République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنســيس جانســون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART OA6 DANS LE CADRE DU PROJET D'ACCESSIBILITE DE LA ZET DE SIDI FREDJ ET PALM BEACH

Présenté par :

ZAAF SALAH EDDINE
BENNADJI SALAH

Encadré par :

Mr. SEBAH OMAR
Mme. MEHIAOUI M.Y

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ - Garidi – Vieux Kouba

Remercie

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre gratitude envers le Dieu Tout-Puissant, qui nous a préservés en bonne santé tout au long de ce projet de fin d'études.

Nos remerciements spéciaux vont à :

Monsieur Sebah Omar, notre encadrant, qui nous a guidés avec patience et expertise tout au long de ce travail. Ses conseils précieux ont été inestimables.

Madame Yahiaoui MY, notre chère co-encadreuse, a fait preuve d'une grande disponibilité et d'un soutien constant. Ses orientations ont grandement contribué à la qualité de notre travail.

Les ingénieurs du SAPTA, Toufik, Mohamed, Hamza, Hichem et Oussama ont partagé généreusement leurs connaissances et nous ont guidés tout au long de notre travail, leurs retours constructifs ont contribué à améliorer la qualité de notre projet.

Nos familles, dont les conseils permanents et les sacrifices ont été essentiels pour atteindre ce moment.

Tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré notre formation avec pédagogie et patience.

L'administration de l'école et les responsables de la bibliothèque pour leur précieuse aide.

Les membres de l'honorable jury, qui ont manifesté un grand intérêt en présidant et en examinant ce modeste travail.

Enfin, à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce projet.

Merci à vous tous

Dédicace

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers chacun d'entre vous. Votre soutien, vos encouragements et vos conseils ont été essentiels pour mon succès.

À ma chère mère, qui a été ma source d'inspiration et ma plus grande admiratrice. Votre amour inconditionnel et votre dévouement ont été la clé de ma réussite.

À mon père, mon modèle, qui m'a toujours encouragé à poursuivre mes rêves. Votre sagesse et votre soutien ont été inestimables.

À mes frères et sœur, complices de mes joies et de mes peines. Votre présence a rendu ce voyage encore plus spécial.

À mes oncles, tantes, cousins et cousines, qui ont toujours cru en moi et m'ont encouragé à persévérer.

À mon binôme et frère BENNADJI, avec qui j'ai partagé des moments inoubliables pendant notre cursus d'ingénieur. Notre collaboration a été précieuse pour la réalisation de ce travail.

À tous mes amis de l'ENSTP (SOUFGHALEM, AZAIZ, BOUAROURI, BALI, DJABOUB, HADJAB) qui ont partagé cette aventure avec moi. Vos sourires, vos discussions et vos encouragements ont illuminé mes journées.

A mon amie intime AICHOR CHAKIB, Merci pour ta présence précieuse dans ma vie

Merci du fond du cœur à vous tous

ZAAF SALAH EDDINE

Dédicace

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude envers chacun d'entre vous. Votre soutien, vos encouragements et vos conseils ont été les fondations de mon succès, et je ne pourrais être plus reconnaissant pour votre présence à mes côtés tout au long de ce voyage.

À ma mère, véritable source d'inspiration et ma plus fervente admiratrice. Ton amour inconditionnel et ton dévouement sans bornes ont été les piliers sur lesquels j'ai pu m'appuyer pour surmonter chaque défi. Ta force et ton soutien ont été la clé de ma réussite, et je te dois tout ce que j'ai accompli.

À mon père, mon modèle et guide, dont l'influence et le soutien indéfectibles ont été essentiels pour me permettre de mener à bien mes études. Ta sagesse et ton encouragement à poursuivre mes rêves ont été inestimables. Merci pour ta foi en moi et pour m'avoir toujours poussé à atteindre l'excellence.

À mes frères et sœur, compagnons de mes joies et de mes peines, dont la présence constante a enrichi chaque étape de ce parcours. Votre soutien et votre complicité ont rendu ce voyage académique bien plus spécial, et je suis profondément reconnaissant pour les moments que nous avons partagés.

À mon binôme et frère de cœur, ZAAF, avec qui j'ai partagé des moments inoubliables tout au long de notre cursus d'ingénieur. Ta camaraderie, ton soutien et ta collaboration ont été précieuses pour la réalisation de ce travail. Merci pour ta présence constante et pour avoir fait de ce voyage une expérience enrichissante et mémorable.

À mes amis de l'ENSTP : Bouarouri, Hadjab, Djaboub, Bali, Soufghalem et Azaiz, Benyahia, qui ont partagé cette aventure académique avec moi. Vos sourires, vos discussions enrichissantes et vos encouragements ont illuminé mes journées et rendu cette période de ma vie exceptionnelle. Merci pour votre amitié et votre soutien inébranlable.

À mes amis proches, Debbache et Sebaa, dont l'amitié sincère et le soutien constant ont été d'une valeur inestimable. Votre présence précieuse dans ma vie a apporté un réconfort immense et une motivation continue. Merci pour les moments précieux que nous avons partagés et pour votre fidélité inébranlable.

Merci du fond du cœur à vous tous. Votre soutien, votre amour et votre amitié ont été les lumières qui ont guidé mon chemin vers cette réussite. Je vous suis infiniment reconnaissant.

BENNADJI SALAH

ملخص:

تناولت هذه المذكرة البحثية تصميم ودراسة مفصلة لمشروع فني " جسر" يقع في الجزائر، ضمن إطار مشروع الوصول إلى منطقة زيت بسيدي فرج وشاطئ بالم بيتش بين النقطة الكيلومترية 237+702 والنقطة الكيلومترية 465+872 على مسافة 230 مترًا بمنحنى قدره 306.25 متر.

بعد تقييم ثلاث خيارات باستخدام تحليل متعدد المعايير، اخترنا حلاً يتمثل في جسر صندوقي ذو الارتفاع الثابت، والذي تم تنفيذه باستخدام طريقة التكوين المتتالي. بعد ذلك، قمنا بدراسة الهيكل العلوي والبنية التحتية، بما في ذلك حساب التوتر المسبق، والتحليل الزلزالي، وتصميم العناصر الهيكلية المختلفة وفقًا للوائح المعمول بها، باستخدام برامج الحساب.

