culée cas sismique .

IX.3.3.3. Évaluation des surcharges permanentes sur la culée cas sismique :

- **Sollicitation sismique sur la culée (C1-C2) :**

	V_s (t)	Z_v (m)	H_L (t)	H_T (t)	Z_h (m)	M_v (t.m)	M_L (t.m)	M_T (t.m)
±Ev ± 0.3EL ± 0.3ET	± 0.06	-5.71	± 0.02	± 15.84	-5.37	± 0.35	± 0.10	± 85.06
±EL ± 0.3EV ± 0.3ET	± 0.02	-5.71	± 0.06	± 15.84	-5.37	± 0.11	± 0.33	± 85.06
±ET ± 0.3EV ± 0.3EL	± 0.02	-5.71	± 0.02	± 52.80	-5.37	± 0.11	± 0.10	±283.54

Tableau IX.13 : Sollicitation sismique sur la culée.

- **Sollicitations des surcharges sur remblai de la culée (C1-C2) :**

Sollicitation	Condition	Fp (t)	V(m)	$Mr = Fp \times V$ (t.m)
Mur garde grève + mur frontal	**CN**	15.22	4.99	75.91
	CS(h+v)	27.92		139.25
	CS(h)	26.85		133.93
	CS(h-v)	25.87		129.02
Semelle	**CN**	5.72	0.8	4.58
	CS(h+v)	10.50		8.40
	CS(h)	10.10		8.08
	CS(h-v)	9.73		7.78

Tableau IX.14 : Sollicitations des surcharges sur remblai de la culée.

IX.3.4. Évaluation des surcharges d'exploitation sur la culée :

Désignation	N(t)	H(t)	Zn (m)	Zh (m)
Surcharge A(l)	143.31	5.50	5.71	5.37
Surcharge Bc	126.79	16.50	5.71	5.37
Surcharge Mc120	152.13	0.00	5.71	0.00
Surcharge D240	202.95	0.00	5.71	0.00
Surcharge STR	13.16	0.00	5.71	0.00

Tableau IX.15 : Calcul surcharges d'exploitation sur la culée.

IX.3.5. Vérification de la stabilité :

La somme de toutes les sollicitations est résumée dans le tableau suivant :

Condition	$\sum \mathbf{P} \times \mathbf{Kh}$ (t)	$\sum \mathbf{P} \times (\mathbf{1} \mp \mathbf{Kv})$ (t)	$\sum \boldsymbol{Ms}$ (t.m)	$\sum \boldsymbol{Mr}$ (t.m)
CN	121.05	1214.81	3406.30	449.61
CS (H)	577.99	1214.81	3406.30	1815.14
SH + SV vers ↑	404.70	1105.48	3099.73	1786.11
SH + SV vers↓	586.48	1324.15	3712.86	1846.66

Tableau IX.16 : Calcul des sollicitations.

✧ En conditions normales le coefficient de sécurité au renversement CSR = $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Et en conditions sismique le coefficient de sécurité au renversement C.S.R= $\frac{\boldsymbol{M_S}}{\boldsymbol{M_R}} \geq 1$

Condition	$\sum \boldsymbol{Ms}$ **(t.m)**	$\sum \boldsymbol{Mr}$ **(t.m)**	**A**	**FS**	**Vérification**
CN	3406.30	449.61	7.58	1.5	Ok
CS (H)	3406.30	1815.14	1.88	1	Ok
SH + SV vers ↑	3099.73	1786.11	1.74	1	Ok
SH + SV vers↓	3712.86	1846.66	2.01	1	Ok

Tableau IX.17 : Calcul des C.S.R.

IX.3.6. Combinaisons des charges et surcharges de la culée :

IX.3.6.1. Combinaisons à l'ELS pour la culée (C1-C2) :

Combinaison à l'ELS pour la culée C1-C2		N (t)	H (t)	M_N (t.m)	M_H (t.m)	M_L (t.m)
G + 1.2 (A(l)+S sur remblai)	N + 1.2 (A(l) + Str)	1501.73	105.50	5272.85	-445.53	322.13
	N + 1.2 (Fr A(l) + str)		105.50		-445.53	
G + 1.2 (Bc + S sur remblai)	G + 1.2 (Bc + Str)	1481.90	99.71	5159.63	-374.65	339.28
	G + 1.2 (Fr Bc + str)		99.71		-374.65	
G + Mc120	G + Mc 120	1440.89	79.91	4916.64	-377.96	216.00
	G		79.91		-377.96	
G + D240	G + D240	1491.71		5206.84		353.73
	G		79.91		-377.96	

Tableau IX.18 : Combinaisons à l'ELS pour la culée (C1-C2).

IX.3.6.2. Combinaisons à l'ELU pour la culée (C1-C2) :

Combinaison à l'ELU pour la culée C1-C2		N (t)	H (t)	M_N (t.m)	M_H (t.m)	M_L (t.m)
1.35 G + 1.6 (A(l)+S sur remblai)	1.35 N + 1.6 (A(l) + Str)	2023.78	141.99	7097.93	-600.34	426.23
	1.35 H + 1.6 (Fr A(l) + str)		141.99		-600.34	
1.35 G + 1.6 (Bc + S sur remblai)	1.35 G + 1.6 (Bc + Str)	1997.35	159.59	6946.97	-505.83	449.10
	1.35 G + 1.6 (Fr Bc + str)		159.59		-505.83	
1.35 G + 1.35 (Mc120)	1.35 G + 1.35 (Mc 120)	1945.20	107.88	6637.46	-510.25	291.60
	1.35 G		107.88		-510.25	
1.35 G + 1.35 (D240)	1.35 G + 1.35 (D240)	2013.81		7029.24		477.54
	1.35 G		107.88		-510.251	

Tableau IX.19 : Combinaisons à l'ELU pour la culée (C1-C2).

IX.3.6.3. Combinaisons à l'ELA pour la culée (C1-C2) :

E = (EV+ 0.3 EL + 0.3 ET)		N (t)	H^L (t)	H_T (t)	M_N (t)	M_H (t)	M_L (t.m)	M_T (t.m)
G +E+ 0.2 A(l)	G +E+ 0.2 A(l)	1677.95			5948.27		546.44	-85.06
	G+E+ 0.2 Fr A(l)		89.04	15.84		-367.99		
G +E+0.2 Bc	G +E+ 0.2 Bc	1674.64	91.24		5929.40		549.30	-85.06
	G +E+ 0.2 Fr Bc		91.24	15.84		-356.18		
G+E+ 0.2 Mc120	G +E+ 0.2 Mc 120	1672.88	87.94		5943.31		550.78	-85.06
	G +E		87.94	15.84		-373.90		
G+E+ 0.2 D240	G +E+ 0.2 D240	1683.04			6001.35		578.32	-85.06
	G +E		87.94	87.94		-373.90		

Tableau IX.20 : Combinaisons à l'ELA pour la culée (C1-C2).

IX.3.7. Ferraillage des éléments de la culée :

Le ferraillage se fait par éléments en flexion simple ou composé :

IX.3.7.1. Mur garde-grève :

Le mur de garde grève est soumis à l'action des efforts horizontaux suivants :

- Poussée des terres.
- Poussées des charges locales.
- Effort de freinage.

✧ **Calcul moment dû à la poussée des terres :**

$$\text{Ft} = \frac{1}{2} \times \gamma \times Ka \times H^2$$

$$\text{Mt} = \frac{1}{6} \times \gamma \times Ka \times H^3$$

Avec :

- H : Hauteur du mur garde-grève **(H=2.75m).**
- Ka : Coefficient de poussée **(Ka = 0.271).**
- γ : Poids volumique des terres **(γ=2 t/m^3).**

On trouve que le Moment poussée des terres égal :

$$\boldsymbol{F_t} = 2.049 \text{ t/ml}$$

$$\boldsymbol{M_t} = 1.878 \text{ t.m /ml}$$

ELU : $M_{t.u} = 1.35 M_t = 2.535$ t.m /ml

ELS : $M_{t.ser} = M_t = 1.878$ t.m /ml

✧ **Moment du a la poussée d'une charge locale située en arriére de mur garde gréve**

D'après les documents **(S.E.T.R.A)** seule la sollicitation engendrée par les camions type Bc (Poussée des charges locales) étant la plus défavorable. l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de **6t** 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 6t distantes de 0.5 m)** sont remplacées par une roue équivalente uniforme de **12t** répartit 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.

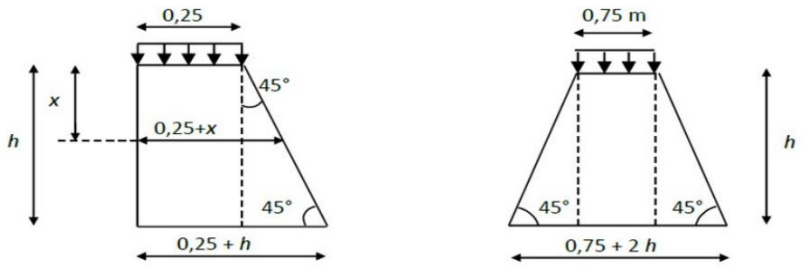


Figure IX.5 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$Mp = \frac{12K}{0.75 + 2h}\int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)}dx \quad , \quad avec : K = Ka \times bc \times \delta \times \gamma$$

$$Mp = \frac{12K}{0.75+2h} \times \left[(h + 0.25)\ln\left(\frac{h+0.25}{0.25}\right) - h\right]$$

Avec :

- γ : Coefficient de pondération $\begin{cases}1{,}6 \text{ à } l'ELU \\ 1{,}2 \text{ à l'ELS}\end{cases}$
- $\delta = 1.091$
- $b_c = 1.1$
- $Ka = 0.271$

Alors :

$K = 0.325 \times \gamma$. on trouve : $\begin{cases}Kpu = 0.52\,(ELU) \\ Kser = 0.39\,(ELS)\end{cases}$

Pour h=2.75m (h de Mur GG)

On trouve : $Mp = 8.89 \times K$. donc : $\begin{cases}Mpu = 4.626\,t.m/ml \\ Mser = 3.46\ t.m/ml\end{cases}$

✧ **Moment dû à la force de freinage essieu Bc**

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue soit 6t. Le moment dû au freinage est donné par la formule **(d'après SETRA)** :

$$\boldsymbol{M_f} = \frac{6 \times h}{0.25+2h} \times \gamma$$

On trouve : $\boldsymbol{M_f = 2.869\,\gamma}$. d'où : $\begin{cases}Mfu = 4.586\,t.m/ml \\ Mfser = 3.439t.m/ml\end{cases}$

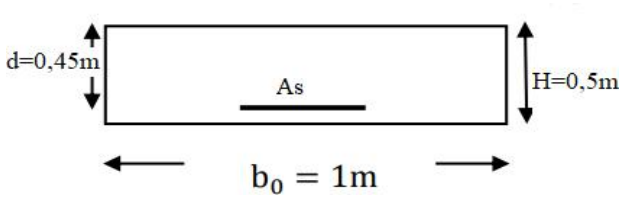
NOTE : Finalement le moment total de l'encastrement est donné par : $M_{TOT} = Mt + Mp + Mf$

$$\begin{cases}M_{TOTu} = \ 0,115\ MN.m/ml \\ M_{TOTser} = 0.086\,MN.m/ml\end{cases}$$

✧ **Ferraillage de mur garde-grève**

- **Longitudinalement**

  - F_{c28}= 30MPa.
  - F_{t28}=2.4MPa.
  - b_0=1m.
  - h=0.5m.
  - d=0.9h=0.45m.
  - d'=0.05m.



Avec : $A_{cnf} = 0.23 \times b0 \times d \times \frac{ft28}{fe}$

$$\begin{cases} \mathbf{Au = 6\ cm^2/ml} \\ \mathbf{Aser = 10.93\ cm^2/ml} \\ \mathbf{Acnf = 4.968\ cm^2/ml} \end{cases}$$

$As = \max(Au\ ; Aser\ ; Acnf) = 10.93 cm^2/ml.$

Soit : 8HA14 (12.32CM2/ML) avec St = 12cm.

- **Transversalement**

AStrans $= \frac{As}{3} = \frac{10.93}{3} = 3.64$ cm²/ml . on disposera HA10 tous les 20 cm sur les deux faces.

IX.3.7.2. Le corbeau d'appui :

Pour ce qui concerne le ferraillage du corbeau d'appui. on le dimensionne comme étant un Ferraillage constructif. On prend :

$$As_1 = 0.006 \times Ac$$

- Ac : étant la surface du corbeau = 0.135 m²
- P : périmètre du corbeau = 1.62 m

$$As_1 = 0.006 \times 0.135 = 8.1\ cm^2$$

$$As2 = \frac{As1}{p} = 5\ cm^2/ml$$

D'où : As_1 = 12$HA10$ / As_2 = 8$HA10$. Avec : St=10cm

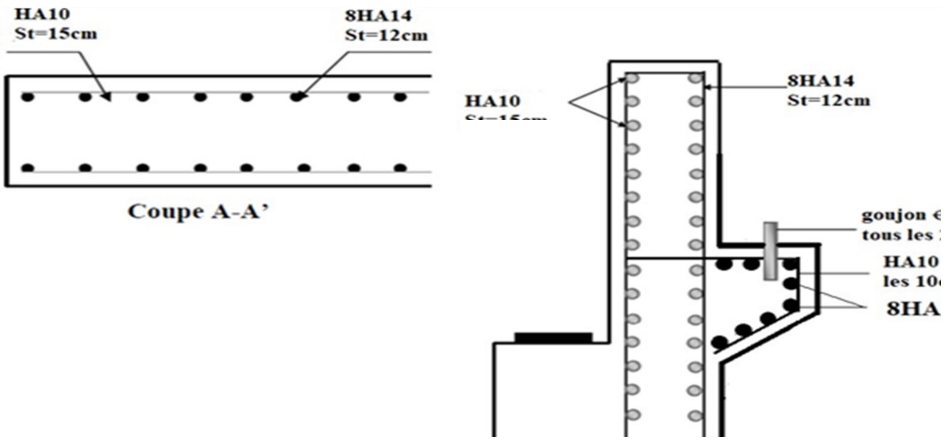


Figure IX.6 : Ferraillage de mur garde grève et le corbeau.

IX.3.7.3. Dalle de transition :

La dalle de transition se calcul comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyé (d'après le P.P.73 "SETRA"). sachant que réellement elle repose sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est placée sous la chaussées aux extrémités du pont. son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

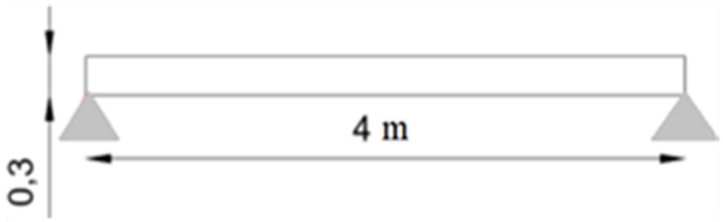


Figure IX.7 : Schéma de la dalle de transition.

✧ **Évaluation des efforts**

- **Charges permanentes**

  - Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1ml = 0.75t/ml$
  - Poids du remblai : $g_2 = 2 \times 0.6 \times 1ml = 1.2t/ml$
  - Poids propre de revêtement : $g_3 = 2.2 \times 0.08 \times 1ml = 0.176t/ml$
  - Poids total : Gtot= $g_1 + g_2 + g_3$ =2.126 t/ml

- **Surcharges**

La structure est soumise à une charge uniformément répartie d'intensité q = 1 t/m. Le schéma structural correspondant est présenté ci-après.

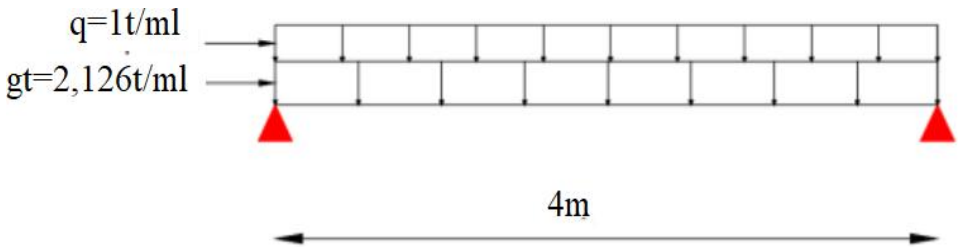


Figure IX.8: Charges et surcharges agissants sur la dalle de transition.

Sous charges permanentes : $\begin{cases} Mg = \frac{gl^2}{8} \\ Tg = \frac{gl}{2} \end{cases}$

Sous charge de remblai : $\begin{cases} Mq = \frac{ql^2}{8} \\ Tq = \frac{ql}{2} \end{cases}$

	Charge (t/ml)	**M (t.m/ml)**	**T(t/ml)**
Charge permanente g	2.126	4.252	4.252
Surcharge q	1	2	2

Tableau IX.21 : Valeurs de M_{max} et T_{max}

✧ **Combinaison des efforts ELU**

- ELU : 1.35 G + 1.6 Q
- ELS : G + 1.2 Q

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

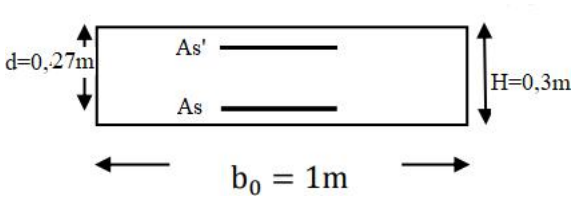
Efforts	M(MN.m) /ml	T(MN)/ml
ELU	0.089	0.089
ELS	0.067	0.067

Tableau IX.22 : Valeurs de M et T à l'ELS et l'ELU

✧ **Ferraillage de la dalle de transition**

- **Longitudinalement**

  - F_{c28}= 30MPa
  - F_{t28}=2.4MPa
  - b_0=1m
  - h=0.3m
  - d=0.9h=0.27m
  - d'=0.03m



$$\begin{cases} A_u = 7.88\ cm^2/ml \\ A_{ser} = 14.13\ cm^2/ml \\ A_{cnf} = 2.981\ cm^2/ml \end{cases}$$

As = max (Au ; Aser ; Acnf) = **14.13** cm²/ml

Soit : 10HA14 (15.39 cm^2/ml) avec St= 10cm

- **Transversalement**

$$\text{As} = \frac{As1}{3} = 4.71\text{cm2/ml Soit : 4HA14 (6.16cm2) avec St} = 25\text{cm}$$

Vérification du minimum d'armatures

D'après les règles du B.A.E.L 91 pour des dalles d'épaisseur comprise entre 12cm et 30cm. les sections minimales à prévoir sont données par les formules suivantes :

$\frac{Axmin}{b0\times h} \geq 0.0008 \times 1.2$ / $\frac{Aymin}{b0\times h} \geq 0.0008$ et on note : A_{xmin} = 14.13 cm^2 et A_{ymin} =4.71 cm^2

$$\tau u = \frac{Vu}{bd} = \frac{0.089}{1\times 0.27} = 0.33\ \text{MPA} < \tau u'$$

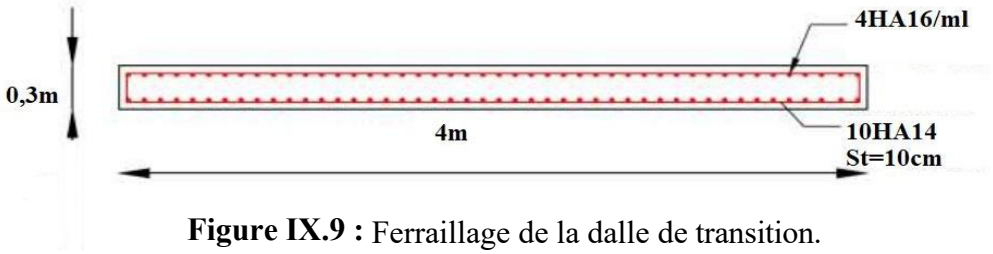


Figure IX.9 : Ferraillage de la dalle de transition.