الكلمات المفتاحية: التتابع المتتالي، جسر صندوقي، منحنى، الإجهاد المسبق

Résumé :

Ce mémoire de fin d'études a porté sur la conception et l'étude détaillée d'un ouvrage d'art situé à Alger, dans le cadre du projet de travaux d'accessibilité de la ZET de SIDI FREDJ et PALM BEACH du PK 237.702 au PK 465.872 sur 230 mètres avec une courbe de rayon de 306.25 m

Après avoir évalué trois variantes grâce à une analyse multicritère, nous avons choisi la solution du voussoir à hauteur constante, mise en œuvre par la méthode des encorbellements successifs.

Ensuite, nous avons réalisé l'étude de la superstructure et de l'infrastructure, incluant le calcul de la précontrainte, l'analyse sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux conformément aux réglementations en vigueur, en utilisant des logiciels de calcul.

Mots clé : encorbellement successifs, ponts caisson, courbe, post tension

Abstract:

This final thesis focused on the design and detailed study of an art structure located in Algiers. The project involved improving accessibility for the ZET area between SIDI FREDJ and PALM BEACH, spanning from PK 237+702 to PK 465+872 over a distance of 230 meters. The structure features a curved alignment with a radius of 306.25 meters.

After evaluating three variants using a multicriteria analysis, we selected the solution of a constant-depth voussoir, implemented through the successive cantilever method. Subsequently, we conducted a comprehensive study of both the superstructure and infrastructure. This included prestressing calculations, seismic analysis, and sizing of various structural elements in accordance with relevant regulations, utilizing specialized software.

Keywords: successive cantilevers, box girder bridges, curve, post-tensioning.

Liste des abréviations

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.
AAP : Appareils d'Appui à Pot d'élastomère.
BA : Béton Armé.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
CPA : Ciment Portland Artificiel.
CQC : Combinaison Quadratique Complète.
DA : Dinar Algérien.
ELA : Etats Limites Accidentelles.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
Ep : Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
Es : Module d'Elasticité de l'acier.
fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
fe : Limite d'Elasticité de l'acier.
fpeg : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
fprg : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PGA : (Pic Ground Accélération) Accélération maximale du sol.
PGV : (Pic Ground Velocity) Vitesse maximale du sol.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes.
RN : Route Nationale.
RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études 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.
σbc : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σbt : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σInf : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σs : Contrainte limite de l'acier.
σSup : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : Variation uniforme de la température.
Δθ : Gradient thermique.
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
13T15 : 13 Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)

Table des matières

Introduction General 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction 2
I.2. Présentation du PROJET : 2
I.2.1. Situation du Projet 2
I.2.2. Obstacle à franchir 3
I.3. Les données du projet 3
I.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage 3
I.3.2. Les données fonctionnelles 3
I.3.2.1. Tracé en plan : 3
I.3.2.2. Profil en long 4
I.3.2.3. Profil en travers 4
I.3.3. Les données naturelles 5
I.3.3.1. Topographie : 5
I.3.3.2. Sismicité du site : 5
I.3.3.3. Température : 5
I.3.3.1. Gradient Thermique : 5
I.3.3.2. Vent : 5
I.3.3.3. Géotechnique : 5
I.3.3.4. Recommandations pour les types de fondation : 6
I.3.3.5. Conclusion : 6

CHAPITRE II : PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION : 7
II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTE 7
II.2.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP » 7
II.2.1.1. Conception longitudinale : 8
II.2.1.2. Conception transversale : 8
II.2.1.3. Avantages : 9
II.2.1.4. Inconvénients : 9
II.2.2. Variante 02 : « Pont voussoirs préfabriqués en béton précontraint construit par encorbellements successifs » 10
II.2.2.1. Conception longitudinale : 10
II.2.2.2. Découpage des voussoirs : 11
II.2.2.3. Conception transversale : 11

II.2.2.4. Pré dimensionnement da la section transversale : 12
II.2.2.5. Avantages : 13
II.2.2.6. Inconvénients 13
II.2.3. Variante 3 : Pont mixte caisson fermée 13
II.2.3.1. Conception longitudinales 14
II.2.3.2. Conception transversales 14
II.2.3.3. Pré dimensionnement de la section transversale : 14
II.2.3.4. Avantages 15
II.2.3.5. Inconvénients 15
II.3. ANALYSE MULTICRITERE : 16
II.3.1. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes : 16
II.3.2. Analyse des variantes : 18
II.3.2.1. Variante 01 (pont à poutres) : 18
II.3.2.2. Variante 02 (pont voussoirs) : 18
II.3.2.3. Variante 3 : Pont mixte caisson fermée : 18
II.4. CONCLUSION : 18
CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX ET HYPOTHESE DE CALCUL
III.1. NORMES ET REGLES DE CALCUL 19
III.2. Caractéristiques des matériaux 19
III.2.1. Béton 19
III.2.1.1. Contrainte admissible 19
III.2.1.2. Déformation longitudinale du béton 20
III.2.2. Acier : 20
III.2.2.1. Aciers passifs : 20
III.2.2.2. Aciers actifs : 21
III.3. Evaluation des actions 22
III.3.1. Evaluation des actions hors trafic 22
III.3.1.1. Actions permanentes : 22
III.3.1.2. Action thermique 22
III.3.2. Evaluation des actions dues au trafic 23
III.3.2.1. Caractéristiques du pont : 23
III.3.2.2. Les Cas de charge : 23
III.3.2.3. Système de charge AL : 24
III.3.2.4. Système de charge B 25
III.3.2.5. Charge militaire Mc 120 27
III.3.2.6. Convois exceptionnel D 240 28

III.3.2.7. Coefficient de majoration dynamique 29
III.4. Autres surcharges 29
III.4.1.1. Action du freinage 29
III.4.1.2. Force centrifuge 30
III.4.2. Action du vent 30
III.4.3. Action sismique 30

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

IV.1. INTRODUCTION : 31
IV.2. ETUDE DE FLÉAU : 31
IV.2.1. Principe de la stabilité des fléaux : 31
IV.2.2. Cinématique de construction 31
IV.2.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau : 32
IV.2.3. Charges à prendre en compte : 32
IV.2.3.1. Poids propre du fléau : 32
IV.2.3.2. Charges de chantier connues : 33
IV.2.3.3. Charges de chantier aléatoire : 33
IV.2.3.4. Actions accidentelles : 33
IV.2.3.5. Charge due au vent : 34
IV.2.4. Combinaisons d'action : 34
IV.2.5. Evaluation des efforts : 35
IV.3. ETUDE EN PHASE DE SERVICE : 35
IV.3.1. Modélisation : 35
IV.3.2. Combinaisons d'action 36
IV.3.3. Résultats : 37