IX.3.7.4. Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est sollicité par les charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.

Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprenant une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

Le schéma ci-dessous représente un mur en retour avec les charges qui lui sont appliquées :

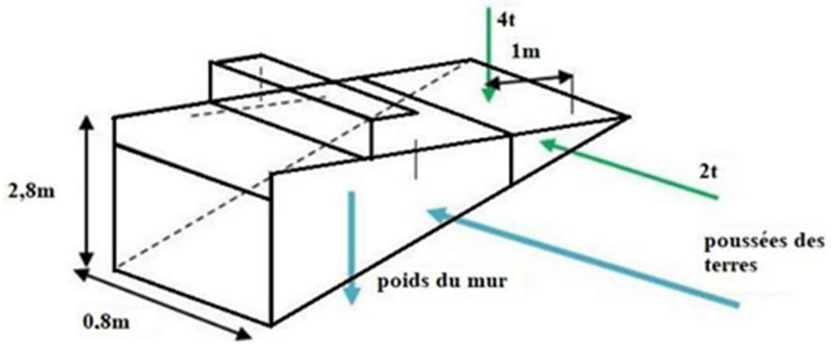
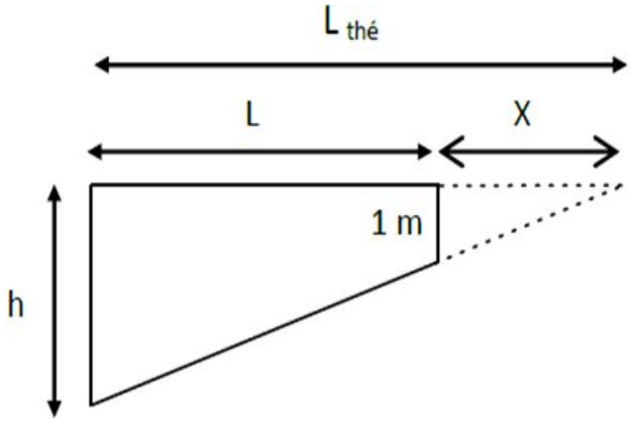


Figure IX.10 : Forces appliquées sur le mur en retour.

✧ **Partie triangulaire de mur en retour**



- **Calcul de longueur théorique**
  - h= 2.5 m.
  - e=0.8m.
  - L= 1.6 m (cotation PL culée 1) .
  - $\frac{1}{x} = \frac{h}{L+x}$ .on trouve : x=1.067 m
  - $L_{theo} = 2.667$ m.
- **Evaluation des efforts**
  - ❖ **Efforts verticaux :**
    - Poids propre du mur : $g = 2.5 \times L_{theo} \times e \times \frac{h}{2} = 6.67t$
    - Poids de la superstructure : $g_2 = 0.3 \times L_{théo} = 0.80\ t$
    - Charge concentré verticale : $F_V = 4t$.
  - ❖ **Efforts horizontaux :**
    - Charges concentrées horizontales : F_h=2 t.
    - Poussée horizontale : p=$(\frac{h}{3} + 0.5)\frac{L_{theo} \times h}{2}$ = 4.445 t.

- **Sollicitations :**
  - **Verticales :**

$$Tv = A \times [(2.5 \times Lthé \times h \times \frac{e}{2}) + (0.3 \times Lthé)] + 4 \times B$$

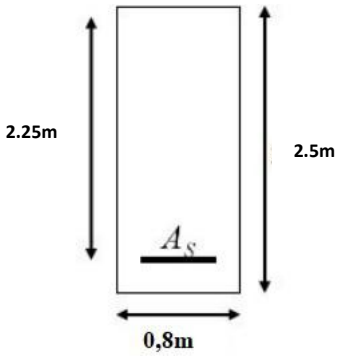
$$Mv = A \times [(2,5 \times Lthé2 \times h \times \frac{e}{6}) + (0,3 \times \frac{Ltheo^2}{2})] + B \times [4 \times (L_{thé} - 1)]$$

  - **Horizontales :**

$$Th = A \times [(\frac{h}{3} + 0.5) \times (\frac{L_{theo} \times h}{2})] + 2 \times B$$

$$Mh = A \times [(\frac{h}{3} + 0.5) \times (\frac{L_{theo} \times h}{2})] + B\,[2 \times (Lthé - 1)]$$

Avec : $A = \begin{cases} 1.35\ (ELU) \\ 1\ (ELS) \end{cases}$ et $B = \begin{cases} 1.6\ (ELU) \\ 1.2\ (ELS) \end{cases}$



e tableau suivant résume les sollicitations sur le mur de retour :

Effort	Tu (MN)	Tser (MN)	Mu (MN.m)	Mser (MN.m)
Vertical	0.166	0.125	0.186	0.139
Horizontal	0.099	0.074	0.104	0.077

Tableau IX.23 : Forces appliquées sur le mur en retour.

- **Ferraillage du mur en retour**

Le ferraillage du mur en retour se fait en flexion simple. fissuration préjudiciable.

	M (MN.m)	As' (cm^2)	As (cm^2)	Acnf (cm^2)
ELU	0.104	0	0.95	20.6
ELS	0.077	0	1.8	
Ferraillage	As = 19.6 (cm^2) Soit : **12 HA16** Avec St=20 cm			

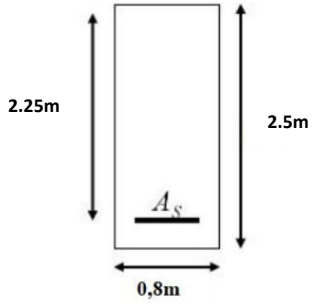


Tableau IX.24 : Section d'acier horizontal.

	M (MN.m)	As' (cm^2)	As (cm^2)	Acnf (cm^2)
ELU	0.186	0	5.96	22.26
ELS	0.139	0	10.96	
Ferraillage	As= 19 (cm^2) Soit : **12HA16** Avec St=20 cm			

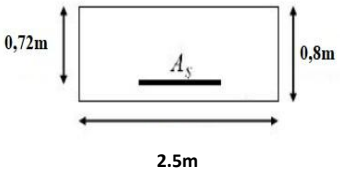


Tableau IX.25 : Section d'acier vertical.

- **Vérification de l'effort tranchant**

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_{\bar{u}}$ Avec : $\bar{\tau}_{\bar{u}} = \inf\{4\text{MPa} ; 0.15 f_{c28}\} = 4$ MPa

- Sous charges verticale :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b0 \times d} = \frac{0.166}{2.5 \times 0.72} = 0{,}082\text{MPa} \leq \bar{\tau}\bar{u} = 4\text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- Sous charges horizontale :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b0 \times d} = \frac{0.099}{0.8 \times 2.52} = 0{,}049\text{MPa} \leq \bar{\tau}\bar{u} = 4\text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- **Transversalement**

As = $\frac{7.6}{3} = 2.53\ \text{cm}^2/\text{ml}$, on opte 4HA12 avec St = 25 cm.

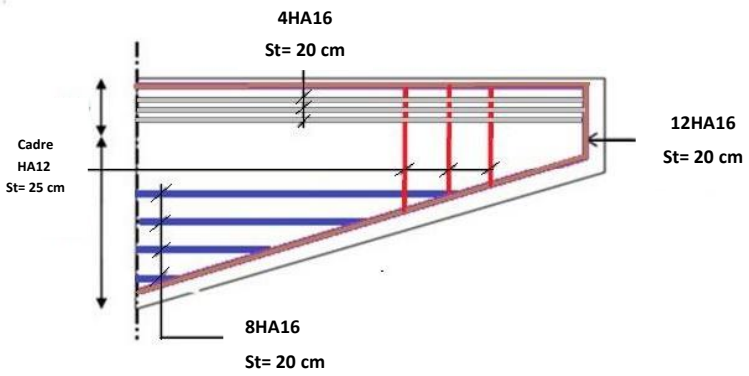
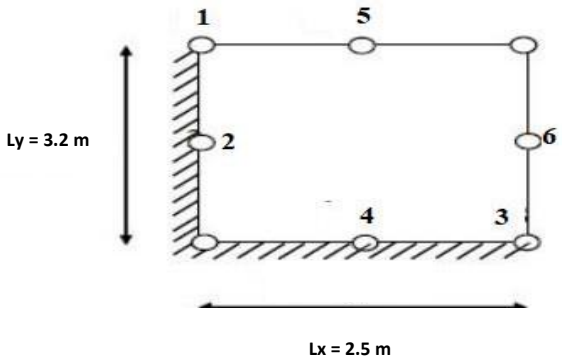


Figure IX. 11 : Ferraillage du mur en retour (partie triangulaire).

- **Partie rectangulaire du mur en retour**

L'analyse de cette section utilise la méthode de Warner. où la partie rectangulaire du mur de retour est modélisée comme un voile encastré horizontalement sur la semelle et verticalement sur le mur frontal. Cette configuration est traitée comme une dalle bi-encastrée en s'appuyant sur les abaques allemands pour déterminer la répartition des efforts aux points critiques.

- $ly = 6 - L_{théo} = 3.2$ m
- $lx = 2.5$ m
- $\varepsilon = \frac{lx}{ly} = 0.848.$



- **Évaluation des efforts**

1er cas : surcharge de remblai

- $h_1 = 2.75m$ (Hauteur de Mur GG).
- Ka = 0.271.
- $\gamma = 2\ \text{t}/m^3$ et q= 1t/ml.

$Q_{sup\ u} = 1.35 \times \gamma \times Ka \times h_1 + 1.6 \times Ka \times q = 0.024$ MN

$Q_{sup\ ser} = \gamma \times Ka \times h_1 + 1.2 \times Ka \times q = 0.018$ MN

2eme cas : poussée des terres

$Q_{inf\,u} = 1.35 \times \gamma \times Ka \times h_2 + 1.6 \times Ka \times q = 0.028$ MN

$Q_{inf\,ser} = \gamma \times Ka \times h_2 + 1.2 \times Ka \times q = 0.021$ MN

Avec : h_2=2.3m (Hauteur mur frontal)

D'où : $Q' = Q_{inf} - Q_{sup}$

On trouve : $Q'_u = 0.005$ MN et $Q'_{ser} = 0.003$ MN

3eme cas : Moment d'encastrement dû aux charges horizontales

Mu= 0.037 MN.m

Mser= 0.028 MN.m

4eme cas : Effort tranchant dû aux charges horizontales

Tu= 0.036 MN

Tser= 0.026 MN

5eme et 6eme cas :efforts appliqués au niveau de mur garde grève

$P_u = 1.35 \times \gamma \times Ka \times \frac{h1^2}{2} + 1.6 \times Ka \times q \times h1 = 0.038$ MN

$P_{ser} = \gamma \times Ka \times \frac{h1^2}{2} + 1.2 \times Ka \times q \times h1 = 0.028$ MN

Mu=0.039 MN.m

Mser =0.029 MN.m

A partir des abaques Allemands. nous obtenons les moments en différents points du mur.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

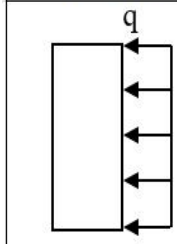
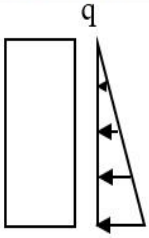
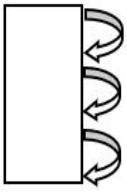
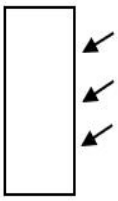
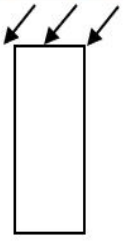
1er Cas	2éme Cas	3ème Cas	4ème Cas	5ème Cas	6ème Cas
					
$M = \alpha . Q_{sup} . l_y^2$	$M = \alpha . Q' . l_y^2$	$M = \alpha . M_H$	$M = \alpha . T_H . l_y$	$M = \alpha . p . l_y$	$M = \alpha . M_p$
Qsup	Q'	Mh et Th		P et Mp	

Tableau IX. 26 : Représentation schématique des cas de charges.

	Q_{sup}(MN)	Q'(MN)	M_h(MN.m)	T_h(MN)	P (MN)	M_p(MN.m)
ELU	0.024	0.005	0.037	0.036	0.038	0.039
ELS	0.018	0.003	0.028	0.026	0.028	0.029

Tableau IX. 27 : Valeurs des charges appliquées sur la partie rectangulaire.

		1er cas	2eme cas	3eme cas	4eme cas	5eme cas	6eme cas	∑M
1x	α	-0.245	-0.0575	0.21	-0.49	-0.98	/	/
	Mu	-0.064	-0.003	0.008	-0.057	-0.122	/	-0.238
	Mser	-0.047	-0.002	0.006	-0.043	-0.091	/	-0.177
2x	α	-0.2	-0.0415	-0.002	-0.14	-0.11	/	/
	Mu	-0.052	-0.002	0.000	-0.016	-0.014	/	-0.084
	Mser	-0.039	-0.002	0.000	-0.012	-0.010	/	-0.063
5x	α	0	-0.002	0.44	-0.12	0.05	-0.21	/
	Mu	0.000	0.000	0.016	-0.014	0.006	-0.008	0.00019
	Mser	0.000	0.000	0.012	-0.010	0.005	-0.006	0.00016
3y	α	-0.245	-0.103	1.81	-0.79	-0.38	0.04	/
	Mu	-0.064	-0.005	0.067	-0.093	-0.047	0.002	-0.140
	Mser	-0.047	-0.004	0.050	-0.069	-0.035	0.001	-0.104
4y	α	-0.09	-0.044	-0.005	-0.118	-0.09	-0.098	/
	Mu	-0.023	-0.002	0.000	-0.014	-0.011	-0.004	-0.055
	Mser	-0.017	-0.002	0.000	-0.010	-0.008	-0.003	-0.041
6y	α	0.02	0.017	/	/	/	0.31	/
	Mu	0.005	0.001	/	/	/	0.012	0.018
	Mser	0.004	0.001	/	/	/	0.009	0.013

Tableau IX. 28 : Moments aux états limites pour les différents cas de charges.

- **Ferraillage du mur en retour**
  - **Ferraillage horizontal**

Nappe de gauche

	M (MN.m)	As' (cm^2)	As (cm^2)	Acnf (cm^2)
ELU	0.238	0	7.72	7.95
ELS	0.177	0	10	
Ferraillage	As= 8 (cm^2) Soit : 6HA14 (15.39cm^2) Avec St= 16 cm			

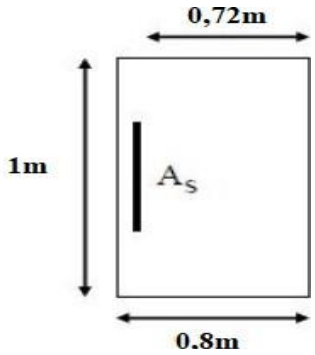


Tableau IX.29 : Section d'acier horizontale côté extérieure.

Nappe de droite :

	M (MN.m)	**As' (cm^2)**	**As (cm^2)**	**A_{cnf} (cm^2)**
ELU	0.084	0	7.6	7.95
ELS	0.063	0	7.6	
Ferraillage	As=7.95 (cm^2) Soit : 6HA14 Avec St= 16 cm			

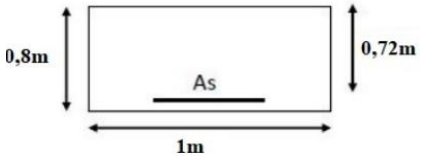


Tableau IX.30 : Section d'acier horizontale côté intérieure.

  - **Ferraillage vertical**

	M (MN.m)	**As'(cm^2)**	**As(cm^2)**	**A_{cnf} (cm^2)**
ELU	0.140	0	7.6	7.95
ELS	0.104	0	7.6	
Ferraillage	As=7.95 (cm^2) Soit : 6HA14 Avec St= 16cm			

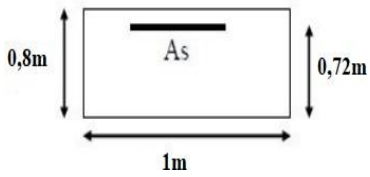


Tableau IX.31 : Section d'acier verticale supérieure.

	M (MN.m)	As'(cm²)	As(cm²)	A_{cnf} (cm²)
ELU	0.018	0	0.58	7.95
ELS	0.013	0	1.06	
Ferraillage	As=7.95 (cm²) Soit : 6HA14 (9.24cm²) Avec St= 16 cm			

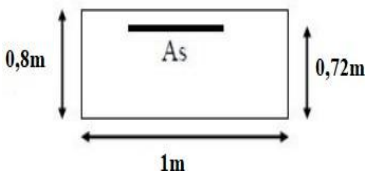


Tableau IX.32 : Section d'acier verticale inférieure.

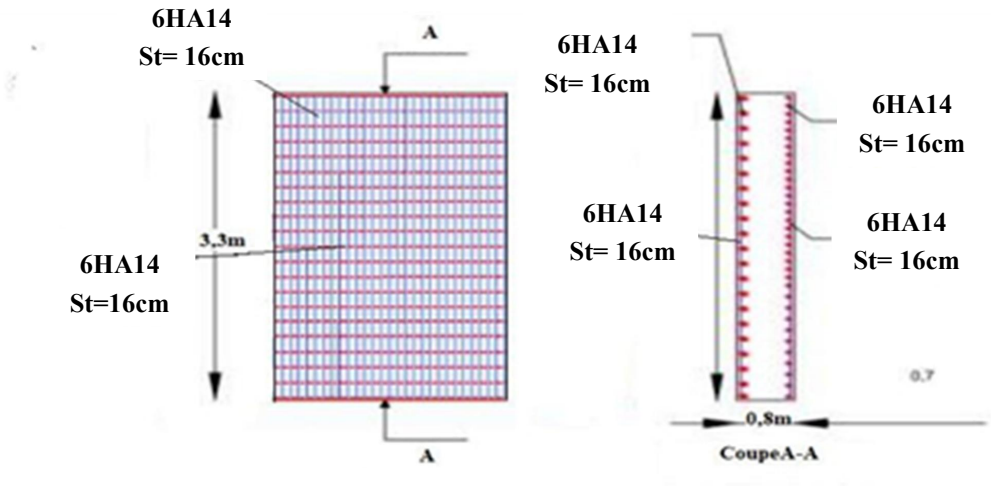
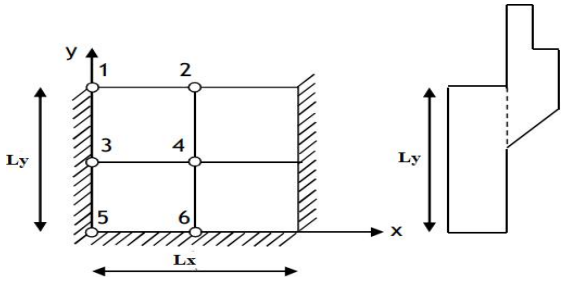


Figure IX.12 : Ferraillage du mur en retour (partie rectangulaire).

IX.3.7.5. Mur frontal :

Il est constitué d'un voile frontal supportant le tablier. Il sert aussi à supporter. les remblais ainsi que la transmission des efforts à la semelle. Il est encastré sur les deux cotés latéraux. et à la base sur la semelle. Pour cette étude on utilisera aussi les abaques Allemands.

- $ly = 2.3$ m.
- $lx = 11$ m.
- $\varepsilon = \frac{lx}{ly} = 3.33.$



✧ **Evaluation des efforts appliqués sur le mur de frontal**

- **Charges verticales**

Les charges verticales appliquées sur le mur de frontal sont résumées dans le tableau suivant :

Charges verticales (t)	
Poids propre du tablier	8.396
Poids propre du mur garde grève	3.344
Poids du remblai	14.297
Poids propre de la dalle de transition	1.295
Poids du corbeau	0.338
Poids du mur en retour	4.578
Poids propre du mur frontal	13.200
Poids de la surcharge D240	14.488

Tableau IX.33 : Charges verticaux appliqué sur le mur de frontal.

- **Efforts de poussée**

1er cas : Poussée due à la surcharge q = 1t /m².

$$P = q \times Ka = 1\text{Ka}$$

2 ème cas : Poussée des terres

$$q_H = \gamma \times h \times Ka = 2 \times 3.3 \times Ka = 6.6\ \text{Ka}$$

3ème cas : Poussée du remblai sur le mur garde grève

$$q_p = 0.5 \times \gamma \times h^2 \times Ka = 0.5 \times 2 \times 2.675^2 \times Ka = 7.156\ \text{Ka}$$

- h : Hauteur de mur garde grève.

4ème cas : Moment dû à q_p

$$Mp = 0.167 \times \gamma \times h^3 \times Ka = 0.167 \times 2 \times 2.6753 \times Ka = 6.38\ \text{Ka}$$

- Ka = 0.271 si CN.
- Ka =0.497 si CS.

Charges horizontales		
Surcharge q	CN	0.271
	CS	0.497
Poussée des terres	CN	1.789
	CS	3.281
Remblai sur mur GG	CN	1.939
	CS	3.557
Moment dû à q_p	CN	1.729
	CS	3.172

Tableau IX. 34 : Différentes cas de charge horizontale.

		1er cas	2eme cas	3eme cas	4eme cas	∑M
Point	α et M	1Ka	6.6 Ka	7.156 ka	6.38 ka	
1x	α	-0.4400	-0.1050	-1.5000	/	/
	MCN	-0.0130	-0.0205	-0.3168	/	-0.3502
	MCS	-0.0238	-0.0375	-0.5810	/	-0.6424
2x	α	0.0700	0.0200	0.2000	-0.2800	/
	MCN	0.0021	0.0039	0.0422	-0.0048	0.0434
	MCS	0.0038	0.0071	0.0775	-0.0089	0.0795
3x	α	-0.1450	-0.0550	-0.1800	/	/
	MCN	-0.0043	-0.0107	-0.0380	/	-0.0530
	MCS	-0.0078	-0.0197	-0.0697	/	-0.0972
4x	α	0.0300	0.0080	0.0650	/	/
	MCN	0.0009	0.0016	0.0137	/	0.0162
	MCS	0.0016	0.0029	0.0252	/	0.0297

X_{max}	α	0.0700	/	0.2600	0.7200	/
	M_{CN}	0.0021	/	0.0549	0.0124	0.0694
	M_{CS}	0.0038	/	0.1007	0.0228	0.1273
4y	α	-0.0300	0.0010	-0.2600	0.6500	/
	M_{CN}	-0.0009	0.0002	-0.0549	0.0112	-0.0444
	M_{CS}	-0.0016	0.0004	-0.1007	0.0206	-0.0814
5y	α	-0.2500	-0.1000	-0.3800	0.1800	/
	M_{CN}	-0.0074	-0.0195	-0.0802	0.0031	-0.1040
	M_{CS}	-0.0135	-0.0357	-0.1472	0.0057	-0.1907
6y	α	-0.3700	-0.1300	-0.6500	0.4400	/
	M_{CN}	-0.0109	-0.0253	-0.1373	0.0076	-0.1659
	M_{CS}	-0.0200	-0.0464	-0.2518	0.0140	-0.3043
y_{max}	α	0.0200	0.0080	0.2600	0.7200	/
	M_{CN}	0.0006	0.0016	0.0549	0.0124	0.0695
	M_{CS}	0.0011	0.0029	0.1007	0.0228	0.1275

Tableau IX. 35 : Valeurs des moments dus aux poussées en (C.N.) et (C.S.).

- **Calcul des moments du aux charges horizontales**
  - **Effort de freinage H_{BC}** $\mathbf{H} = \frac{H_{BC}}{Lx} = \frac{0.33}{11} = 0.03$ MN/ml
  - **Effort du au séisme** $\mathbf{Hs} = \frac{H_{BC}}{Lx} = \frac{0.821}{11} = 0.075$ MN/ml

Tel que : $H_S = G \times A \times \frac{R}{\sum RI} = 0.821$ MN.

Ces forces sont devisée par **Lx=11m**

Dans ce qui suivra. on présentera le calcul des moments sous les efforts horizontaux en utilisant les abaques Allemands ($M = p.\alpha.Ly$).

		Moments (MN.m/ml)	
Points	α	Freinage	Séisme
1x	-1.5000	-0.1485	-0.3695
2x	0.2000	0.0198	0.0493
3x	-0.1800	-0.0178	-0.0443
4x	0.0650	0.0064	0.0160
4y	-0.2600	-0.0257	-0.0640
5y	-0.3800	-0.0376	-0.0936
6y	-0.6500	-0.0644	-0.1601

Tableau IX. 36 : Valeurs des moments dus aux efforts horizontaux.

Les moments maximums dus aux charges horizontales sont représentés dans le tableau ci-dessous :

	Condition	Mx (+)	Mx (-)	My (+)	My (-)
Freinage	**CN**	0.0198	0.1485	0	0.0644
Séisme	**CS**	0.0493	0.3695	0	0.1601
Charge sur le mur frontal	**CN**	0.0434	0.3502	0.0695	0.1659
	CS	0.0795	0.6424	0.1275	0.3043

Tableau IX. 37 : Valeurs des moments dus aux efforts horizontaux.

- **Calcul des moments dû aux charges verticales**

Pour obtenir le moment dû aux charges verticales. on multiplie chaque charge par l'excentricité correspondante. En condition sismique les moments verticaux doivent être majorés par $(1 + K_v)$. et les moments horizontaux par K_h

- $K_h = 0.3$.
- Kv= 0.09.
- Coefficient $(1 + Kv)$=1.09.

Charges	Condition	V (MN /ml)	d(m)	My (+) (MN /ml)
Poids de la dalle de transition	C.N	0.013	3.2	0.041
	C.S	0.014		0.045
Poids du tablier	C.N	0.084	0	0.000
	C.S	0.092		0.000
Poids du mur garde grève	C.N	0.033	0.8	0.027
	C.S	0.036		0.029
Poids du corbeau	C.N	0.003	1.12	0.004
	C.S	0.004		0.004
Poids du remblai	C.N	0.143	3.2	0.457
	C.S	0.156		0.499
Poids du mur en retour	C.N	0.046	1.355	0.062
	C.S	0.050		0.068
Poids du mur frontal	C.N	0.132	0	0.000
	C.S	0.144		0.000
Poids sur D240	C.N	0.145	0	0.000

Tableau IX. 38 : Valeurs des moments dus aux efforts verticales.

- **Combinaison des efforts :**

		N	Mx (+)	Mx (-)	My (+)	My (-)
ELU	**C.N**	0.758	0.090	0.710	0.892	0.327
	C.S	0.495	0.129	1.012	0.772	0.464
ELS	**C.N**	0.599	0.067	0.528	0.661	0.243

ELU	**M_x**	1.012	**M_y**	0.892	**Nu**	0.758
ELS	**M_x**	0.528	**My**	0.661	**N_{ser}**	0.599

Tableau IX. 39 : Sollicitations les plus défavorables.

✧ **Ferraillage du mur frontal**

- **Ferraillage horizontal**

Le ferraillage se fait en flexion simple, en fissuration préjudiciable.

- h (m) =2,4m
- b (m) =1m
- d(m)=2,16m
- fbu=17MPa

Le ferraillage est résumé dans le tableau suivant :

	M (MN.m)	As'(cm^2)	As (cm^2)	Acnf (cm^2)
ELU	1.012	0	24.5	23,85
ELS	0.528	0	23.6	
Ferraillage	As= 25 (cm2) Soit : 8HA20(25,13cm2) Avec St=10 cm			

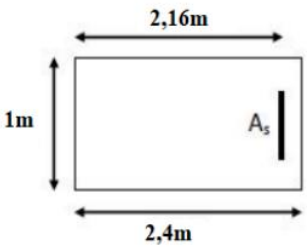


Tableau IX. 40 : Section d'acier horizontale.

- **Ferraillage vertical**

Le mur de front est soumis à la flexion composée.

❖ **A l'ELU**

$$\mathrm{Mu} = 0.892\ \mathrm{MN/ml}$$

$$\mathrm{Nu} = 0.758\ \mathrm{MN}$$

$$e_0 = Mu/Nu = 1.177$$

❖ **Vérification au flambement**

$$\frac{\mathrm{lf}}{\mathrm{h}} \leq \max(15; \frac{20e_0}{\mathrm{h}})$$

- $l_0 = 3{,}3$ m
- $\mathrm{lf} = 0{,}7\ l_0 = 2.31\mathrm{m}$
- $h = 2.4m$
- lf/h = 0.963m ≤ 15 m

Calcul de MuA :

$$MuA = Mu + Nu\,(d - \mathrm{h}/2)$$

$$\mu bc = 0.494$$

$$M_{bc} = \mu_{bc}.\, b_0.\, d^2.\, f_{bu} = \mathbf{39.168}\boldsymbol{MN.\, m/ml}$$

$\boldsymbol{M_{uA}} < \boldsymbol{M_{bc}}$: donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul de cette section se fera en flexion simple, en utilisant un moment fictif :

- $Mf = Nu.e_A$,tel que : $e_A = e_{0u} + e_a + e_2$, e_a= max (2cm , l/250)= 2 cm , e_2= 0.003 m
- e_A : Distance entre le centre de pression à l'armature tendue.
- $Mf = Nu.e_A$ = 0.758 × 1.2 = 0.91 MN.m/ml avec μ_{uA} = 0.011
- M^* = MuA + Nu $(d - \frac{h}{2})$ =2.34 MN.m/ml
- $Au^{FS} = \frac{Mua^*}{z.\sigma s} = 25.153$ cm²/ml
- $Au^{FC} = Au^{FS} - \frac{Nu}{\sigma s} = 7.709$ cm²/ml

❖ **A l'ELS**

- $Mser = 0{,}661 MN.m$
- $Nser = 0{,}599 MN$
- $h/6 = 0.4$ m $< e0 = 1{,}103 m$

On a une section partiellement comprimée donc : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central d'où la nécessité des aciers.

Méthode des moments fictifs

$$MserA = Mser + Nser(d - \frac{h}{2}) = 1.236\ MN.m/ml$$

- $\alpha rb = 0.556$
- $\mu rb = 0.226$
- Mrb = 19.02 MN. m/ml donc $Mrb > MserA \Rightarrow A'u = 0$
- $Zr = 1.76$
- $Aser^{FS}$ (ser) = 32.59 cm²/ml
- $Aser^{Fc}$ (ser) = 4.79 cm²/ml
- $Acnf = 0{,}23b0.d.\frac{ft28}{fe} = 23{,}85\ cm2/ml$

As = max ($Aser^{FS}$, $Aser^{Fc}$, Acnf) = 23.85 $cm2/ml$

On opte : 8HA20 avec st= 10 cm.

❖ **Vérification de l'effort tranchant** $\tau_u = \frac{Vu}{b0.d} = \frac{0.785}{2.16 \times 1} = 0{,}351$MPa , $\tau_u < \tau u'$

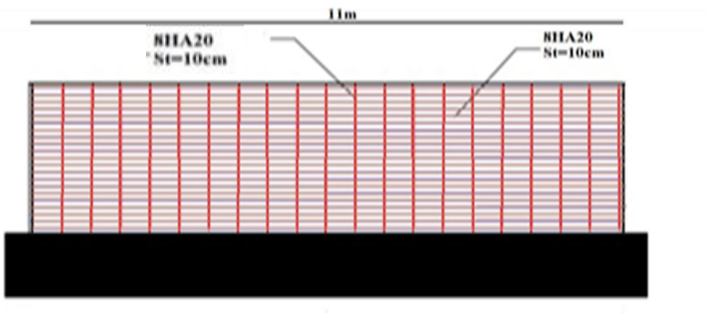


Figure IX. 13 : Ferraillage du mur frontal.

IX.4. ETUDE DE FONDATION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Les types des fondations :

- Fondation superficielle
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

IX.4.1. Choix de type fondation :

Le choix du type de fondation dépend principalement de la capacité portante du sol et de trois critères : les caractéristiques de la structure, l'évaluation des charges et les propriétés géotechniques du terrain.

Pour ce projet, l'entreprise a opté pour des fondations profondes constituées de pieux forés de 1,2 mètre de diamètre, descendant à 50 mètres de profondeur. Les pieux forés sont aujourd'hui la solution de référence en construction neuve, avec un diamètre minimal recommandé de 0,8 mètre selon les normes SETRA.

IX.4.2. Calcul de sollicitation :

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment.

	Sous pile				Sous culée			
Etat	**N(MN)**	**H(MN)**	**Ml(MN)**	**Mt(MN)**	**N(MN)**	**H(MN)**	**Ml(MN)**	**Mt(MN)**
ELU	29.27	15.77	10.775	\	39.85	1.63	50,01	7.130
ELS	21.72	10.95	7.484	\	31.128	1.21	36,09	7.525
ELAl	19.20	3.187	21.768	\	27.67	5.90	19,70	\
ELAt	19.20	2.289	\	15.636			\	9.062

Tableau IX.41: Récapitulatif des efforts agissant à la base de la semelle sous pile et culée.

IX.4.3. Nombre des pieux :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante à la pointe d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Avec :

N_{max}: Effort normal maximal a l'ELS.

Q_p : Capacite maximal d'un pieu à l'ELS.

Cas de la pile		**Cas de la culée**	
N_{max} (KN)	21720	**N_{max} (KN)**	31128.48
Q_p (KN)	4845	**Q_p (KN)**	4845
n_p	4.06	**n_p**	6.42
On prend 6 pieux de profondeur de 50 m		On prend 8 pieux de profondeur de 50 m	

Tableau XI.42 : Nombre des pieux.

IX.4.4. Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) : chaque fut ramène un moment est un effet normal.

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

L'effort revenant à chaque pieu est donné par les formules suivantes :

$$\begin{cases} R_{max} = \frac{N}{n} + \frac{M}{L \times n'} \\ R_{min} = \frac{N}{n} - \frac{M}{L \times n'} \end{cases}$$

Avec :

- L=3,6m (entraxe des pieux).
- n= 6/8 (nombre de pieu total).
- n'=2 (nombre de pieu par fils).

Les valeurs de R_{max} et de R_{min} pour les différentes combinaisons sont données dans le tableau suivant :

	Cas de la pile		Cas de la culée	
	R_{max} (MN)	**R_{min}(MN)**	**R_{max} (MN)**	**R_{min}(MN)**
ELU	4,25	2,26	5.65	0.99
ELS	3.11	1.72	4.3	0.71
ELA (long)	4.15	0.12	3.08	0.34

Tableau XI.43 : Réactions des pieux.

XII.4.5. Vérification de la stabilité :

XII.4.5.1. Vérification de la stabilité de non poinçonnement:

$$R_{max} < Q_p$$

R_{maxELS} (pile) = 3.11 MN < 4.84 MN

R_{maxELA} (pile) = 4.15 MN < 4.84 MN

R_{maxELS} (culée) = 4.3 MN < 4.84 MN

R_{maxELA} (culée) = 3.08 MN < 4.84 MN

XII.4.5.2. Vérification de la stabilité de non-soulèvement :

R_{min} (pile) = 0.12 MN > 0 MN.

R_{min} (culée) = 0.34 MN > 0 MN.

XII.4.6. Ferraillage de la semelle :

Pour déterminer ce ferraillage, on utilise la méthode des consoles.

$$M = \left(\frac{P_U}{2} - \frac{M_u}{b'}\right) \times \left(\frac{b'}{2} - 0.35b\right)$$

État	M pour pile (MN.m)	M pour culée (MN.m)
ELS	3.71	4.61
ELU	4.66	6.47
ELA	6.23	8.93

Tableau XI.44 : Réactions des pieux par méthode des consoles .

Les fissurations sont jugées préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS en flexion simple :

$d = 0{,}9h$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, fc_{28} = 27\ MPa$

$\bar{\sigma}st = \min\ (\frac{2}{3} fe, \max(0{,}5fe; 110\sqrt{nf_{tj}})$; Car les fissurations sont jugées préjudiciables.

Avec : n=1.6 (H.A)

$\bar{\sigma}st = \min(333.33 ; 252.76) = 252.76Mpa$

$X = \frac{15\bar{\sigma}bc}{15\bar{\sigma}bc + \bar{\sigma}s} . d$

$Z = d - \frac{X}{3}$

$\overline{M1} = 0{,}5.b.X.\ \bar{\sigma}_{bc}.Z$

$As = \frac{Mser}{Z.\bar{\sigma}s}$

$As_{CNF} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe500}$

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) ce qui concerne les semelles sue pieux, le pourcentage minimum des armatures sollicitées en traction est de :

0,25%< pg <1,5% en zone IIb et III

pg : section du béton.

$As_{min} = 0{,}25\% \times b \times d$: dans la zone tendue.

$As_{min} = 0{,}21\% \times b \times d$: dans la zone comprimée.

Type d'armatures	Cas de la pile		Cas de la culée	
	As (cm^2)	ϕ	As (cm^2)	ϕ
Transversal inferieur As_1	20	6HA25	20	6HA25
Transversal supérieur $\frac{As_1}{3}$	8	6HA16	8	6HA16
Longitudinal inferieur As_2	20	6HA 25	20	6HA25
Longitudinal supérieur $\frac{As_2}{3}$	8	6HA16	8	6HA16
Latéral $\frac{As_2}{10}$	2	4HA12	2	4HA12

Tableau IX.45 : Ferraillage de la semelle.

XII.4.7. Ferraillage des pieux :

IX.4.7.1 : Ferraillage longitudinal des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. A l'aide de logiciel de calcul « EXPERT2010 ».

Nous avons obtenu les résultats suivants :

D'après le document SETRA la section d'armature minimal

$A_{min} = 0{,}5\% \sqrt{\frac{1}{\emptyset}} \times \pi \times R^2$

• Pour la pile : As = 113.1cm² ; on prend 24HA25 (As =117.81 cm²).

• Pour la Culée : As = 183.5 cm² ; on prend 2×19HA25 (As = 191.44 cm²).