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION : 39
V.2. Etude de la précontrainte du fléau : 39
V.2.1. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte : 39
V.2.1.1. Calcul du nombre de câbles : 39
V.2.1.2. Calcul de la surface des cales : 40
V.2.2. Détermination du nombre de câbles du fléau : 43
V.2.2.1. CARACTÉRISTIQUE DES CÂBLES UTILISÉS : 43
V.2.2.2. Evaluation de l'effort de précontrainte : 43
V.2.3. Disposition des câbles de fléau : 46
V.2.3.1. Espacement et enrobage des câbles de précontrainte et L'ancrage utilisé : 46
V.2.3.2. Tracé des câbles en plan : 47

V.2.3.3. Tracé en élévation : 48
V.3. Etude de la précontrainte de continuité : 49
V.3.1. Détermination du nombre de câbles de continuité : 49
V.3.2. Travée principale : 49
V.3.2.1. Tracé des câbles : 51
V.3.3. Travée de rive : 52
V.3.3.1. Tracé des câbles : 53
V.4. Les pertes de la précontrainte : 54
V.4.1. Pertes de tension instantanées : 54
V.4.1.1. Perte par frottement du câble dans la gaine : 54
V.4.1.2. Pertes par recul d'ancrage 54
V.4.1.3. Pertes par déformations instantanées du béton (raccourcissement de béton) : 55
V.4.2. Pertes de tension différées : 55
V.4.2.1. Pertes par fluage : 55
V.4.2.2. Pertes par relaxation : 56
V.4.2.3. Pertes par retrait : 56
V.4.3. Détermination des pertes totales : 57
V.5. Vérification des contraintes : 57
V.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction : 57
V.5.2. Vérification des contraintes en phase de service : 57
V.5.3. Armatures des zones tendues : 58
V.5.4. Vérification des contraintes tangentiels : 58
V.5.4.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 58
V.5.4.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU : 60
V.5.4.3. Vérification de la flèche ELS : 61

CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERVALE

VI.1. INTRODUCTION 62
VI.2. MODÉLISATION DE LA SECTION TRANSVERSALE 62
VI.3. Résultats : 63
VI.4. Ferraillage : 64
VI.4.1. Exemple de calcul du ferraillage de l'hourdis supérieur : 64
VI.4.1.1. Nappe supérieure : 65
VI.4.1.2. Nappe inferieur : 65
VI.4.1.3. Ferraillage longitudinal : 65
VI.4.2. Ferraillage passif des voussoirs 66
VI.5. Effet du Torsion 66

VI.5.1. Vérification de la compression des bielles de béton 67
VI.5.2. Calcul des armatures transversales : 67
VI.5.2.1. Armatures transversales pour l'effort tranchant : 67
VI.5.2.2. Armatures transversales pour torsion : 68
VI.5.2.3. Armatures transversales pour l'effort tranchant et torsion : 68
VI.5.3. Calcul des armatures longitudinal : 69
VI.6. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE 71
VI.6.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L : 71
VI.6.1.1. Effet de surface : 71
VI.6.1.2. Effet d'éclatement 71
VI.7. Etude de bossage 72
VI.7.1. Aciers d'éclatement A1 72
VI.7.2. Aciers intermédiaires de couture 73
VI.7.3. Acier de reprise de la poussée au vide 73

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONTS

VII.1. INTRODUCTION 74
VII.2. Appareil d'appuis : 74
VII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui 74
VII.2.2. Dimensionnement de l'appareil d'appui : 74
VII.2.2.1. Les dimensions en plan de l'appareil d'appui 75
VII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui Tb : 76
VII.2.2.3. Dimensionnement des frettes : 76
VII.2.3. Evaluation des efforts et des déplacements horizontaux : 77
VII.2.3.1. Actions statiques : 77
VII.2.3.2. Actions dynamiques : 78
VII.2.3.3. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis : 78
VII.2.3.4. Les résultats des efforts horizontaux : 79
VII.2.4. Vérification de l'appareil d'appui : 80
VII.2.4.1. Résistance à la compression : 80
VII.2.4.2. Sécurité au flambement : 80
VII.2.4.3. Vérification de non-glissement : 81
VII.2.4.4. Limitation de distorsion : 81
VII.3. DES D'APPUIS : 82
VII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile : 82
VII.3.2. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la culée 82
VII.3.3. Ferraillage des dés d'appuis 83

VII.3.3.1. Armatures de chainage 83
VII.3.3.2. Armatures horizontales 83
VII.3.3.3. Frette supérieure 83
VII.3.3.4. Frette inférieure 83
VII.4. JOINT DE CHAUSSEE : 84
VII.4.1. Dimensionnement : 84
VII.5. ÉTANCHÉITÉ DU TABLIER 85
VII.5.1. ÉVACUATION DES EAUX 85
VII.6. Etude sismique : 86
VII.6.1. LES CARACTERISTIQUES SISMIQUES 86
VII.6.2. Méthode de calcul : 86
VII.6.3. Spectre de réponse : 86
VII.6.3.1. Spectre de réponse horizontale : 87
VII.6.3.2. Spectre de réponse verticale : 88
VII.6.4. Les modes significatifs : 89
VII.6.5. Combinaison des composantes de l'action sismiques (ELA) : 89
VII.6.5.1. Directions principales de sollicitations et repère géométrique 89
VII.6.6. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008 90

CHAPITRE VIII : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction 91
VIII.2. Etude de la pile 91
VIII.2.1. Conception de la pile 91
VIII.2.2. Evaluation des efforts agissant sur la pile 92
VIII.2.2.1. Effort sismique 92
VIII.2.2.2. Combinaison des efforts 93
VIII.2.3. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement 93
VIII.2.4. Justification vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme 94
VIII.2.5. Calcul de Ferraillage 94
VIII.2.5.1. Armatures longitudinales : 94
VIII.2.5.2. Armatures transversales : 94
VIII.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant 95
VIII.3. ETUDE DE LA CULEE 96
VIII.3.1. Prédimensionnement de la culée 96
VIII.3.2. Descente des charges : 96
VIII.3.2.1. Calcul du coefficient de poussée : 96
VIII.3.2.2. Calcul des efforts sismiques d'inertie sur la culée : 97

VIII.3.2.3. Evaluation des charges sismiques dues à la poussée des terres 98
VIII.3.2.4. Evaluation des efforts issus du tablier : 98
VIII.3.2.5. Cumul des efforts sismiques : 98
VIII.3.3. Combinaisons des charges pour les culées : 99
VIII.3.4. Ferraillage des éléments de la culée 100
VIII.3.4.1. Mur garde grève 100
VIII.3.4.2. Dalle de transition : 101
VIII.3.4.3. Corbeau d'appui : 102
VIII.3.4.4. Mur frontal : 103
VIII.3.4.5. Mur en retour : 105
VIII.4. Etude de fondation 106
VIII.4.1. Etude de la semelle 106
VIII.4.1.1. Calcul de sollicitation 106
VIII.4.1.2. Nombre des pieux 106
VIII.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu 107
VIII.4.1.4. Ferraillage de la semelle 108
VIII.4.2. Etude des pieux 109
VIII.4.2.1. Calcul de sollicitation 109
VIII.4.2.2. Ferraillage longitudinal des pieux 110
VIII.4.2.3. Ferraillage transversal 110

Conclusion General 112
Bibliographies 113
ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS GEOTHNIQUES
ANNEXE B : LES DIAGRAMMES DES EFFORTS
ANNEXE C : TABLEAUX DE CALCUL
ANNEXE D : CALCUL FERRAILLAGE

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

FIGURE I. 1 : IMPLANTATION DE L'OUVRAGE SUR UNE IMAGE SATELLITAIRE PRISE EN 2024. 2
FIGURE I. 2 : TRACE EN PLAN 3
FIGURE I. 3 : PROFIL EN LONG. 4
FIGURE I. 4 : PROFIL EN TRAVERS. 4

CHAPITRE II : PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT

FIGURE II. 1 : NOTATION DES DIMENSIONS 9
FIGURE II. 2 : NOTATIONS DES DIMENSIONS. 12
FIGURE II. 3 : NOTATIONS DES DIMENSIONS. 15

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX ET HYPOTHESE DE CALCUL

FIGURE III. 1 : DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS DU BETON A L'ELU. 20
FIGURE III. 2 : DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DE CALCUL DE L'ACIER A L'ELU. 21
FIGURE III. 3 : LIMITATION DES CONTRAINTES DANS LES SECTIONS EN B.P 22
FIGURE III. 4 : CAS DE CHARGEMENT. 23
FIGURE III. 5 : SYSTEME DE CHARGEMENT. 25
FIGURE III. 6 : SYSTEME DE CHARGEMENT BT. 26
FIGURE III. 7 : SYSTEME DE CHARGEMENT BR. 27
FIGURE III. 8 : CONVOI DE CHARGE MC 120. 28
FIGURE III. 9 : CONVOI EXCEPTIONNEL D240. 28

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

FIGURE IV. 1 : CHEMINEMENT DE LA REALISATION D'UN FLEAU. 32
FIGURE IV. 2 : LA DISPOSITION DES CHARGES EN SITUATION TEMPORAIRE (COMBINAISON A) 33
FIGURE IV. 3 : LA DISPOSITION DES CHARGES EN SITUATION ACCIDENTELLE (COMBINAISON B) 34
FIGURE IV. 4 : VUE 3D DE MODELE DE FLEAU. 35
FIGURE IV. 5 : MODELISATION PAR ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. 36
FIGURE IV. 6 : MOMENT MAX A L'ELS. 37
FIGURE IV. 7 : MOMENT MAX A L'ELU. 37
FIGURE IV. 8 : MOMENT TRANSVERSAL MAX A L'ELS. 37
FIGURE IV. 9 : MOMENT TRANSVERSAL MAX A L'ELU. 38
FIGURE IV. 10 : EFFORT TRANCHANT MAX A L'ELS. 38
FIGURE IV. 11 : EFFORT TRANCHANT MAX A L'ELU 38

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

FIGURE V. 1 : SCHEMA DESCRIPTIF DE CLOUAGE 39
FIGURE V. 2 : AMENAGEMENT DES TETES DES PILES EN PHASE DE CONSTRUCTION 40
FIGURE V. 3 : TRACE DES CABLES DE CLOUAGE. 42
FIGURE V. 4 : LES ESPACEMENT ET ENROBAGES DES CABLES. 46
FIGURE V. 5 : LES ESPACEMENT ET ENROBAGES DES ANCRAGES. 47
FIGURE V. 6 : TRACE EN PLAN DES CABLES DE FLEAU 48
FIGURE V. 7 : TRACE EN ELEVATION DES CABLES DE FLEAU. 49
FIGURE V. 8 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES A X = 84,7 M. 58

CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERVALE

FIGURE VI. 1 : VUE EN 3D DU CAISSON MODELISE SUR LE LOGICIEL 62
FIGURE VI. 2 : LE MOMENT MAXIMUM SUR PILE A L'ELS 63
FIGURE VI. 3 : LE MOMENT MAXIMUM SUR PILE A L'ELU. 63
FIGURE VI. 4 : LE MOMENT MAXIMUM A L'ELS POUR LE VC. 63
FIGURE VI. 5 : LE MOMENT MAXIMUM A L'ELU POUR LE VC. 64
FIGURE VI. 6 : SECTIONS A JUSTIFIER SELON LE GUIDE SETRA. 64
FIGURE VI. 7 : DIAGRAMME DU MOMENT DE TORSION. 67
FIGURE VI. 8 : L'AIRE Ω 67
FIGURE VI. 9 : FERRAILLAGE DE VOUSSOIR SUR PILE. 70
FIGURE VI. 10 : FERRAILLAGE DE VOUSSOIR POUR LE VC. 70

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONTS

FIGURE VII. 1 : DEFINITION GEOMETRIQUE D'UN APPAREIL D'APPUI. 75
FIGURE VII. 2 : DEFINITION GEOMETRIQUE DES DES D'APPUI. 83
FIGURE VII. 3 : MODELE DE CALCUL MULTIMODAL. 87
FIGURE VII. 4 : SPECTRE DE REPONSE HORIZONTALE 88
FIGURE VII. 5 : SPECTRE DE REPONSE VERTICALE 88