IX.4.7.2 : Ferraillage transversal des pieux :

On assimile la section circulaire à une section carrée (b0 × b0) tel que :

$\{ 2R = \sqrt{2} \times b_0$ donc : $b_0 = 0.7\ R = 0.849m$

• On doit vérifier la contrainte de cisaillement : $\tau_{uv} = \frac{Vu}{2b_0 d}$, Vu= R_{max}

Avec : $\frac{A_t}{S_t} \geq b_0 \times \forall_s \times \frac{\tau - 0.3k}{0.9 f_e}$

K = 0 → reprise de bétonnage.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 12.5 cm dans la zone de critique.

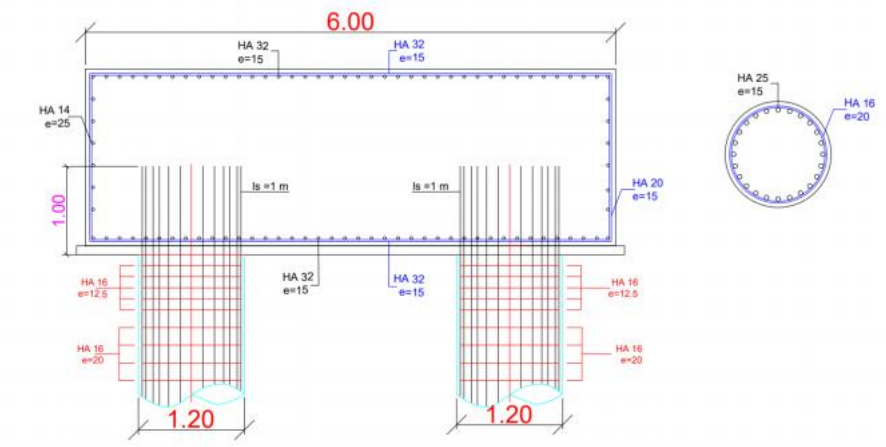


Figure IX.14 : Plan de ferraillage de la semelle et pieux de la pile.

IX.5. CONCLUSION

Cette étude constitue donc une étape essentielle pour orienter les décisions techniques et financières à venir, tout en assurant la sécurité des usagers et la durabilité de l'infrastructure dans le temps. Une planification rigoureuse des interventions futures, accompagnée d'un suivi régulier, sera primordiale pour maintenir le pont dans un état optimal de service.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce mémoire de fin d'études a porté sur la conception et l'étude détaillée d'un pont situé à Alger, franchissant l'oued El Harrach, dans le cadre d'un projet d'infrastructure visant à améliorer la connectivité urbaine et le développement régional. L'ouvrage étudié est un pont en béton précontraint réalisé par la méthode des encorbellements successifs, une technique complexe mais bien adaptée aux contraintes du site.

Au cours de cette étude, nous avons abordé plusieurs volets essentiels de l'ingénierie des ponts, notamment :

La complexité du dimensionnement : La conception d'un tablier en encorbellement successif exige une évaluation rigoureuse des efforts internes, à la fois en phase de construction et en service. Nous avons dû prendre en compte les différentes sollicitations : charges permanentes, charges d'exploitation, actions accidentelles, ainsi que leurs combinaisons.

La maîtrise des outils de calcul : Grâce à des logiciels de modélisation par éléments finis, nous avons pu simuler le comportement de la structure, optimiser la disposition des câbles de précontrainte, et vérifier la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Nous avons aussi appliqué les normes en vigueur telles que le BPEL, les recommandations SETRA, et le RPOA 2008.

La rigueur de l'ingénieur : Face aux contraintes techniques, topographiques et réglementaires, nous avons appris à proposer des solutions fiables, économiques et adaptées au contexte. Ce travail nous a sensibilisés à l'importance de la coordination entre les études théoriques et les réalités du chantier.

Un aboutissement académique : Ce projet représente l'aboutissement de cinq années de formation à l'ENSTP. Il nous a permis de mettre en pratique nos connaissances dans un cas concret et de nous confronter aux exigences du métier d'ingénieur en génie civil.

En conclusion, ce travail a été une véritable opportunité de développement personnel et professionnel. Il a renforcé notre passion pour les ouvrages d'art et nous a préparés à intégrer le monde du travail avec compétence, responsabilité et ambition.



BIBLIOGRAPHIE



Bibliographie

- SETRA (Service d'étude Techniques des Routes et Autoroutes), Juin 2003. Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs - Guide de conception.
- SETRA (Service d'étude Techniques des Routes et Autoroutes), février 1996. Ponts à poutre préfabrique précontrainte par post tension - Guide de conception.
- SETRA (Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements), Septembre 2010. Ponts mixtes acier - béton Guide de conception durable.
- RCPR, Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes, Algérie, 2009.
- RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008.
- BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- SETRA (service d'Études techniques des routes et autoroutes), juillet 2007. Appareils d'appui a pot , Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires -Guide technique.
- SETRA. Appuis des tabliers P.P.73 (1.3.1). 46P, Avenue Aristide Briand BP 100-92 223-BAGNEUX.
- École Nationale Supérieure des Travaux Publiques. Cours Béton Armé 2023/2024. M.BENREDOUANE.
- École Nationale Supérieure des Travaux Publiques. Cours Calcul d'ouvrage 2023/2024. M.BENREDOUANE.

ANNEXE A

Données Géotechniques

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

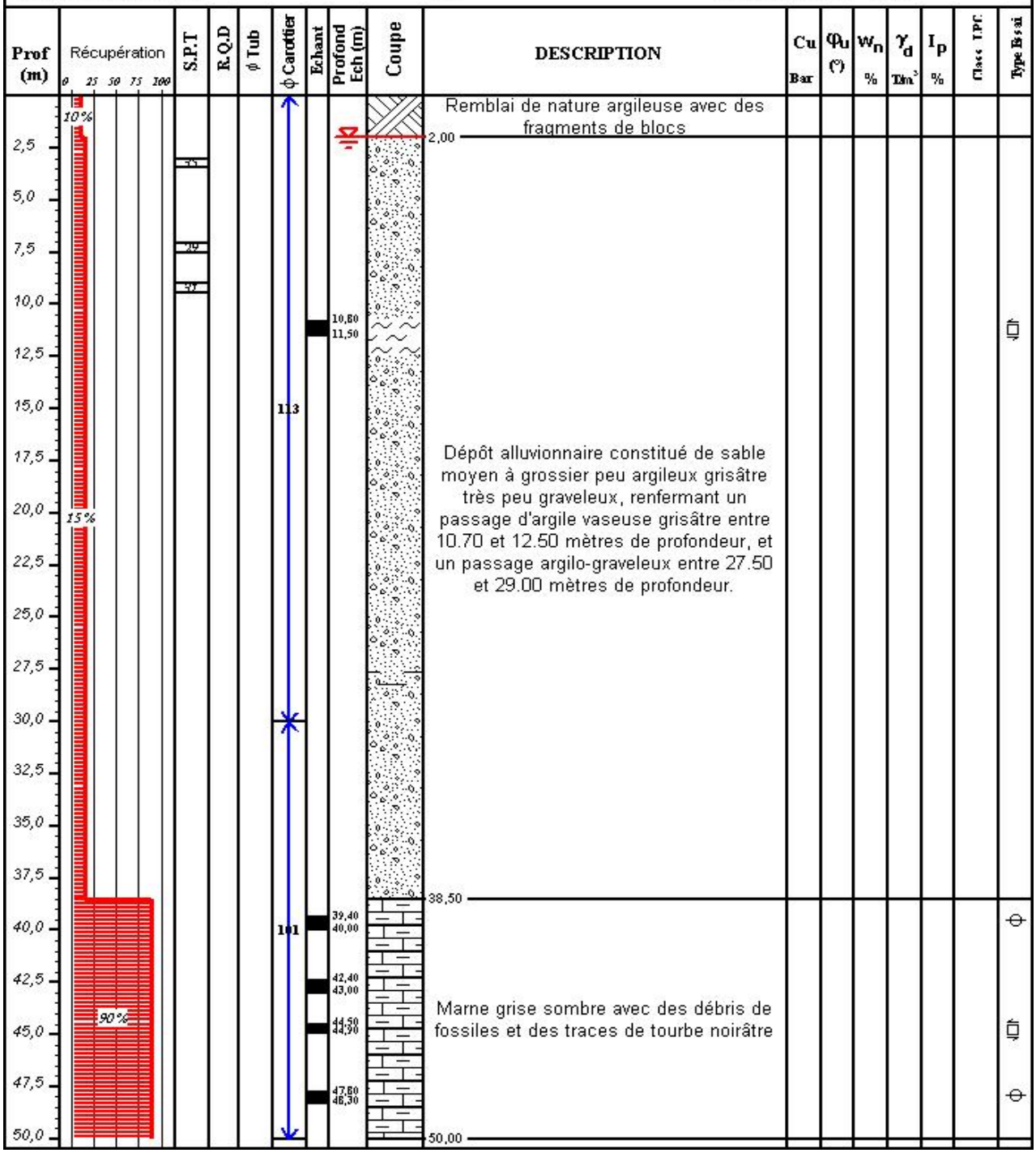
RAPPORT DE FORAGE — Sondage N°: Sc 01

ETUDE : Inest géotech aménagement routier mosquée d'alger
LIEU : Alger
CLIENT : ENGOA

DATE DEBUT : 01.09.2020
DATE FIN : 17.09.2020
NIVEAU NAPPE : 2,00 m

PROFONDEUR TOTALE : 50 ML
COORDONNEES : X = 511 618.000 Y = 4 065 357.000
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE : Carotté vertical
TYPE DE MACHINE : Térédo



sondages carottés



Investigations géotechniques d'aménagement routier pour la grande mosquée d'Alger Sondage carotté Sc 01 Caisse 01 : 0^{m}.00 – 7^{m}.50



Investigations géotechniques d'aménagement routier pour la grande mosquée d'Alger Sondage carotté Sc 01 Caisse 02 : 7^{m}.50 – 14^{m}.00



Investigations géotechniques d'aménagement routier pour la grande mosquée d'Alger Sondage carotté Sc 01 Caisse 03 : 14^{m}.00 – 21^{m}.50



Investigations géotechniques d'aménagement routier pour la grande mosquée d'Alger Sondage carotté Sc 01 Caisse 05 : 29^{m}.00 – 38^{m}.50



Investigations géotechniques d'aménagement routier pour la grande mosquée d'Alger Sondage carotté Sc 01 Caisse 06 : 38^{m}.50 – 44^{m}.00

a/ Résultats des essais au laboratoire : L'ensemble des résultats des essais au laboratoire sont données ci – après dans des tableaux récapitulatifs.

Légende : ω : Teneur en eau. γ_h : Densité humide. γ_d : Densité sèche. S_r : Degré de saturation **Wl** : Limite de liquidité **Wp** : Limite de plasticité **Ip** : Indice de plasticité % < **2 mm** : Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm % < **80 µ** : Pourcentage des passants inférieurs à 80 µ % < **4 µ** : Pourcentage des passants inférieurs à 4 µ

		Analyse granulométrique			**Essais physiques**				**Limites d'Atterberg**				
Sondage N°	**Profondeurs (m)**	**< 2 mm**	**< 80 µ**	**< 4 µ**	**ω (%)**	**γ_h (t/m³)**	**γ_d (t/m³)**	**S_r (%)**	**Wl (%)**	**Wp (%)**	**Ip (%)**	**I_C**	**Observations**
Sc 01	10.80 – 11.50	100	100	45.00	33.55	1.84	1.38	95.00	54.75	27.50	27.25	0.78	Sol fin avec passage grenu, non saturé à saturé, peu dense à dense, peu plastique à très plastique et très ferme à dur.
	39.30 – 40.00	100	100	41.00	19.13	1.88	1.58	72.00	35.74	20.56	15.18	1.09	
	44.50 – 44.90	99.72	39.07	/	26.98	2.12	1.67	100	43.75	22.47	21.29	0.78	
	47.80 – 48.30	99.73	72.60	27.00	19.07	1.97	1.65	81.00	Non mesurable				
Sc 02	9.00 – 9.60	99.92	98.32	46.50	26.00	1.99	1.58	98.90	56.04	26.81	29.23	1.02	Sol fin, non saturé avec passage saturé, peu dense à dense, peu plastique à très plastique et très ferme à dur.
	15.30 – 15.80	86.04	51.89	25.00	15.00	2.04	1.77	76.92	40.04	20.92	19.12	1.31	
	38.60 – 39.00	99.97	95.22	24.00	19.85	2.00	1.67	86.76	53.25	25.24	28.01	1.19	
	44.00 – 44.40	99.93	51.70	24.50	24.99	2.03	1.62	100	40.14	19.74	20.40	0.74	
	49.60 – 50.00	99.93	94.00	45.00	20.27	1.99	1.65	85.85	52.14	25.31	26.83	1.18	
Sondage carotté **Sc 03** annulé a cause du problème d'accès (situé dans l'Oued El Harrach)													
Sc 04	14.45 – 14.85	99.93	98.23	49.81	26.31	2.00	1.58	100	39.47	20.71	18.76	0.70	Sol fin, saturé à non saturé, dense à très dense, peu plastique et ferme à dur.
	15.10 – 15.50	100	97.00	50.88	23.91	1.95	1.57	89.58	30.42	17.44	12.98	0.50	
	38.00 – 38.50	100	89.66	24.00	14.00	2.13	1.87	84.95	32.46	18.51	13.95	1.32	
	42.00 – 42.50	100	84.75	42.00	15.95	2.16	1.86	95.17	34.89	19.51	15.38	1.23	
	48.60 – 49.00	99.97	98.41	36.00	16.12	2.10	1.81	88.33	32.47	18.49	13.98	1.17	
Sc 05	17.50 – 18.00	99.81	73.18	52.00	20.64	2.07	1.71	96.09	41.04	20.44	20.60	0.99	Sol fin avec passage grenu, non saturé, dense à très dense, peu plastique à très plastique et très ferme à dur.
	22.00 – 22.40	68.59	47.32	14.80	12.60	2.08	1.84	72.62	38.08	19.30	18.78	1.35	
	39.00 – 39.50	99.82	98.75	54.00	17.55	1.99	1.69	79.16	52.08	25.45	26.63	1.30	
	44.00 – 44.40	99.93	98.47	54.00	19.44	1.99	1.66	83.65	50.24	24.03	26.21	1.17	
	48.50 – 49.00	99.93	94.89	52.00	18.66	1.98	1.66	80.29	51.00	25.31	25.69	1.26	

b/ <u>Résultats des essais mécaniques</u> :

<u>Légende</u> :

C' : Cohésion (KPa). φ' : Angle de frottement interne en degré.

N° sondages	Profondeur (m)	Essais de cisaillement rectiligne (CD)	
		C' (Kpa)	φ' (°)
Sc 01	10.80 – 11.50	22.49	19.20
	39.30 – 40.00	21.11	27.40
	44.50 – 44.90	33.61	25.50
	47.80 – 48.30	46.02	34.90
Sc 02	9.00 – 9.60	29.17	22.60
	15.30 – 15.80	17.23	29.90
	38.60 – 39.00	37.12	31.80
	44.00 – 44.40	79.06	28.90
	49.60 – 50.00	23.52	29.00
Sondage carotté **Sc 03** annulé a cause du problème d'accès (situé dans l'Oued El Harrach)			
Sc 04	14.45 – 14.85	46.19	22.80
	15.10 – 15.50	7.21	29.10
	38.00 – 38.50	16.79	34.50
	48.60 – 49.00	28.60	31.10
Sc 05	17.50 – 18.00	41.06	23.40
	22.00 – 22.40	39.68	29.30
	39.00 – 39.50	8.52	30.60
	44.00 – 44.40	14.58	30.50
	48.50 – 49.00	25.41	32.60

Résultats des analyses chimiques sur sols : L'analyse chimique effectuée sur des échantillons prélevés à partir des sondages ont donné les résultats suivants représentés sous forme d'un tableau récapitulatif à partir des quelles on constate que le sol n'est pas agressif vu les faibles quantités en chlorure et les traces de sulfates :

N° de sondage	Profondeurs (m)	Sulfates $Ca\ SO_4 2H_2O$	Carbonates $CaCO_3$ (%)	Chlorures (Na Cl)	Anhydride carbonique (CO_2)	Teneur en matière organique
Sc 01	10.80 – 11.50	traces	17.24	0.29	7.59	/
	47.80 – 48.30	traces	58.62	0.58	25.80	/
Sc 02	9.00 – 9.60	traces	32.76	0.41	14.42	/
	38.60 – 39.00	traces	17.24	0.35	7.58	/
Sondage carotté **Sc 03** annulé à cause du problème d'accès (dans l'Oued El Harrach)						
Sc 04	14.45 – 14.85	traces	25.86	0.35	11.38	/
	15.10 – 15.50	traces	38.80	0.58	17.07	/
	42.00 – 42.50	traces	25.86	0.35	11.38	/
Sc 05	17.50 – 18.00	traces	43.10	0.47	18.97	1.73
	44.00 – 44.40	traces	38.80	0.35	17.07	/

V- AVIS DU L.C.T.P :

Le LCTP n'étant pas habilité par ses statuts à jouer le rôle de bureau d'études, c'est-à-dire interpréter et à utiliser les résultats de ses reconnaissances et essais pour la détermination de la nature et les dimensions des ouvrages à construire, c'est au bureau d'études d'adopter le mode de fondation en fonction des caractéristiques du sol et des spécificités du projet (descente de charge, sensibilité au tassement etc ……)

V.1 - Stabilité d'ensemble : L'état actuel des lieux n'indique aucun signe d'instabilité.

V.2 - Mode de fondation : Compte tenu de la nature géologique du sol qui présente une hétérogénéité lithologique et de l'importance de l'ouvrage à réaliser, le Laboratoire Central des Travaux Publics propose des fondations profondes de type pieux forés.

V.3 - Calcul de la charge nominale des pieux : Ce calcul est exécuté avec le logiciel « **FOXTA** » sur la base des descriptions lithologiques des sondages carottés et des valeurs pressiométriques minimales correspondant aux formations géologiques rencontrées au niveau de chaque sondage pressiométrique.

Ces charges nominales sont présentées dans le tableau récapitulatif suivant :

Sondage pressiométrique	Diamètre de pieu	Longueur du pieu	Charge nominale Q_{ELS} (en tonnes)
SP 01 Culée 01	Φ = 1200 mm	20m.00	201.00
		30m.00	383.70
		40m.00	529.70
		50m.00	605.35
SP 02 Pile 01	Φ = 1200 mm	20m.00	156.91
		30m.00	346.25
		40m.00	485.87
		50m.00	603.00
SP 03 Pile 02	Sondage pressiométrique **SP 03** annulé suite au problème d'accès situé dans le lit de Oued El Harrach		
SP 04 Pile 03	Φ = 1200 mm	20m.00	228.24
		30m.00	398.90
		40m.00	572.55
		50m.00	644.35
SP 05 Culée 02	Φ = 1200 mm	20m.00	211.50
		30m.00	362.15
		40m.00	556.70
		50m.00	681.32

V.4 / Classification du site à partir des essais pressiométriques : La classification du site peut se faire à partir des résultats des essais pressiométriques réalisés dans le sondage pressiométrique **SP 01** présentés le tableau suivant : $$Pi = \sum_i^n hi \,/\, \sum_i^n \left(\frac{hi}{Pli}\right)$$

P_{li} : Pression limite moyenne à travers la couche (i) d'épaisseur (h_i)

h_i : épaisseur de la couche (i)

Notre sol est classé comme sol **meuble** de catégorie **(S_3)**.