CHAPITRE VIII : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

FIGURE VIII. 1 : DIMENSIONS DE LA PILE LA PLUS HAUTE 91
FIGURE VIII. 2 : PLAN DE FERRAILLAGE DE LA PILE 95
FIGURE VIII. 3 : DIMENSIONS DE LA CULEE C01D. 96
FIGURE VIII. 4 : VUE EN 3D DE LA CULEE AVEC LES PIEUX MODELISE SUR LE LOGICIEL. 100
FIGURE VIII. 5 : PLAN DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE, PIEUX ET CULEE 111
FIGURE VIII. 6 : PLAN DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE ET PIEUX DE LA PILE 111

Listes des tableaux

CHAPITRE II : PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT

TABLEAU II. 1 : RECAPITULATION DU PREDIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1 8
TABLEAU II. 2 : RECAPITULATION DE DECOUPAGE DES VOUSSOIRS. 11
TABLEAU II. 3 : LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU VSP ET DU VSC. 12
TABLEAU II. 4 : LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DU VSP ET DU VSC. 14
TABLEAU II. 5 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE VARIANTE 01 : 16
TABLEAU II. 6 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE VARIANTE 02 PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS : 17
TABLEAU II. 7 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE VARIANTE 03 PONT MIXTE CAISSON FERME. 17

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX ET HYPOTHESE DE CALCUL

TABLEAU III. 1 : CARACTERISTIQUES DE BETON 19
TABLEAU III. 2 : CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION DE BETON. 20
TABLEAU III. 3 : CONTRAINTES ADMISSIBLES DE TRACTION DES ARMATURES PASSIVES 21
TABLEAU III. 4 : DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DE CALCUL DE L'ACIER A L'ELU. 21
TABLEAU III. 6 : ESTIMATION DU POIDS DU AUX CC ET CCP. 22
TABLEAU III. 7 : COEFFICIENT A1 24
TABLEAU III. 8 : VALEURS DE A(L) POUR LES 8 CAS POSSIBLES. 24
TABLEAU III. 9 : LES VALEURS DE BC. 26

TABLEAU III. 10 : LES VALEURS DE BC. 26
TABLEAU III. 11 : LES VALEURS DE BT. 27
TABLEAU III. 12 : VALEURS DE BT. 27
TABLEAU III. 13 : COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE. 29
TABLEAU III. 14 : L'EFFORT DE FREINAGE F(KN) DU SYSTEME A 29

CHAPITRE IV : ETUDE DU TABLIER

TABLEAU IV. 1 : RECAPITULATION DES COMBINAISONS D'ACTION. 34
TABLEAU IV. 2 : EVALUATION DES REACTIONS 35
TABLEAU IV. 3 : COMBINAISONS DE CHARGE EN PHASE DE SERVICE. 36

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

TABLEAU V. 1 : CALCUL DE NOMBRE DE CABLES DE CLOUAGE. 40
TABLEAU V. 2 : VALEURS DE FBU 41
TABLEAU V. 3 : CALCUL DE DIMENSIONS DE CALES. 41
TABLEAU V. 4 : NOMBRES DES CABLES DU FLEAU POUR CHAQUE SECTION. ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**45
TABLEAU V. 5 : LES ESPACEMENT ET ENROBAGES DES ANCRAGES. 47
TABLEAU V. 6 : TRACE DE CABLE EN PLAN ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**48
TABLEAU V. 7 : TRACE DE CABLE EN ELEVATION 49
TABLEAU V. 8 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE PRINCIPALE P1-P2. 50
TABLEAU V. 9 : LA DISPOSITION DES CABLES EN TRAVEE PRINCIPALE EN PLAN 51
TABLEAU V. 10 : LA DISPOSITION DES CABLES EN TRAVEE PRINCIPALE EN ELEVATION 51
TABLEAU V. 11 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE DE TRAVEE DE RIVE C1-P1 52
TABLEAU V. 12 : LA DISPOSITION DES CABLES EN TRAVEE DE RIVE EN PLAN 53
TABLEAU V. 13 : LA DISPOSITION DES CABLES EN TRAVEE DE RIVE EN ELEVATION 53

CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERVALE

TABLEAU VI. 1 : FERRAILLAGE PASSIF DU VSP ET DU VC. 66

CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONTS

TABLEAU VII. 1 : LES RESULTATS ET LE CHOIX DES APPAREILS D'APPUIS 76
TABLEAU VII. 2 : EVALUATION DES RAIDEURS LONGITUDINALES STATIQUES ET DYNAMIQUES DES APPUIS 79
TABLEAU VII. 3 : : EFFORTS HORIZONTAUX DU TABLIER 79
TABLEAU VII. 4 : FERRAILLAGE DES DES D'APPUIS 84
TABLEAU VII. 5 : MODELES DES JOINTS WD. 85
TABLEAU VII. 6 : MODES PROPRES. 89
TABLEAU VII. 7 : ANGLE EN PLAN ENTRE L'AXE LONGITUDINAL DU TABLIER PAR RAPPORT AU REPERE GLOBAL 90
TABLEAU VII. 8 : LES COMBINAISONS DES FORCES SISMIQUES. 90
TABLEAU VII. 9 : EVALUATIONS DES EFFORTS SISMIQUES 90

CHAPITRE VIII : ETUDE D'INFRASTRUCTURE

TABLEAU VIII. 1 : EVALUATIONS DES EFFORTS A LA BASE DE LA PILE LA PLUS ELEVE 92
TABLEAU VIII. 2 : EVALUATIONS DES EFFORTS SISMIQUE A LA BASE DE CHAQUE PILE 92
TABLEAU VIII. 3 : COMBINAISONS DES EFFORTS A LA BASE DE LA PILE 93
TABLEAU VIII. 4 : VERIFICATION DE FLAMBEMENT 93
TABLEAU VIII. 5 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES PILES 94
TABLEAU VIII. 6 : FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES PILES 95
TABLEAU VIII. 7 : CALCUL DES COEFFICIENTS DE POUSSEE POSSIBLES. 97
TABLEAU VIII. 8 : EVALUATION DES EFFORTS ISSUS DU TABLIER : 98
TABLEAU VIII. 9 : LES REACTIONS 98