CONCLUSION :

Le présent rapport comporte les résultats finaux des investigations géotechniques réalisés pour l'aménagement routier de la grande mosquée d'Alger à Oued El Harrach dans la wilaya d'Alger.

La campagne de reconnaissance par sondages carottés à permis de mettre en évidence la présence d'une alternance de formations argileuses plastiques d'aspect vaseuses de couleur grise sombre renfermant des traces de fossiles avec des dépôts alluvionnaires constitués de sable moyen à grossier avec graviers et peu galets, surmontant un substratum de marne grise bleuâtre contenant des débris de fossiles. Le tout est surmonté par des remblais de différentes natures et différentes épaisseurs par endroits.

Vu l'importance de l'ouvrage projeté et des formations rencontrées sur place, le laboratoire LCTP recommande des fondations profondes de type pieux forer (voir note de calcul jointe en annexes au niveau de chaque sondage pressiométrique)

Il est à signaler de procéder au chemisage surtout au niveau des formations d'aspect vaseux et alluvionnaires pendant les travaux de forage des pieux (présence d'eau).

Les charges nominales à $20^{m}.00$, $30^{m}.00$, $40^{m}.00$ et $50^{m}.00$ de profondeur pour chaque sondage pressiométrique sont rapportés dans des tableaux récapitulatifs du présent rapport.

Les valeurs élevées des essais SPT de l'ordre de 30 à 60 coups indiquent bien un sol très dense avec un risque de liquéfaction nul. En plus, le mode de fondation prévu est de type pieu figé jusqu'à 50 mètres de profondeur. Sachant que les formations lithologiques rencontrées sur le site correspondant à des alternances de dépôt alluvionnaire avec des formations argileuses. En outre, selon le RPA99/version 2003, le phénomène de liquéfaction est négligeable au delà de 20 ml de profondeur.

Le site est classé comme sol meuble de catégorie **(S_3)** selon le RPA / version 2003.

Le Laboratoire Central des Travaux Publics reste à votre disposition pour toute information complémentaire.

Ingénieur chargé d'étude
Mr M-SEBAI

ANNEXE B

Charges et sollicitations

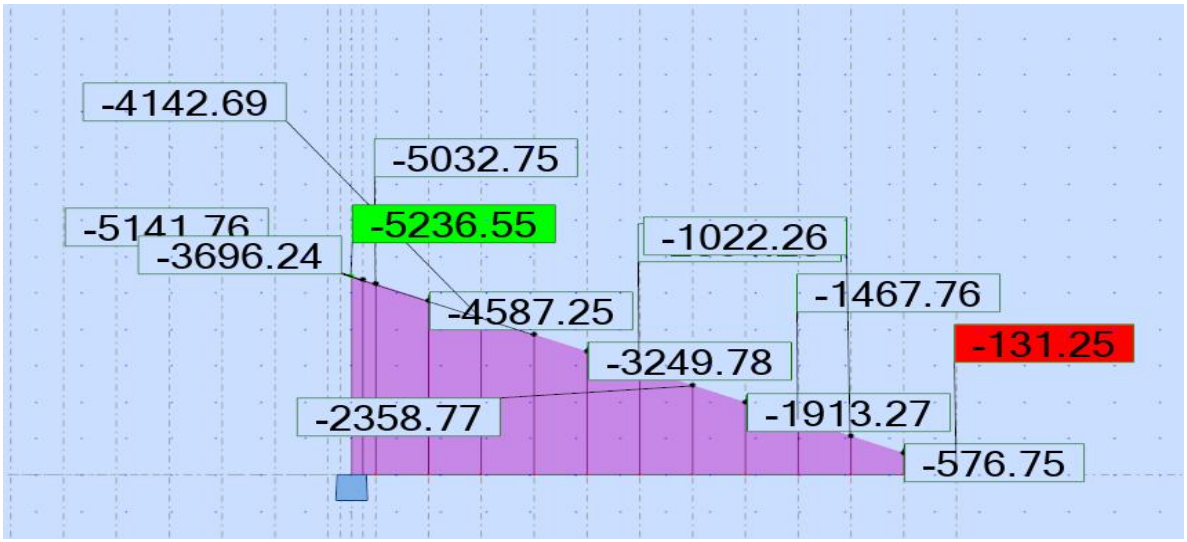


Diagramme B.1 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Combinaison Type A1 ELU (KN)

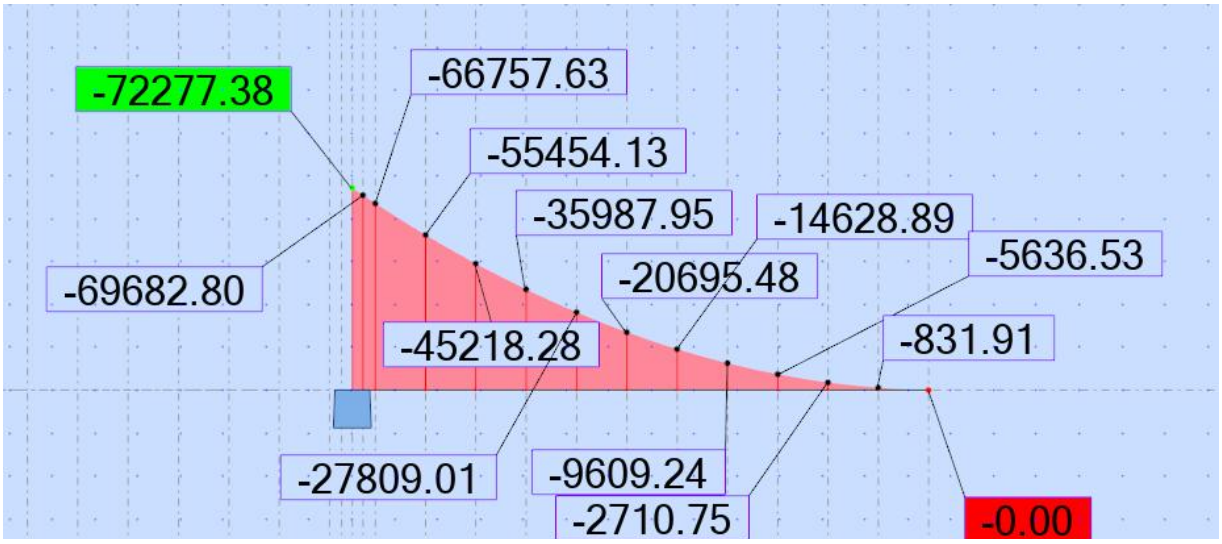


Diagramme B.2 : Diagramme moment fléchissant d'un demi-fléau sous Combinaison Type A1 ELU (KN.m)

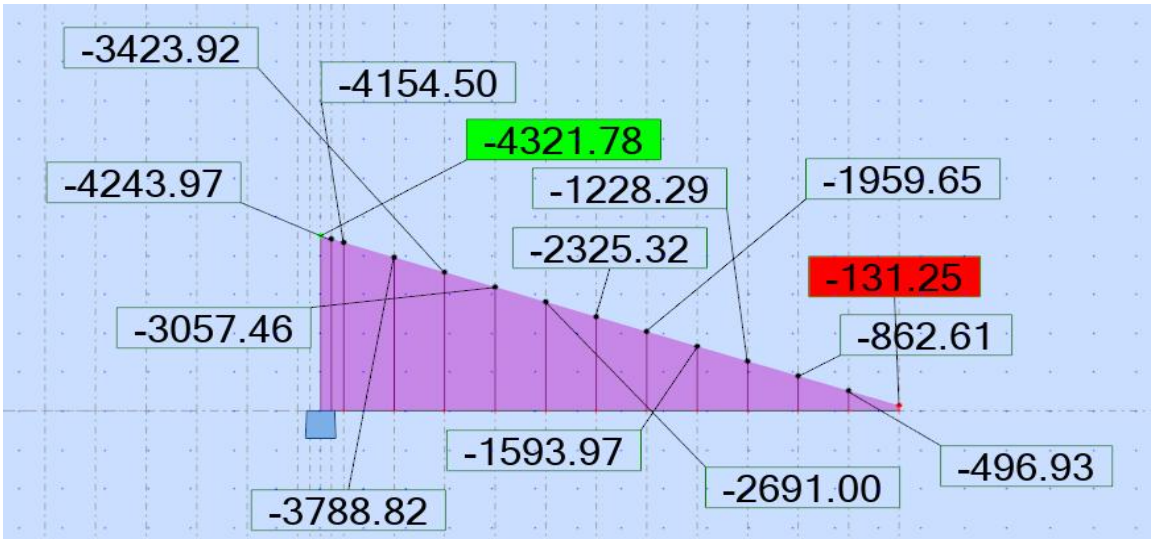


Diagramme B.3 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Combinaison Type A2 ELU (KN)

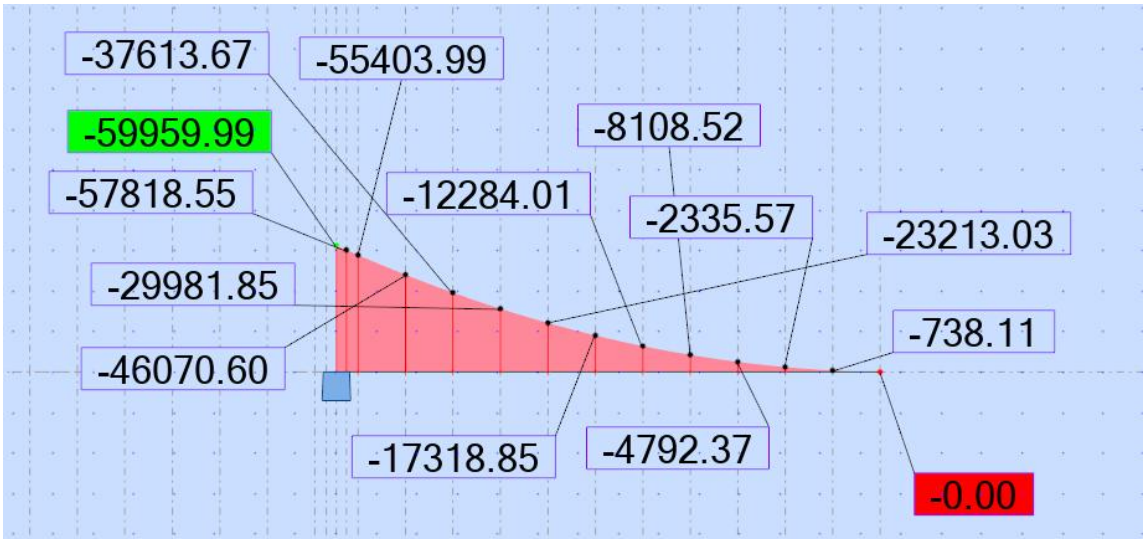


Diagramme B.4 : Diagramme moment fléchissant d'un demi-fléau sous Combinaison Type A2 ELU (KN.m)

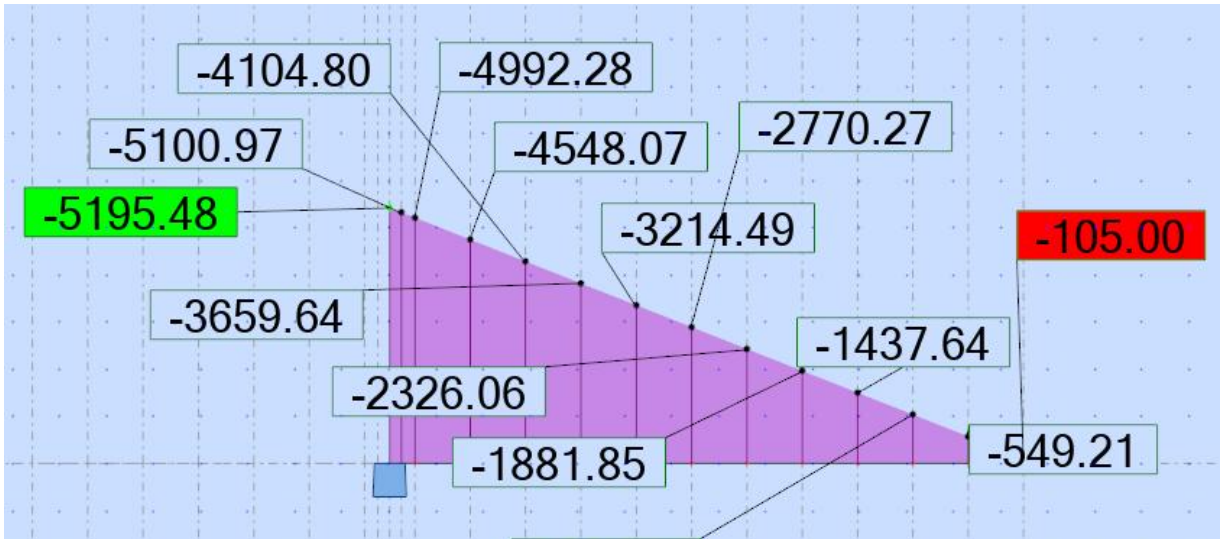


Diagramme B.5 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Combinaison Type B1 ACC (KN)

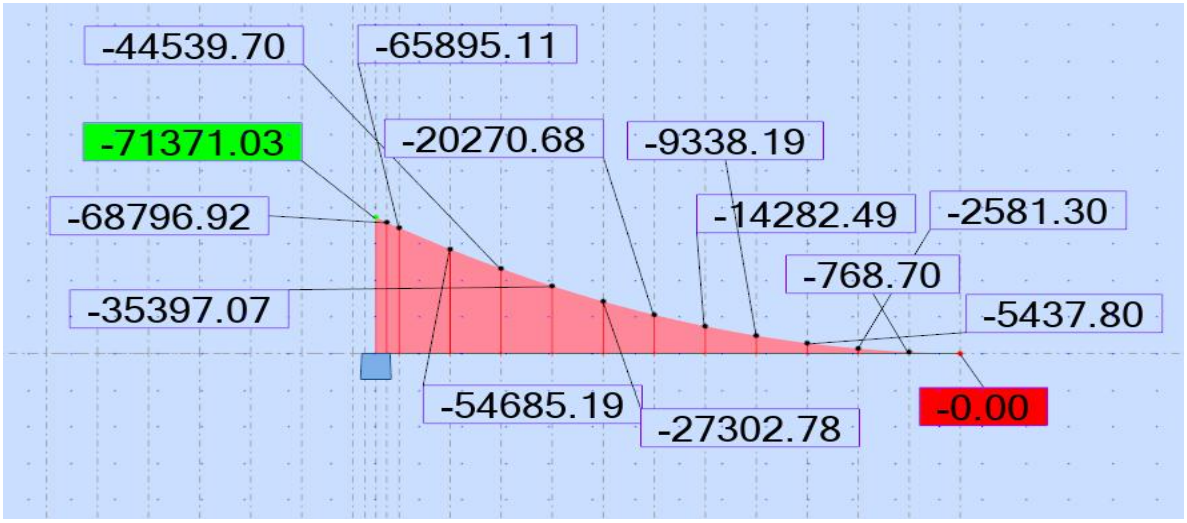


Diagramme B.6 : Diagramme moment fléchissant d'un demi-fléau sous Combinaison Type B1 ACC (KN)

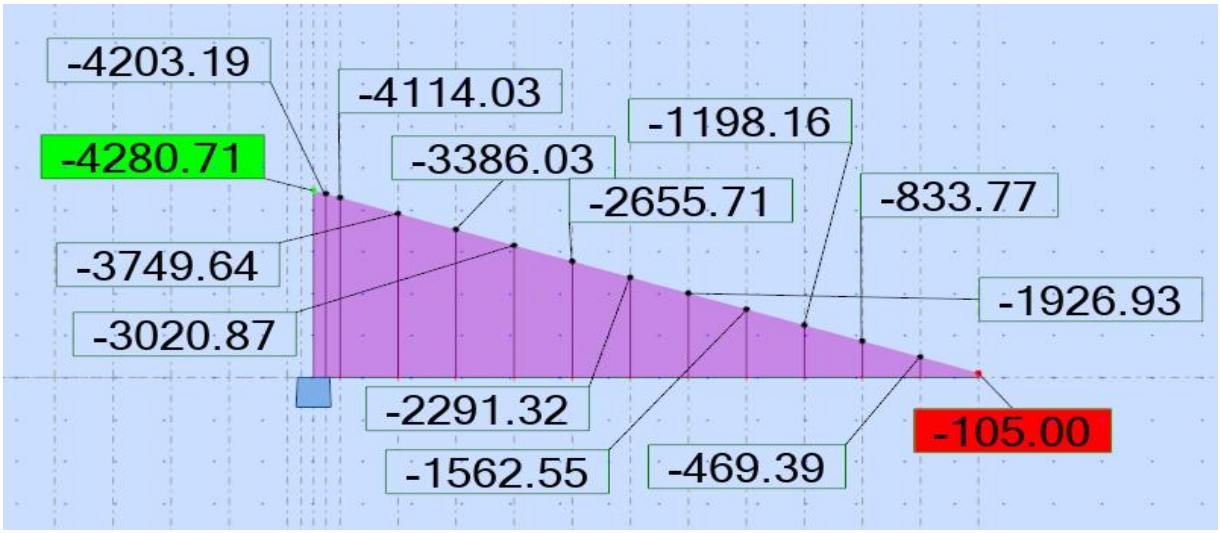


Diagramme B.7 : Diagramme d'effort tranchant d'un demi-fléau sous Combinaison Type B2 ACC (KN)

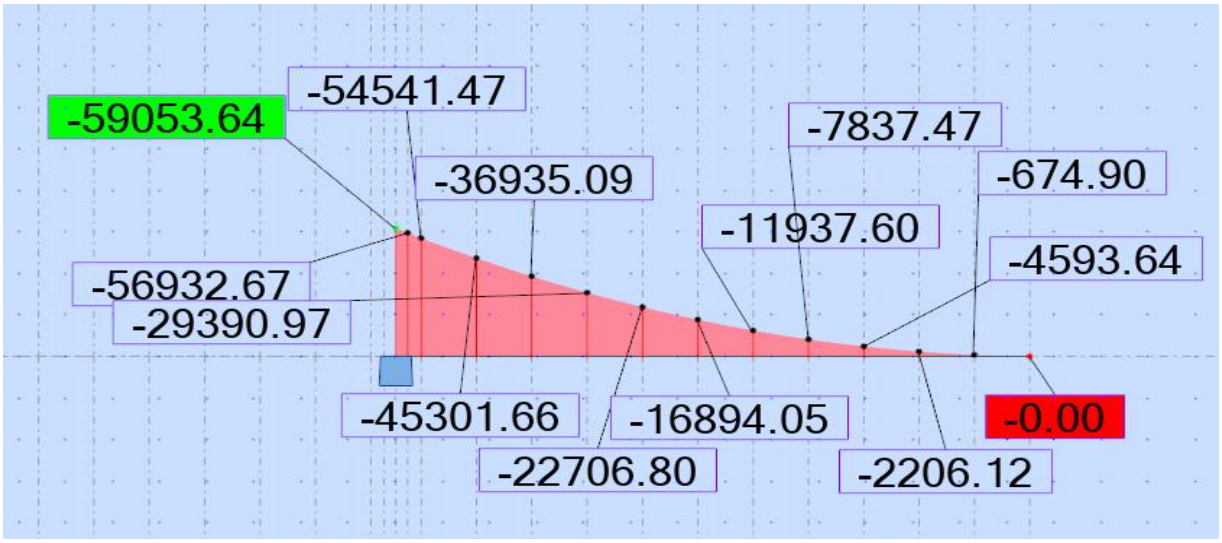


Diagramme B.8 : Diagramme moment fléchissant d'un demi-fléau sous Combinaison Type B2 ACC (KN)