TABLEAU VIII. 10 : EFFORTS SISMIQUES TOTALES 99
TABLEAU VIII. 11 : LES REACTIONS 103
TABLEAU VIII. 12 : CALCUL DES POUSSEES DYNAMIQUES SUR MUR FRONTAL. 103
TABLEAU VIII. 13 : LES EFFORTS SISMIQUES DUS AU TABLIER. 104
TABLEAU VIII. 14 : EFFORTS SISMIQUES TOTALES. 104
TABLEAU VIII. 15 : SOLLICITATION SUR MUR FRONTAL. 104
TABLEAU VIII. 16 : SOLLICITATIONS DE MXX 105
TABLEAU VIII. 17 : LES MOMENTS MYY SUR LE MUR EN RETOUR. 105
TABLEAU VIII. 18 : LES DIMENSIONS DE LA SEMELLE SOUS LA CULEE ET LA SEMELLE SOUS LA PILE. 106
TABLEAU VIII. 19 : LES SOLLICITATIONS LES PLUS DEFAVORABLES SUR LA SEMELLE 106
TABLEAU VIII. 20 : NOMBRE DE PIEUX SOUS LA SEMELLE. 107
TABLEAU VIII. 21 : MOMENT DE LA SEMELLE EN S1 108
TABLEAU VIII. 22 : FERRAILLAGE DE LA SEMELLE 109
TABLEAU VIII. 23 : MOMENT & EFFORT TRANCHANT APPLIQUES SUR SEUL PIEU. 110

INTRODUCTION GENERAL

Introduction General

La conception et la construction d'ouvrages d'art, tels que les ponts, sont des défis complexes qui requièrent une approche minutieuse et multidisciplinaire. Que ce soit pour franchir des obstacles naturels comme les cours d'eau et les vallées, ou pour surmonter des contraintes artificielles telles que d'autres voies de circulation, les ingénieurs et concepteurs s'efforcent d'optimiser à la fois la performance technique et l'efficacité économique de ces structures.

Les ponts se déclinent en plusieurs types, chacun ayant sa propre fonction.

Les ponts routiers permettent la circulation des véhicules, tandis que les viaducs offrent un moyen de franchir des brèches à grande hauteur. Les passerelles et les ponts ferroviaires complètent cette diversité.

La démarche de conception des ponts est itérative, impliquant des ajustements constants pour répondre aux contraintes imposées par la nature et les besoins fonctionnels. Cependant, l'étude constitue la deuxième phase essentielle du projet. Elle repose sur des hypothèses de calcul rigoureuses et des vérifications minutieuses. L'objectif est de dimensionner un ouvrage capable de résister aux charges du trafic, aux incidents potentiels liés à la circulation et aux aléas environnementaux, tout en minimisant les coûts de construction.

Pour atteindre ces objectifs, les concepteurs se réfèrent à des normes, des guides, des ouvrages spécialisés et leur propre expérience. Le mémoire de fin d'études que nous présentons se concentre sur la conception et l'étude d'un ouvrage d'art situé au PK 229.725. Structuré en huit chapitres, il aborde la présentation de l'ouvrage, la conception préliminaire, et le dimensionnement définitif des éléments sous chargement statique et dynamique de la variante retenue.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU PROJET

I.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.

I.2. Présentation du PROJET :

I.2.1. Situation du Projet

Notre ouvrage OA6 (dédoublement route expresse RN11) à concevoir et étudier, fait partie du projet travaux d'accessibilité de la ZET de SIDI FREDJ et PALM BEACH sur 230 m.



Figure I. 1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire prise en 2024.

I.2.2. Obstacle à franchir

L'obstacle franchi par l'ouvrage, représente un oued d'une largeur de 14.7m et un giratoire

I.3. Les données du projet

I.3.1. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage fixées par le tracé routier de la ZET sont :

- Viaduc sens vers ZERALDA (ouvrage droite) :
  - Longueur : 229 m du PK 237.702 au PK 465.872.
  - Largeur du tablier : 8,90 m.
  - La pente : 0,60 %.
- Viaduc sens vers STAOUALI (ouvrage gauche) :
  - Longueur : 229 m du PK 229.262 au PK463.382.
  - Largeur du tablier : 8,90 m.
  - La pente : 0,61 %.

I.3.2. Les données fonctionnelles

I.3.2.1. Tracé en plan :

Les deux Axes d'ouvrage en plan sont des courbes de rayon de :