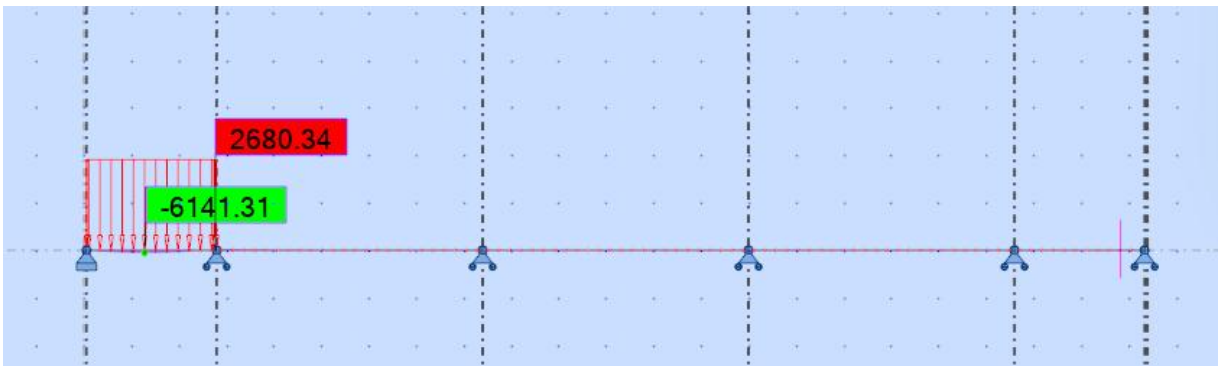


Diagramme B.9 : Diagramme moment fléchissant A(l) 1 (KN.m)

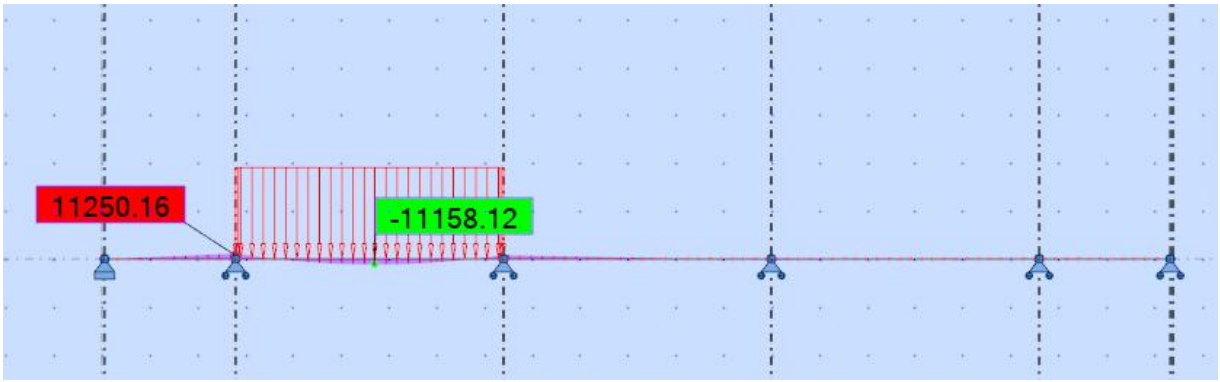


Diagramme B.10 : Diagramme moment fléchissant A(l) 2 (KN.m)

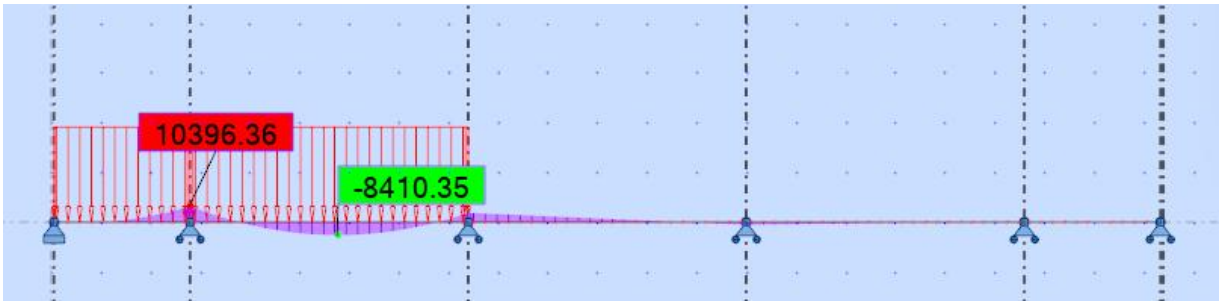


Diagramme B.11 : Diagramme moment fléchissant A(l) 3 (KN.m)

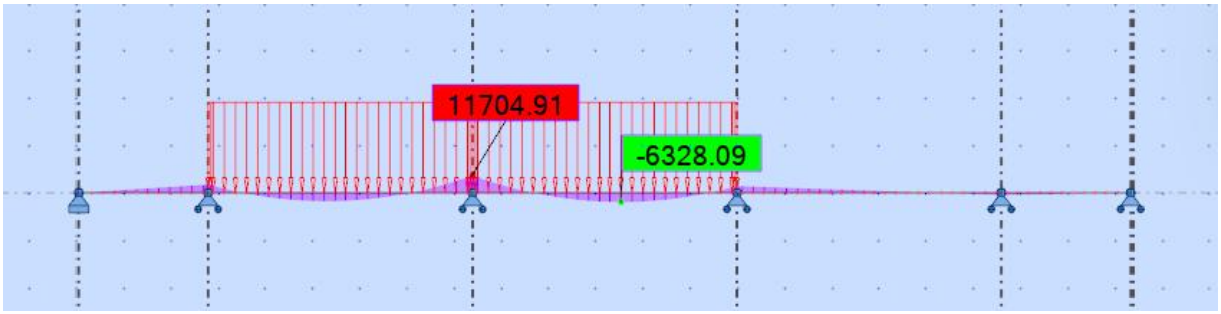


Diagramme B.12 : Diagramme moment fléchissant A(l) 4 (KN.m)

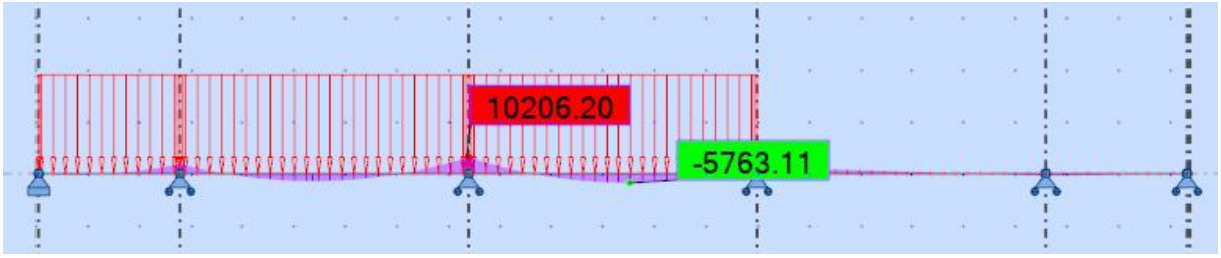


Diagramme B.13 : Diagramme moment fléchissant A(l) 5 (KN.m)

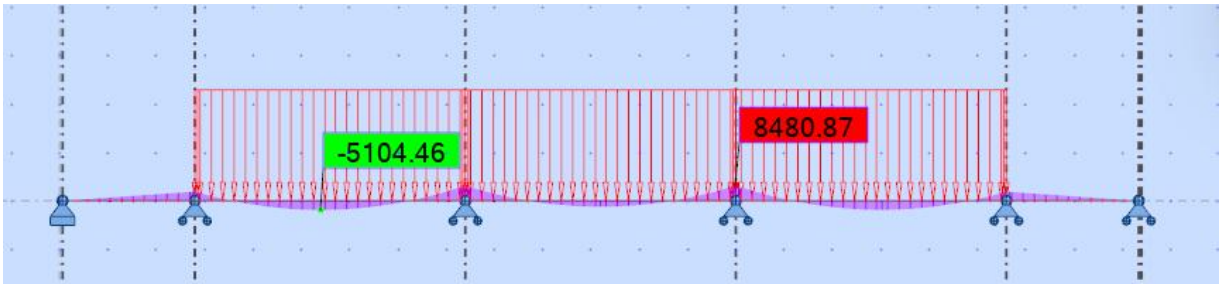


Diagramme B.14 : Diagramme moment fléchissant A(l) 6 (KN.m)

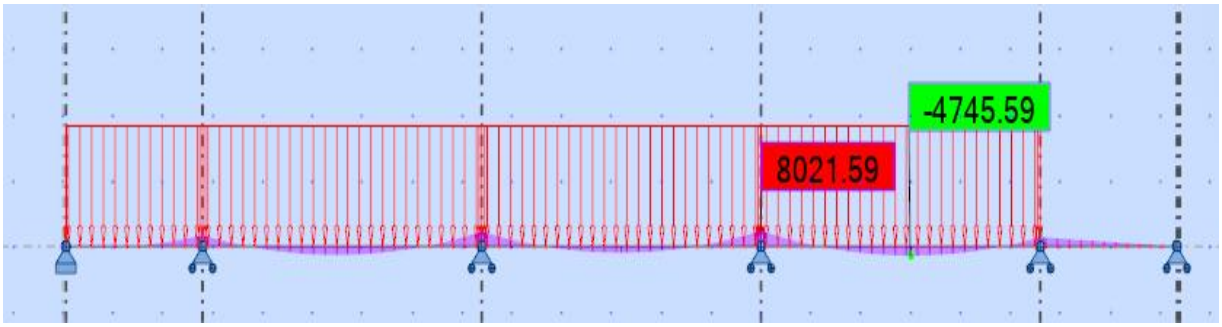


Diagramme B.15 : Diagramme moment fléchissant A(l) 7 (KN.m)

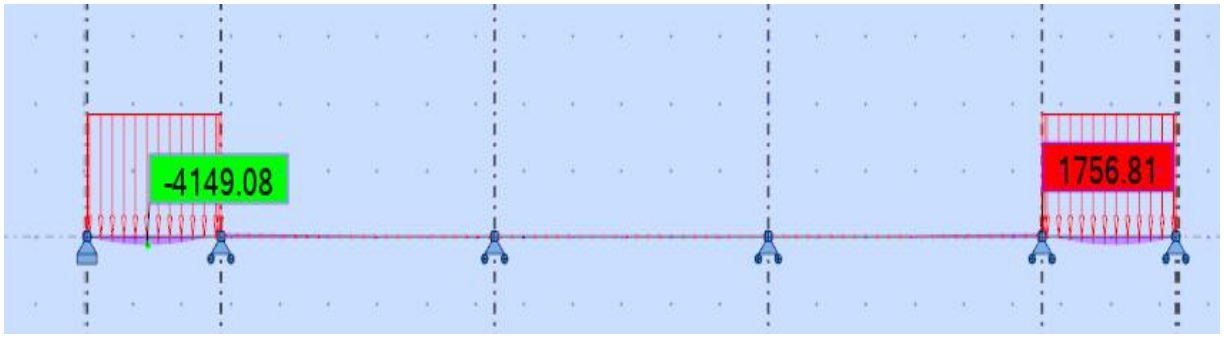


Diagramme B.16 : Diagramme moment fléchissant A(l) 8 (KN.m)

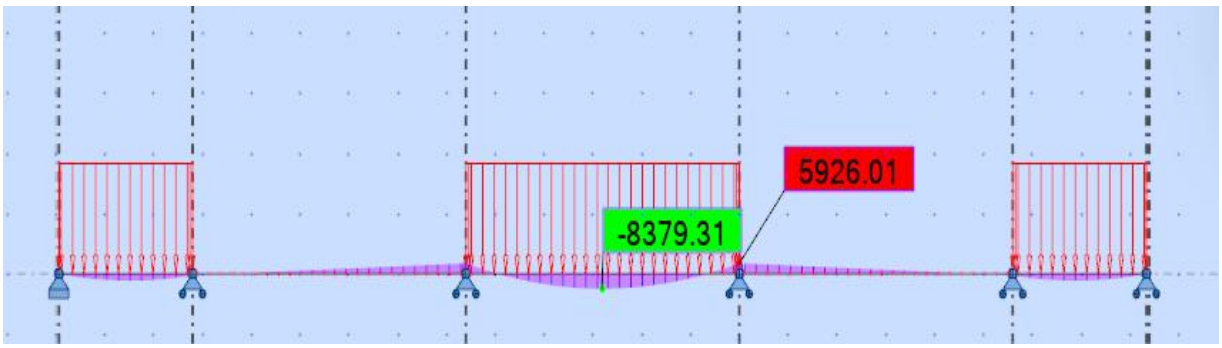


Diagramme B.17 : Diagramme moment fléchissant A(l) 10 (KN.m)

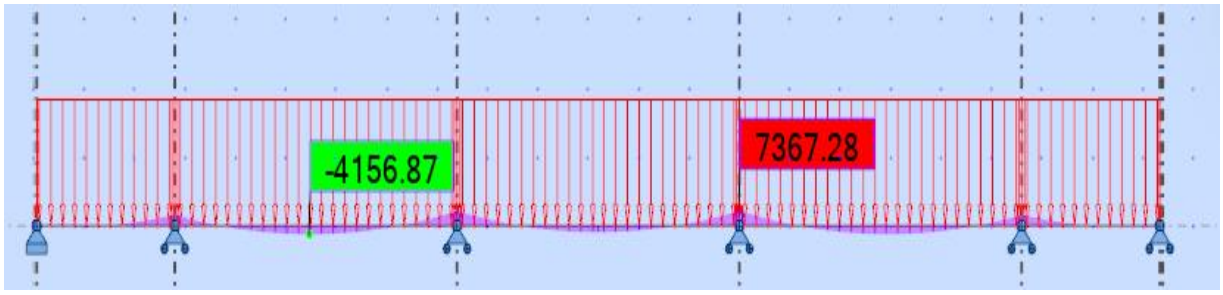


Diagramme B.18 : Diagramme moment fléchissant A(l) 11 (KN.m)

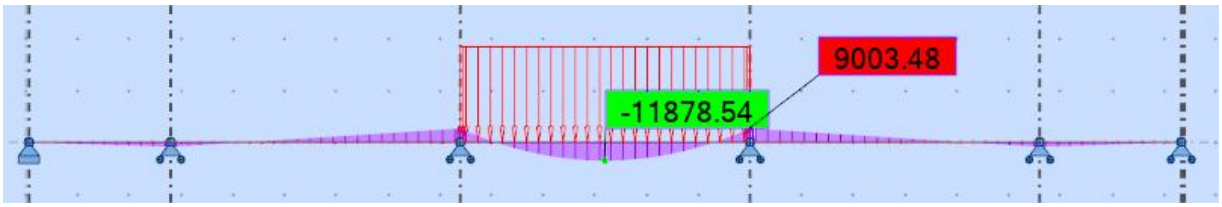


Diagramme B.19 : Diagramme moment fléchissant A(l) 12 (KN.m)

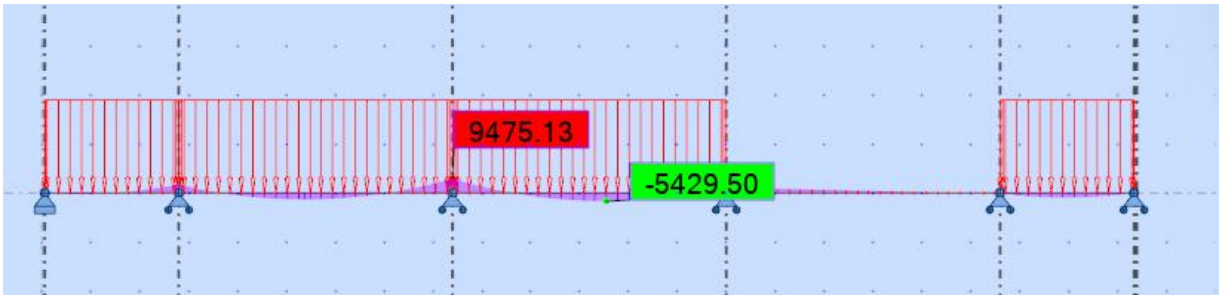


Diagramme B.20 : Diagramme moment fléchissant A(l) 9 (KN.m)

ANNEXE C

Cables	L	α (rad)	Axe VSP	Fin VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
			0	1.075	2.15	4.5	6.85	9.20	11.55	13.90	16.25	18.60	20.95	23.30	25.55
C1	1.075	0.123	40.43	37.94	32.48	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C1	2.15					0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C2	4.5	0.162	55.95	53.49	48.08	42.66	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C3	6.85	0.187	67.77	65.31	59.95	54.57	49.17	0	0	0	0	0	0	0	0
C4	9.20	0.245	87.87	85.45	80.17	74.86	69.54	64.19	0.00	0	0	0	0	0	0
C5	11.55	0.240	91.93	89.52	84.26	78.97	73.66	68.33	62.98	0	0	0	0	0	0
C6	13.90	0.284	108.03	105.66	100.45	95.23	89.98	84.71	79.43	74.12	0	0	0	0	0
C7	16.25	0.187	88.95	87.22	81.27	75.97	70.65	65.31	59.95	54.57	49.17	0	0	0	0
C8	18.60	0.245	108.75	106.39	101.18	95.96	90.71	85.45	80.17	74.86	69.54	64.19	0	0	0
C9	20.95	0.262	118.00	115.65	110.48	105.29	100.08	94.86	89.61	84.34	79.05	73.74	68.42	0	0
C10	23.30	0.262	123.29	120.93	115.78	110.61	105.42	100.21	94.98	89.73	84.47	79.18	73.87	68.55	0
C11	25.65	0.330	147.24	144.93	137.56	132.47	127.36	122.24	117.09	111.93	106.74	101.54	96.32	91.08	85.81
Δσfrott (MPa)			94.382	92.044	86.51	78.78	70.60	62.30	53.11	44.51	35.36	28.97	21.69	14.51	7.80
Δσfrott (MPa) %			6.34	6.19	5.81	5.29	4.74	4.19	3.57	2.99	2.38	1.95	1.46	0.98	0.52

Tableau C.1 : Pertes par frottements.

α : variation d'angle de chaque câble à l'avant dernier voussoir.

L : longueur de déviation pour une seule pente (par défault est la longueur du dernier voussoir).