- Rayon de l'Axe droite : 306.25m
- Rayon de l'Axe gauche : 298.25.25m

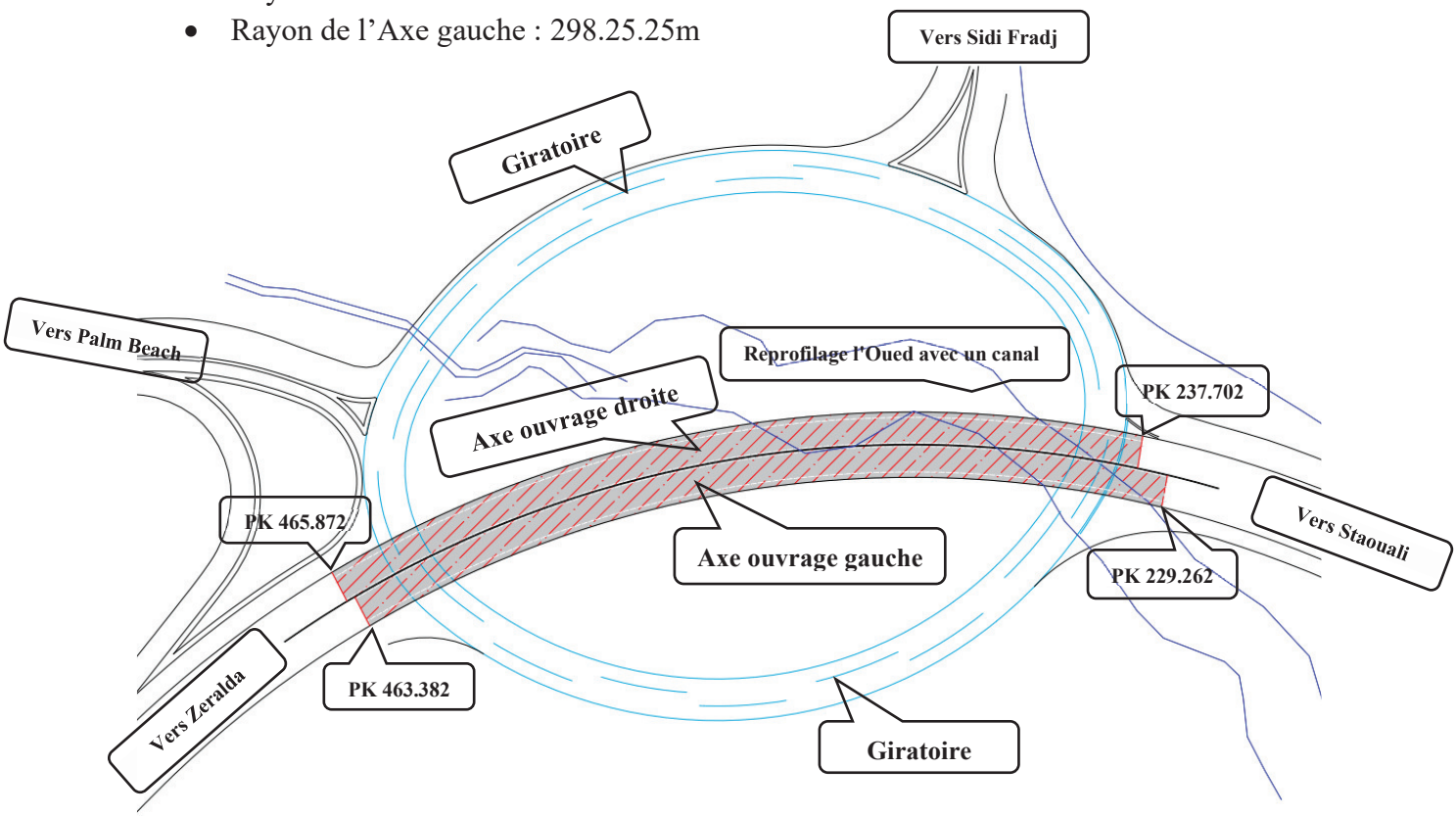


Figure I. 2 : Tracé en plan

I.3.2.2. Profil en long

Longitudinalement, l'ouvrage représente un alignement droit d'une rampe de 0.6%

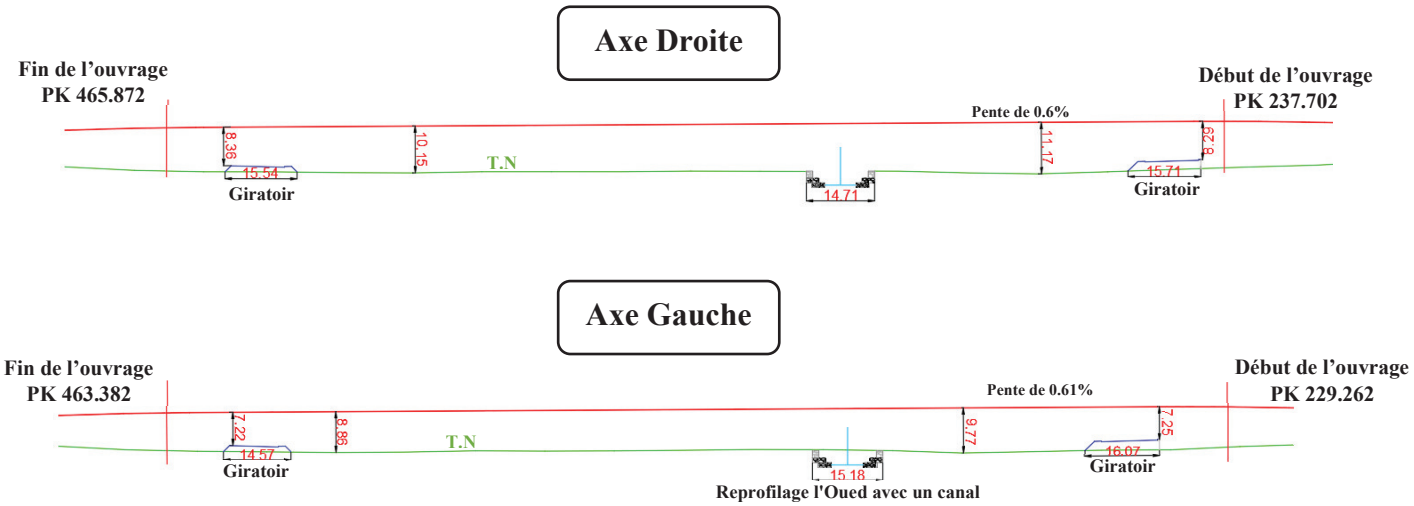


Figure I. 3 : Profil en long.

I.3.2.3. Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- Deux tabliers qui forment ensemble un dévers en toit de 2.5%.
- Une chaussée de 8.9 m contenant deux voies de 3.5 m chacune.