Cables	L	Théta	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
					0	1.075	2.15	4.5	6.85	9.20	11.55	13.90	16.25	18.60	20.95	23.30	25.55
C1	1.08	0.123	0.022	3.39	153.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C1	2.15	0.123	0.012	4.64	0	87.90	163.81	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C2	2.35	0.162	0.014	4.27	0	0	80.05	177.80	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C3	2.35	0.187	0.016	4.01	0	0	0	78.44	189.64	0	0	0	0	0	0	0	0
C4	2.35	0.245	0.020	3.54	0	0	0	0	72.19	214.62	0	0	0	0	0	0	0
C5	2.35	0.240	0.020	3.57	0	0	0	0	0	72.81	212.71	0	0	0	0	0	0
C6	2.35	0.284	0.023	3.31	0	0	0	0	0	0	66.52	229.77	0	0	0	0	0
C7	2.35	0.187	0.016	4.01	0	0	0	0	0	0	0	78.44	189.64	0	0	0	0
C8	2.35	0.245	0.020	3.54	0	0	0	0	0	0	0	0	72.19	214.62	0	0	0
C9	2.35	0.262	0.022	3.44	0	0	0	0	0	0	0	0	0	69.91	221.18	0	0
C10	2.35	0.262	0.022	3.43	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	69.84	221.38	0
C11	2.35	0.330	0.027	3.08	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	246.553
$\Delta\sigma_r$ (MPa)					13.91	7.99	12.70	19.18	19.67	23.95	23.27	25.68	21.82	23.71	24.25	18.45	20.54
$\Delta\sigma_r$(MPa) %					0.94	0.54	0.85	1.29	1.32	1.61	1.56	1.73	1.47	1.59	1.63	1.24	1.38

Tableau C.2 : Pertes de tension par recul de l'ancrage.

Abcs	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	1.01	0.252	0.76	5.50	60.38	50.75	3.09	0.37
FIN VSP	0.87	0.252	0.62	4.61	55.65	41.79	5.04	0.34
FIN V1	0.87	0.252	0.62	4.61	45.99	34.73	4.28	0.29
FIN V2	0.87	0.212	0.66	4.61	37.28	28.34	3.55	0.24
FIN V3	0.87	0.183	0.69	4.61	29.44	22.68	2.99	0.20
FIN V4	0.87	0.149	0.72	4.61	22.53	17.58	2.46	0.17
FIN V5	0.87	0.114	0.76	4.61	16.55	13.18	2.03	0.14
FIN V6	0.87	0.098	0.77	4.61	11.49	9.36	1.57	0.11
FIN V7	0.87	0.081	0.79	4.61	7.36	6.20	1.16	0.08
FIN V8	0.87	0.065	0.81	4.61	4.14	3.78	0.87	0.06
FIN V9	0.87	0.049	0.82	4.61	1.84	1.26	0.10	0.01
FIN V10	0.87	0.032	0.84	4.61	0.46	0.27	0.00	0.00
FIN V11	0.87	0.016	0.85	4.61	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau C.3 : Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension.

	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
PERTES INSTANTANES	7.648	7.062	6.955	6.822	5.962	5.269	4.822	3.921	3.599	3.094	2.215	1.905

Tableau C.4 : Pertes de tension instantanées.

Abcs	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	1.01	0.25	0.76	5.50	11.82	50.54	7.65	0.49
FIN VSP	0.87	0.25	0.62	4.61	6.88	41.64	7.06	0.48
FIN V1	0.87	0.25	0.62	4.61	6.88	34.62	6.95	0.41
FIN V2	0.87	0.21	0.66	4.61	6.88	28.27	6.82	0.32
FIN V3	0.87	0.18	0.69	4.61	6.88	22.64	6.27	0.23
FIN V4	0.87	0.15	0.72	4.61	6.88	17.55	5.96	0.17
FIN V5	0.87	0.11	0.76	4.61	6.88	13.16	5.27	0.11
FIN V6	0.87	0.10	0.77	4.61	6.88	9.35	4.82	0.07
FIN V7	0.87	0.08	0.79	4.61	6.88	6.20	3.92	0.04
FIN V8	0.87	0.07	0.81	4.61	6.88	3.78	3.60	0.02
FIN V9	0.87	0.05	0.82	4.61	6.88	1.26	3.09	0.00
FIN V10	0.87	0.03	0.84	4.61	6.88	0.27	0.27	0.00
FIN V11	0.87	0.02	0.85	4.61	6.88	0.00	0.00	0.00

Tableau C.5 : Pertes par fluage.

Abcs	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	Seg pi	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	1.01	0.25	0.76	5.50	1379.70	0.742	0.43	62.92	4.23
FIN VSP	0.87	0.25	0.62	4.61	1387.96	0.746	0.43	63.70	4.28
FIN V1	0.87	0.25	0.62	4.61	1388.79	0.737	0.43	63.95	4.30
FIN V2	0.87	0.21	0.66	4.61	1390.04	0.738	0.43	64.22	4.32
FIN V3	0.87	0.18	0.69	4.61	1397.73	0.743	0.43	65.62	4.41
FIN V4	0.87	0.15	0.72	4.61	1401.75	0.745	0.43	66.23	4.45
FIN V5	0.87	0.11	0.76	4.61	1411.62	0.751	0.43	67.96	4.57
FIN V6	0.87	0.10	0.77	4.61	1417.81	0.756	0.43	69.33	4.66
FIN V7	0.87	0.08	0.79	4.61	1430.82	0.764	0.43	71.68	4.82
FIN V8	0.87	0.07	0.81	4.61	1435.32	0.767	0.43	72.55	4.88
FIN V9	0.87	0.05	0.82	4.61	1442.06	0.772	0.43	73.97	4.97

Tableau C.6 : Pertes par relaxation.

	x (m)	N° cables	M (kN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m4)	S (m2)	emoy (m)	P (MN)	σ^{Sup} (MPa)	σ^{Inf} (MPa)
Axe VSP	0	22	72.28	1.29	1.01	5.50	11.82	0.76	18.05	17.31	-1.98
Fin VSP	1.075	22	66.76	1.43	0.87	4.61	6.88	0.62	15.85	4.16	-0.76
Fin V01	3.425	22	55.45	1.43	0.87	4.61	6.88	0.62	15.85	4.16	-0.75
Fin V02	5.775	20	45.22	1.43	0.87	4.61	6.88	0.66	14.00	3.78	-0.84
Fin V03	8.125	18	35.99	1.43	0.87	4.61	6.88	0.69	12.35	3.40	-0.85
Fin V04	10.475	16	27.81	1.43	0.87	4.61	6.88	0.72	10.73	3.02	-0.85
Fin V05	12.825	14	20.70	1.43	0.87	4.61	6.88	0.76	9.17	2.65	-0.82
Fin V06	15.175	12	14.63	1.43	0.87	4.61	6.88	0.77	7.78	2.27	-0.74
Fin V07	17.525	10	9.61	1.43	0.87	4.61	6.88	0.79	6.41	1.89	-0.64
Fin V08	19.875	8	5.64	1.43	0.87	4.61	6.88	0.81	5.08	1.51	-0.53
Fin V09	22.225	6	2.71	1.43	0.87	4.61	6.88	0.82	3.77	1.13	-0.41
Fin V10	24.575	4	-0.83	1.43	0.87	4.61	6.88	0.84	0.23	0.07	-0.03
Fin V11	26.925	2	0	1.43	0.87	4.61	6.88	0.85	0.11	0.03	-0.01

Tableau C.7 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

	x	Mmax	N fleau	N cont	Pf	Pc	S	I	v	v'	ef	ec	$\sigma^{Sup}f$	$\sigma^{Inf}f$	$\sigma^{Sup}c$	$\sigma^{Inf}c$
Début VSC1	0	0.03	/	2	0.02	0.01	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	1.17	-0.00	0.01	-0.01	0.00
Fin VSC1	1.08	0.53	2	4	0.28	0.27	6.88	4.61	0.87	1.43	0.86	1.17	-0.01	0.28	-0.22	0.10
Fin V11	3.43	2.73	4	4	1.58	1.39	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.07	1.43	-1.17	0.52
Fin V10	5.78	3.95	6	6	2.28	2.01	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.10	2.07	-1.69	0.76
Fin V09	8.13	4.15	8	6	2.40	2.11	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.11	2.17	-1.78	0.79
Fin V08	10.48	3.37	10	6	1.94	1.71	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.09	1.76	-1.45	0.65
Fin V07	12.83	1.60	12	6	0.92	0.81	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.04	0.84	-0.69	0.31
Fin V06	15.18	1.17	14	4	0.68	0.59	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	0.41	-0.11	0.22	-0.50
Fin V05	17.53	4.93	16	4	2.85	2.51	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	1.73	-0.48	0.94	-2.11
Fin V04	19.88	9.70	18	2	5.60	4.94	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	3.40	-0.94	1.86	-4.16
Fin V03	22.23	15.45	20	2	8.92	7.86	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	5.42	-1.51	2.96	-4.63
Fin V02	24.58	22.20	22	/	12.81	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	7.79	-2.16	/	/
Fin V01	26.93	29.94	22	/	17.28	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	10.51	-2.92	/	/
VSP1	28	33.80	22	/	22.01	/	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	/	11.54	-1.63	/	/
Fin VSP1	29.075	28.90	22	/	16.68	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	10.14	-2.82	/	/
Fin V01	31.425	18.98	22	/	10.95	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	6.66	-1.85	/	/
Fin V02	33.775	10.06	20	/	5.81	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	3.53	-0.98	/	/
Fin V03	36.125	2.13	18	2	1.23	1.04	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	0.75	-0.21	0.40	-0.92
Fin V04	38.475	4.80	16	2	2.77	2.36	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.13	2.51	-0.88	0.93
Fin V05	40.825	10.74	14	6	6.20	5.28	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.28	5.62	-1.98	2.09
Fin V06	43.175	15.69	12	8	9.05	7.71	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.41	8.21	-2.89	3.05
Fin V07	45.525	19.64	10	10	11.33	9.65	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.52	10.27	-3.61	3.81

Fin V08	47.875	22.60	8	12	13.04	11.11	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.60	11.82	-4.16	4.39
Fin V09	50.225	24.56	6	12	14.17	12.07	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.65	12.84	-4.52	4.77
Fin V10	52.575	25.53	4	12	14.73	12.55	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.67	13.35	-4.70	4.96
Fin V11	54.925	25.51	2	12	14.72	12.54	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.67	13.34	-4.70	4.95
VS-CALAVGE	57.075	24.62	/	12	14.20	12.10	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	/	/	-4.53	4.78
Fin V11	59.425	22.69	2	12	13.09	11.15	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.60	11.87	-4.18	4.41
Fin V10	61.775	19.77	4	12	11.41	9.72	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.52	10.34	-3.64	3.84
Fin V09	64.125	15.85	6	12	9.15	7.79	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.42	8.29	-2.92	3.08
Fin V08	66.475	10.94	8	12	6.31	5.38	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.29	5.72	-2.01	2.12
Fin V07	68.825	5.04	10	10	2.91	2.47	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.13	2.64	-0.93	0.98
Fin V06	71.175	1.85	12	8	1.07	0.90	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.05	0.97	-0.34	0.36
Fin V05	73.525	9.75	14	6	5.63	4.79	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	3.42	-0.95	1.82	-4.23
Fin V04	75.875	18.63	16	4	10.75	9.16	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	6.54	-1.81	3.47	-4.32
Fin V03	78.225	28.52	18	2	16.46	14.02	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	10.01	-2.78	5.32	-4.41
Fin V02	80.575	39.39	20	/	22.73	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	13.83	-3.84	/	/
Fin V01	82.925	51.26	22	/	29.58	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	17.99	-4.99	/	/
VSP2	84	57.00	22	/	37.12	/	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	/	19.47	-2.74	/	/
Fin VSP2	85.075	50.80	22	/	29.32	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	17.83	-4.95	/	/
Fin V01	87.425	38.00	22	/	21.93	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	13.34	-3.70	/	/
Fin V02	89.775	26.36	20	/	15.21	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	9.25	-2.57	/	/
Fin V03	92.125	15.62	18	2	9.01	7.68	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	5.48	-1.52	2.91	-4.12
Fin V04	94.475	5.88	16	2	3.39	2.89	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	2.06	-0.57	1.10	-2.55
Fin V05	96.825	2.86	14	6	1.65	1.40	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.08	1.50	-0.53	0.55

Fin V06	99.175	10.61	12	8	6.12	5.21	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.28	5.55	-1.95	2.05
Fin V07	101.52	17.37	10	10	10.02	8.54	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.46	9.08	-3.20	3.36
Fin V08	103.87	23.13	8	12	13.35	11.37	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.61	12.10	-4.14	4.47
Fin V09	106.22	27.90	6	12	16.10	13.72	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.74	14.59	-4.26	5.40
Fin V10	108.57	31.68	4	12	18.28	15.58	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.84	16.57	-4.34	6.13
Fin V11	110.92	34.46	2	12	19.89	16.94	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.91	18.02	-4.71	6.66
VS-CALAVGE	113.07	35.86	/	12	20.69	7.63	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	/	/	-4.83	6.93
Fin V11	115.42	35.75	2	12	20.63	17.58	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.94	18.70	-4.60	6.91
Fin V10	117.77	33.94	4	12	19.59	16.69	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.90	17.75	-4.58	6.56
Fin V09	120.12	30.42	6	12	17.56	14.92	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.80	15.91	-4.25	5.88
Fin V08	122.47	25.19	8	12	14.54	12.3	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.67	13.17	-4.22	4.87
Fin V07	124.82	18.25	10	10	10.53	8.975	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.48	9.54	-3.36	3.53
Fin V06	127.17	9.61	12	8	5.55	4.726	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.25	5.03	-1.77	1.86
Fin V05	129.52	0.70	14	6	0.40	0.344	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	0.25	-0.07	0.14	-0.13
Fin V04	131.875	12.45	16	4	7.19	6.123	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	4.37	-1.21	2.41	-2.29
Fin V03	134.22	25.16	18	2	14.52	12.37	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	8.83	-2.45	4.87	-4.63
Fin V02	136.57	38.87	20	/	22.43	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	13.64	-3.79	/	/
Fin V01	138.92	53.57	22	/	30.92	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	18.80	-5.22	/	/
VSP3	140	60.60	22	/	39.46	/	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	/	20.70	-2.92	/	/
Fin VSP3	141.07	27.32	22	/	15.77	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	9.59	-2.66	/	/
Fin V01	143.42	42.58	22	/	24.57	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	14.95	-4.15	/	/
Fin V02	145.77	31.51	20	/	18.18	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	11.06	-3.07	/	/
Fin V03	148.12	21.48	18	2	12.40	10.56	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	7.54	-2.09	4.15	-3.95

Fin V04	150.47	12.35	16	2	7.13	6.074	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	4.34	-1.20	2.39	-2.27
Fin V05	152.82	4.27	14	6	2.46	2.100	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.11	1.13	-0.79	0.83
Fin V06	155.17	2.82	12	8	1.63	1.381	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.07	0.75	-0.52	0.55
Fin V07	157.52	8.92	10	10	5.15	4.387	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.24	2.37	-1.64	1.72
Fin V08	159.87	14.02	8	12	8.09	6.898	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.37	3.72	-2.58	2.71
Fin V09	162.22	18.13	6	12	10.46	8.911	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.48	4.81	-3.34	3.51
Fin V10	164.57	21.25	4	12	12.26	10.45	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.56	5.64	-4.55	4.11
Fin V11	166.92	23.37	2	12	13.49	11.45	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.62	6.20	-4.63	4.52
VS-CALAVGE	169.07	24.44	/	12	14.104	12.02	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	/	/	-4.75	-4.73
Fin V11	171.42	24.65	2	12	14.23	12.128	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.65	6.54	-4.79	4.77
Fin V10	173.77	23.88	4	12	13.78	11.748	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.63	6.33	-4.52	4.62
Fin V09	176.12	22.11	6	12	12.76	10.8	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.58	5.86	-4.07	4.28
Fin V08	178.47	19.34	8	12	11.16	9.511	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.51	5.13	-3.56	3.74
Fin V07	180.82	15.58	10	10	8.99	7.662	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.41	4.13	-2.87	3.01
Fin V06	183.17	10.83	12	8	6.25	5.326	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.29	2.87	-1.99	2.09
Fin V05	185.52	5.08	14	6	2.93	2.46	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.13	1.35	-0.94	0.98
Fin V04	187.87	1.65	16	4	0.95	0.81	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	0.58	-0.16	0.32	-0.30
Fin V03	190.22	9.39	18	2	5.42	4.63	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	3.30	-0.91	1.82	-1.73
Fin V02	192.57	18.12	20	/	10.46	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	6.36	-1.77	/	/
Fin V01	194.92	27.84	22	/	16.07	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	9.77	-2.71	/	/
VSP4	196	32.60	22	/	21.23	/	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	/	11.13	-1.57	/	/
Fin VSP4	197.07	28.80	22	/	16.62	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	10.11	-2.81	/	/
Fin V01	199.42	21.16	22	/	12.21	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	7.43	-2.06	/	/

Fin V02	201.77	14.51	20	/	8.37	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	5.09	-1.41	/	/
Fin V03	204.12	8.86	18	2	5.11	4.516	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	3.11	-0.86	1.71	-1.63
Fin V04	206.47	4.21	16	4	2.43	2.142	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	1.48	-0.41	0.81	-0.77
Fin V05	208.82	0.54	14	4	0.31	0.277	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	0.19	-0.05	0.10	-0.10
Fin V06	211.17	2.12	12	6	1.22	1.07	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.06	1.11	-0.39	0.41
Fin V07	213.52	3.79	10	6	2.19	1.931	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.10	1.98	-0.70	0.73
Fin V08	215.87	4.47	8	6	2.58	2.25	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.12	2.34	-0.82	0.87
Fin V09	218.22	4.15	6	6	2.40	2.1136	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.11	2.17	-0.76	0.80
Fin V10	220.57	2.80	4	4	1.62	1.421	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.07	1.46	-0.51	0.54
Fin V11	222.92	5.47	2	4	3.16	2.785	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.14	2.86	-1.01	1.06
Fin VSC2	224	0.05	/	2	0.03	0.02	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	1.17	-0.00	0.02	-0.01	0.01

Tableau C.8 : Vérification des contraintes en phase de service : A vide.

	x	Mmax	N fleau	N cont	Pf	Pc	S	I	v	v'	ef	ec	$\sigma^{Sup}f$	$\sigma^{Inf}f$	$\sigma^{Sup}c$	$\sigma^{Inf}c$
Début VSC1	0	0.03	/	2	0.02	0.02	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	1.17	-0.00	0.01	-0.01	0.00
Fin VSC1	1.08	0.53	2	4	0.28	0.28	6.88	4.61	0.87	1.43	0.86	1.17	-0.01	0.28	-0.22	0.10
Fin V11	3.43	2.73	4	4	1.58	1.39	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.07	1.43	-1.17	0.52
Fin V10	5.78	3.95	6	6	2.28	2.01	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.10	2.07	-1.69	0.76
Fin V09	8.13	4.15	8	6	2.40	2.11	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.11	2.17	-1.78	0.79
Fin V08	10.48	3.37	10	6	1.94	1.72	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.09	1.76	-1.45	0.65
Fin V07	12.83	1.60	12	6	0.92	0.81	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.04	0.84	-0.69	0.31
Fin V06	15.18	1.17	14	4	0.68	0.60	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	0.41	-0.11	0.22	-0.50
Fin V05	17.53	4.93	16	4	2.85	2.51	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	1.73	-0.48	0.94	-2.11
Fin V04	19.88	9.70	18	2	5.60	4.94	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	3.40	-0.94	1.86	-4.16
Fin V03	22.23	15.45	20	2	8.92	7.87	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	5.42	-1.51	2.96	-4.63
Fin V02	24.58	22.20	22	/	12.81	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	7.79	-2.16	/	/
Fin V01	26.93	29.94	22	/	17.28	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	10.51	-2.92	/	/
VSP1	28	33.80	22	/	22.01	/	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	/	11.54	-1.63	/	/
Fin VSP1	29.075	28.90	22	/	16.68	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	10.14	-2.82	/	/
Fin V01	31.425	18.98	22	/	10.95	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	6.66	-1.85	/	/
Fin V02	33.775	10.06	20	/	5.81	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	3.53	-0.98	/	/
Fin V03	36.125	2.13	18	2	1.23	1.05	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	0.75	-0.21	0.40	-0.92
Fin V04	38.475	4.80	16	2	2.77	2.36	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.13	2.51	-0.88	0.93
Fin V05	40.825	10.74	14	6	6.20	5.28	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.28	5.62	-1.98	2.09
Fin V06	43.175	15.69	12	8	9.05	7.72	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.41	8.21	-2.89	3.05

Fin V07	45.525	19.64	10	10	11.33	9.66	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.52	10.27	-3.61	3.81
Fin V08	47.875	22.60	8	12	13.04	11.12	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.60	11.82	-4.16	4.39
Fin V09	50.225	24.56	6	12	14.17	12.08	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.65	12.84	-4.52	4.77
Fin V10	52.575	25.53	4	12	14.73	12.56	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.67	13.35	-4.70	4.96
Fin V11	54.925	25.51	2	12	14.72	12.55	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.67	13.34	-4.70	4.95
VS-CALAVGE	57.075	24.62	/	12	14.2084 6801	12.11	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	/	/	-4.53	4.78
Fin V11	59.425	22.69	2	12	13.09	11.16	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.60	11.87	-4.18	4.41
Fin V10	61.775	19.77	4	12	11.41	9.72	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.52	10.34	-3.64	3.84
Fin V09	64.125	15.85	6	12	9.15	7.80	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.42	8.29	-2.92	3.08
Fin V08	66.475	10.94	8	12	6.31	5.38	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.29	5.72	-2.01	2.12
Fin V07	68.825	5.04	10	10	2.91	2.48	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.13	2.64	-0.93	0.98
Fin V06	71.175	1.85	12	8	1.07	0.91	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.05	0.97	-0.34	0.36
Fin V05	73.525	9.75	14	6	5.63	4.80	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	3.42	-0.95	1.82	-4.23
Fin V04	75.875	18.63	16	4	10.75	9.16	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	6.54	-1.81	3.47	-4.32
Fin V03	78.225	28.52	18	2	16.46	14.03	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	10.01	-2.78	5.32	-4.41
Fin V02	80.575	39.39	20	/	22.73	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	13.83	-3.84	/	/
Fin V01	82.925	51.26	22	/	29.58	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	17.99	-4.99	/	/
VSP2	84	57.00	22	/	37.12	/	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	/	19.47	-2.74	/	/
Fin VSP2	85.075	50.80	22	/	29.32	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	17.83	-4.95	/	/
Fin V01	87.425	38.00	22	/	21.93	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	13.34	-3.70	/	/
Fin V02	89.775	26.36	20	/	15.21	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	9.25	-2.57	/	/
Fin V03	92.125	15.62	18	2	9.01	7.68	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	5.48	-1.52	2.91	-4.12
Fin V04	94.475	5.88	16	2	3.39	2.89	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	2.06	-0.57	1.10	-2.55

Fin V05	96.825	2.86	14	6	1.65	1.41	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.08	1.50	-0.53	0.55
Fin V06	99.175	10.61	12	8	6.12	5.22	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.28	5.55	-1.95	2.05
Fin V07	101.52	17.37	10	10	10.02	8.54	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.46	9.08	-3.20	3.36
Fin V08	103.87	23.13	8	12	13.35	11.38	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.61	12.10	-4.14	4.47
Fin V09	106.22	27.90	6	12	16.10	13.72	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.74	14.59	-4.26	5.40
Fin V10	108.57	31.68	4	12	18.28	15.58	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.84	16.57	-4.34	6.13
Fin V11	110.92	34.46	2	12	19.89	16.95	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.91	18.02	-4.71	6.66
VS-CALAVGE	113.07	35.86	/	12	20.6951 9345	17.64	6.8 8	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	/	/	-4.60	6.93
Fin V11	115.42	35.75	2	12	20.63	17.58	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.94	18.70	-4.83	6.91
Fin V10	117.77	33.94	4	12	19.59	16.69	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.90	17.75	-4.58	6.56
Fin V09	120.12	30.42	6	12	17.56	14.96	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.80	15.91	-4.25	5.88
Fin V08	122.47	25.19	8	12	14.54	12.39	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.67	13.17	-4.22	4.87
Fin V07	124.82	18.25	10	10	10.53	8.98	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.48	9.54	-3.36	3.53
Fin V06	127.17	9.61	12	8	5.55	4.73	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.25	5.03	-1.77	1.86
Fin V05	129.52	0.70	14	6	0.40	0.34	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	0.25	-0.07	0.14	-0.13
Fin V04	131.87 5	12.45	16	4	7.19	6.12	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	4.37	-1.21	2.41	-2.29
Fin V03	134.22	25.16	18	2	14.52	12.37	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	8.83	-2.45	4.87	-4.63
Fin V02	136.57	38.87	20	/	22.43	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	13.64	-3.79	/	/
Fin V01	138.92	53.57	22	/	30.92	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	18.80	-5.22	/	/
VSP3	140	60.60	22	/	39.46	/	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	/	20.70	-2.92	/	/
Fin VSP3	141.07	27.32	22	/	15.77	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	9.59	-2.66	/	/
Fin V01	143.42	42.58	22	/	24.57	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	14.95	-4.15	/	/
Fin V02	145.77	31.51	20	/	18.18	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	11.06	-3.07	/	/

Fin V03	148.12	21.48	18	2	12.40	10.56	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	7.54	-2.09	4.15	-3.95
Fin V04	150.47	12.35	16	2	7.13	6.07	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	4.34	-1.20	2.39	-2.27
Fin V05	152.82	4.27	14	6	2.46	2.10	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.11	1.13	-0.79	0.83
Fin V06	155.17	2.82	12	8	1.63	1.39	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.07	0.75	-0.52	0.55
Fin V07	157.52	8.92	10	10	5.15	4.39	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.24	2.37	-1.64	1.72
Fin V08	159.87	14.02	8	12	8.09	6.90	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.37	3.72	-2.58	2.71
Fin V09	162.22	18.13	6	12	10.46	8.92	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.48	4.81	-3.34	3.51
Fin V10	164.57	21.25	4	12	12.26	10.45	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.56	5.64	-4.55	4.11
Fin V11	166.92	23.37	2	12	13.49	11.49	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.62	6.20	-4.63	4.52
VS-CALAVGE	169.07	24.44	/	12	14.1045 8806	12.02	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	/	/	-4.75	4.73
Fin V11	171.42	24.65	2	12	14.23	12.12	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.65	6.54	-4.79	4.77
Fin V10	173.77	23.88	4	12	13.78	11.74	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.63	6.33	-4.52	4.62
Fin V09	176.12	22.11	6	12	12.76	10.87	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.58	5.86	-4.07	4.28
Fin V08	178.47	19.34	8	12	11.16	9.51	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.51	5.13	-3.56	3.74
Fin V07	180.82	15.58	10	10	8.99	7.66	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.41	4.13	-2.87	3.01
Fin V06	183.17	10.83	12	8	6.25	5.33	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.29	2.87	-1.99	2.09
Fin V05	185.52	5.08	14	6	2.93	2.50	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	-0.13	1.35	-0.94	0.98
Fin V04	187.87	1.65	16	4	0.95	0.81	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	0.58	-0.16	0.32	-0.30
Fin V03	190.22	9.39	18	2	5.42	4.62	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.28	3.30	-0.91	1.82	-1.73
Fin V02	192.57	18.12	20	/	10.46	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	6.36	-1.77	/	/
Fin V01	194.92	27.84	22	/	16.07	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	9.77	-2.71	/	/
VSP4	196	32.60	22	/	21.23	/	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	/	11.13	-1.57	/	/
Fin VSP4	197.07	28.80	22	/	16.62	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	10.11	-2.81	/	/

Fin V01	199.42	21.16	22	/	12.21	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	7.43	-2.06	/	/
Fin V02	201.77	14.51	20	/	8.37	/	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	/	5.09	-1.41	/	/
Fin V03	204.12	8.86	18	2	5.11	4.51	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	3.11	-0.86	1.71	-1.63
Fin V04	206.47	4.21	16	4	2.43	2.14	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	1.48	-0.41	0.81	-0.77
Fin V05	208.82	0.54	14	4	0.31	0.28	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	0.19	-0.05	0.10	-0.10
Fin V06	211.17	2.12	12	6	1.22	1.08	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.06	1.11	-0.39	0.41
Fin V07	213.52	3.79	10	6	2.19	1.93	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.10	1.98	-0.70	0.73
Fin V08	215.87	4.47	8	6	2.58	2.28	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.12	2.34	-0.82	0.87
Fin V09	218.22	4.15	6	6	2.40	2.11	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.11	2.17	-0.76	0.80
Fin V10	220.57	2.80	4	4	1.62	1.43	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.07	1.46	-0.51	0.54
Fin V11	222.92	5.47	2	4	3.16	2.79	6.88	4.61	0.87	1.43	0.72	1.22	-0.14	2.86	-1.01	1.06
Fin VSC2	224	0.05	/	2	0.03	0.03	11.82	5.50	1.01	1.29	0.86	1.17	-0.00	0.02	-0.01	0.01

Tableau C.9 : Vérification des contraintes en phase de service : A vide+ D240.

ANNEXE D

Ferraillage infrastructure

Calcul de Ferraillage : Mur en retour partie triangulaire
Section d'acier horizontal en Flexion Simple

1. Hypotheses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

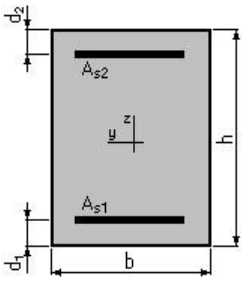
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 80.0 (cm)

h = 250.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (MN*m)	M_{min} (MN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.10	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	0.08	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 19.6 (cm2) Section théorique As2 = 0.0 (cm2)

Section minimum As min = 19.6 (cm2)

théorique = 0.10 (%)

minimum min = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 0.10 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 20.61 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 7.8 (cm)

Bras de levier: Z = 241.9 (cm)

Déformation du béton: b = 0.33 (‰)

Déformation de l'acier: s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier: tendue: s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 0.08 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 14.21

Position de l'axe neutre: y = 38.9 (cm)

Bras de levier: Z = 232.0 (cm)

Contrainte maxi du béton: b = 0.1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier: tendue: s = 1.3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: s lim = 250.0 (MPa)

Calcul de Ferraillage : Mur en retour partie triangulaire
Section d'acier vertical en Flexion Simple

1. **Hypotheses:**

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

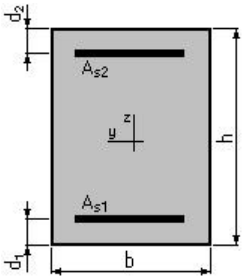
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 250.0 (cm)

h = 80.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (MN*m)	M_{min} (MN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.19	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	0.14	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 19.0 (cm2) Section théorique As2 = 0.0 (cm2)

Section minimum As min = 19.0 (cm2)

théorique = 0.10 (%)

minimum min = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 0.19 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 3.28 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 2.4 (cm)

Bras de levier: Z = 74.0 (cm)

Déformation du béton: b = 0.33 (‰)

Déformation de l'acier: s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier tendue: s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 0.14 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 2.42

Position de l'axe neutre: y = 12.0 (cm)

Bras de levier: Z = 71.0 (cm)

Contrainte maxi du béton: b = 0.5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier: tendue s = 6.5 (MPa)

Contrainte limite de l'acier s lim = 250.0 (MPa)

Calcul de Ferraillage : Mur en retour partie rectangulaire
Section d'acier horizontal côté extérieure en Flexion Simple

Hypotheses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

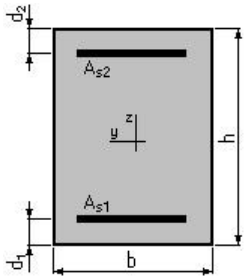
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 80.0 (cm)

h = 100.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

2. Moments appliqués:

	M_{max} (MN*m)	M_{min} (MN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.24	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	0.18	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 8.0 (cm2) Section théorique As2 = 0.0 (cm2)

Section minimum As min = 7.6 (cm2)

théorique = 0.11 (%)

minimum min = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 0.24 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 3.2 (cm)

Bras de levier: Z = 93.7 (cm)

Déformation du béton: b = 0.35 (‰)

Déformation de l'acier: s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier tendue: s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 0.18 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: y = 15.5 (cm)

Bras de levier: Z = 89.8 (cm)

Contrainte maxi du béton: b = 1.3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier: tendue: s = 17.3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: s lim = 250.0 (MPa)

Calcul de Ferraillage : Mur en retour partie rectangulaire
Section d'acier horizontal côté intérieure en Flexion Simple

1.Hypotheses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

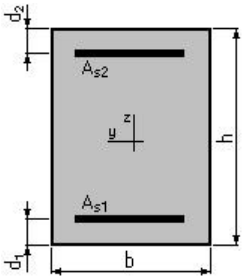
Fissuration préjudiciable

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 = 80.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (MN*m)	M_{min} (MN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.08	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	0.06	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 7.6 (cm2) Section théorique As2 = 0.0 (cm2)

Section minimum As min = 7.6 (cm2)

théorique = 0.10 (%)

minimum min = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 0.08 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 2.91 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 2.4 (cm)

Bras de levier: Z = 74.0 (cm)

Déformation du béton: b = 0.33 (‰)

Déformation de l'acier: s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier tendue: s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 0.06 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 2.14

Position de l'axe neutre: y = 12.0 (cm)

Bras de levier: Z = 71.0 (cm)

Contrainte maxi du béton: b = 0.6 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier: tendue: s = 7.4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: s lim = 250.0 (MPa)

Calcul de Ferraillage : Mur en retour partie rectangulaire
Section d'acier vertical supérieure en Flexion Simple

1.Hypotheses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

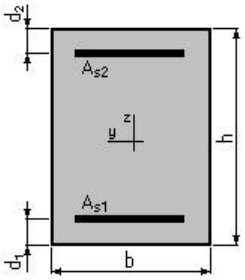
Fissuration préjudiciable

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 = 80.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (MN*m)	**M_{min}** (MN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.14	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	0.10	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Section d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7.6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 7.6 (cm2)

théorique ρ = 0.10 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 0.14 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 1.74 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 2.4 (cm)

Bras de levier: Z = 74.0 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0.33 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 0.10 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 1.29

Position de l'axe neutre: y = 12.0 (cm)

Bras de levier: Z = 71.0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 12.2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Calcul de Ferraillage : Mur en retour partie rectangulaire
Section d'acier vertical inferieure en Flexion Simple

1.Hypotheses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

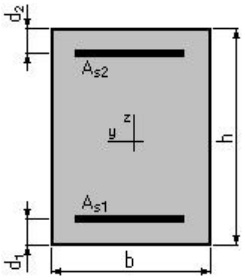
Fissuration préjudiciable

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 = 72.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (MN*m)	M_{min} (MN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.02	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	0.01	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 6.9 (cm2)

théorique ρ = 0.10 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 0.02 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 9.89 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 2.2 (cm)

Bras de levier: Z = 66.1 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0.34 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 0.01 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 10.90

Position de l'axe neutre: y = 10.8 (cm)

Bras de levier: Z = 63.4 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 1.4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Calcul de Ferraillage : Mur frontal
Section d'acier horizontal en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

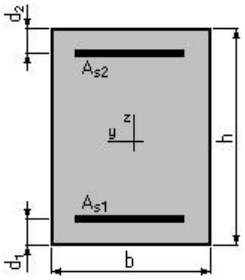
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 240.0 (cm)

h = 100.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)

d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (MN*m)	**M_{min}** (MN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1.01	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	0.53	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 24.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.8 (cm2)

théorique ρ = 0.11 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 1.01 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 3.3 (cm)

Bras de levier: Z = 93.7 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0.36 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 0.53 (MN*m) M_{min} = 0.00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 1.05

Position de l'axe neutre: y = 15.7 (cm)

Bras de levier: Z = 89.8 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 17.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

Calcul de Section du pieu de pile en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

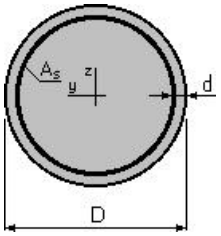
Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (MN)	**M_y** (MN*m)	**M_z** (MN*m)
1.	ELU	4.25	3.71	0,00
2.	ELS	3.11	4.66	0,00
3.	ELA	4.15	6.23	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

ρ = 1,00 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELU N = 4.25 (MN) M_y = 3.71 (MN*m) M_z = 0,00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 4,73 Pivot: C Position de l'axe neutre: y = 139,7 (cm)

Bras de levier: Z = 56,4 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,17 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N 2: Type ELS N = 3.11 (MN) M_y = 4.66 (MN*m) M_z = 0,00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 5,54

Position de l'axe neutre: y = 318,0 (cm)

Bras de levier: Z = 58,2 (cm) Contrainte maxi du

béton: σ_b = 3,2 (MPa) Contrainte limite:

0,6 fcj = 18,0 (MPa) Contrainte de

l'acier comprimée: σ_s' = 47,6 (MPa) Contrainte

limite de l'acier $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N 3: Type ELA **N = 4.15 (MN)** **M_y = 6.23 (MN*m)** **M_z = 0,00 (MN*m)**

Coefficient de sécurité: 5,75 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 140,1 (cm)

Bras de levier: Z = 56,3 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,16 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Calcul de Section du pieu de culée en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

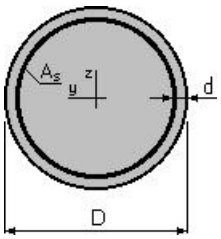
Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

D = 120,0 (cm)

d = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (MN)	**M_y** (MN*m)	**M_z** (MN*m)
1.	ELU	5.65	4.61	0,00
2.	ELS	4.3	6.47	0,00
3.	ELA	3.08	8.93	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_S = 183,5 (cm2)

Section minimum $A_{S\,min}$ = 113,1 (cm2) Section maximum $A_{S\,max}$ = 565,5 (cm2) théorique

ρ = 1,49 (%)

minimum ρ_{min} = 0,50 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N 1: Type ELU **N = 5.65 (MN)** **M_y = 4.61 (MN*m)** **M_z = 0,00 (MN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,87 Pivot: B Position de l'axe neutre: y = 48,8 (cm) Bras de levier: Z = 91,8 (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 4,73$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N 2: Type ELS N = 4.3 (MN) M_y = 6.47 (MN*m) M_z = 0,00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 1,17

Position de l'axe neutre: y = 50,7 (cm)

Bras de levier: Z = 93,6 (cm) Contrainte maxi du

béton: $\sigma_b = 11,3$ (MPa) Contrainte

limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa) Contrainte

de l'acier tendue: $\sigma_s = 214,3$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 152,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N 3: Type ELA N = 3.08 (MN) M_y = 8.93 (MN*m) M_z = 0,00 (MN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 34,5 (cm)

Bras de levier: Z = 98,4 (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 8,15$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)