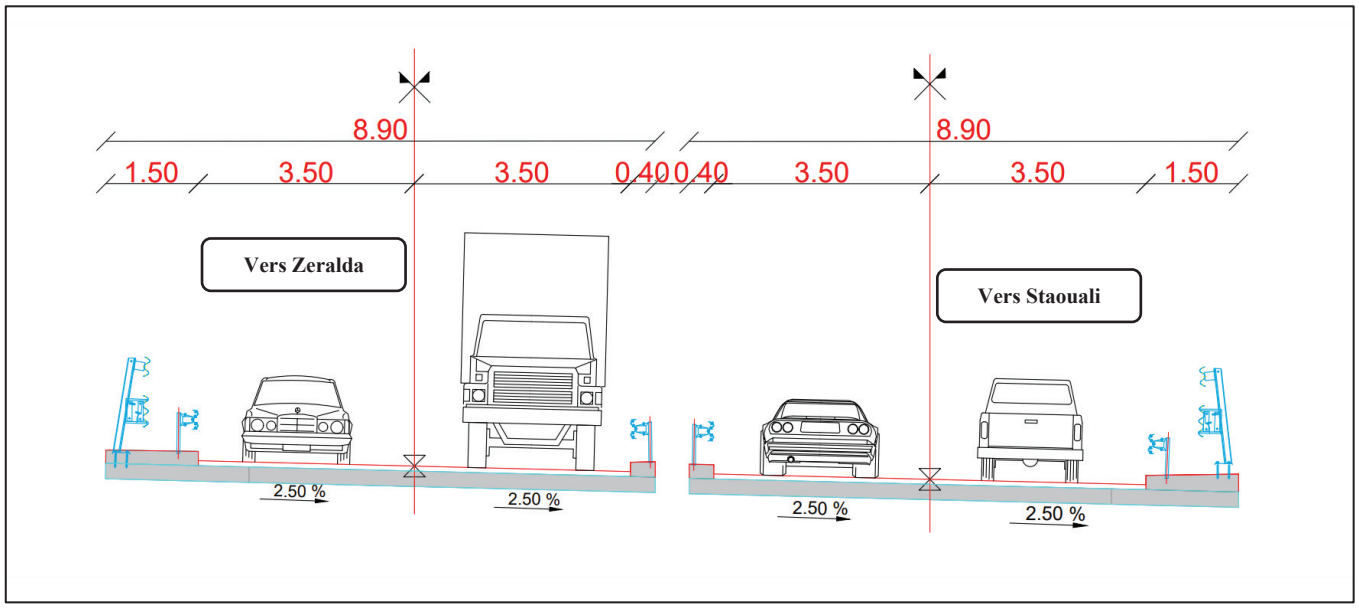


Figure I. 4 : Profil en travers.

I.3.3. Les données naturelles

I.3.3.1. 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

I.3.3.2. Sismicité du site :

L'ouvrage se situé dans la wilaya d'Alger qui est classe dans zone III (sismicité forte), Selon la norme citée aux RPOA le pont classé dans le groupe 2 (pont important), avec un coefficient d'accélération A=0.3 selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008, tableau 3.1)

I.3.3.3. 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 suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : +35° C et -15º C.

Dans cette amplitude de température, une part de température rapidement variable (variation journalière) est prise égale ±10.

I.3.3.1. Gradient Thermique :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse est **$\Delta\theta = \pm 7°C$** (RCPR ; tableau 3.2), (tablier béton/en service)

I.3.3.2. Vent :

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 1.25 KN/m² en cours de réalisation.
- 2.00 KN/m² en service.

I.3.3.3. Géotechnique :

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

- **Essais in situ :** Un sondage carotté (SC013) de 30.0m profondeur et un sondage au pressiomètre PR-06 de 30m de profondeur,

- Essais de pénétration au carottier SPT : 07 essais SPT ont été réalisés sur le sondage sc1
- Un essai pressiométrique a été réalisé SP6

➢ **Essais de laboratoire :** Tous les échantillons prélevés des sondages réalisés, ont fait l'objet d'analyses en laboratoire conformément aux normes en vigueur, le programme réalisé a consisté à l'exécution des essais suivants :

- **Essais d'identification** :
  - Analyses granulométriques.
  - Analyses sédimentométriques.
  - Limites d'Atterberg.
- **Essais physiques :**
  - Mesures de la teneur en eau.
  - Mesures de la densité sèche et humide.
  - Degrés de saturation.
- **Essais mécaniques :**
  - Essai de cisaillement rectiligne à la boite de Casagrande (UU et CD).
  - Essais de compressibilité à l'oedomètre.

Selon les résultats du sondage réalisé, la stratigraphie de l'assiette de l'ouvrage est constituée des facies suivants :

- 0.00-9.00m Argile limoneuse a limons argileux finement sableux brunâtre
- 9.00-21.5 m sable fin à moyen légèrement argileux
- 21.5-25.0m grès fracturée dure très mal récupéré.
- 25.0-30.0m marne grise ferme a compacte en profondeur

➢ **Eau souterraine**

Un niveau d'eau a 11.0m de profondeur, a été retrouvée.

NB : L'implantation des essais de reconnaissance géotechnique est donnée dans le plan lithologique ci-dessous. Les résultats sont donnés à **l'Annexe A**.

I.3.3.4. Recommandations pour les types de fondation :

D'après le rapport géotechnique fourni par le Laboratoire BET SARL ESR ENGINEERING la nature de sol est de formation argilo limoneuse a limons argileux sableux sur les 9 premiers mètres et la nature sableuse a sablo argileuse sur 14m entre 9 et 23m avec un substratum marneux,

La catégorie conventionnelle des sols selon le fascicule 62 [1] :

- Sables, sable argilo limoneux et grès altérée de classe B (moyennement compacts, pl moyenne 1.1 MPA).
- Marne compacte (MC) : de classe B (compacts, pl > 3.3 MPA).

I.3.3.5. Conclusion :

Le type de fondation est « fondation profonde » pieux forés avec tubage (pieux ne refoulant pas le sol).

CHAPITRE II :

CONCEPTION ET

PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION :

La conception du pont repose sur l'optimisation technico-économique des ouvrages de franchissement prévus, en tenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère, Cette opération de synthèse fait appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur, en intégrant de nombreux paramètres des différents types d'ouvrages et des modalités de leur exécution.

Le prédimensionnement d'un ouvrage consiste à fixer les dimensions des différents éléments qui composent l'ouvrage, tout en respectant certaines règles et principes pratiques de construction. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les critères principaux suivants :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers, la hauteur libre et l'ouverture à réserver).
- Les positions possibles des appuis.
- L'élancement possible.
- Les conditions topographiques et géotechniques
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.
- L'aspect économique.
- La touche esthétique.

A partir de ses critères nous avons choisis ces trois variantes :

- **Variante 1** : Pont à poutres précontraintes du type VIPP
- **Variante 2** : Pont voussoirs préfabriqués en béton précontraint construit par encorbellements successifs
- **Variante 3** : Pont mixte caisson fermée

II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTE

II.2.1. Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont généralement très économiques, et les portés peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m, leur bonne conception doit respecter certaines règles sur le plan technique et esthétique.

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

II.2.1.1. Conception longitudinale :

Pour bien implanter les appuis, on évite le reprofilage de l'oued et l'axe de giratoire, l'implantation des culées offre une longueur d'environ 229 m. On propose une variante de 7 travées égales de 32.72 m de longueur. D'où une poutre de 32.3 m.

II.2.1.2. Conception transversale :

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau II. 1 : Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 - 40	32.3
La hauteur totale du tablier	$L/20 < Ht < L/17$	1.75 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
Hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e$	1.50 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40\ m < \lambda < 2.00\ m$	1.45 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	6
La largeur de la table de compression	$b \geq 0{,}6 \times H_p$	1 m
Épaisseur de la table de compression	$12\ cm \leq e_1 \leq 15\ cm$	15 cm
La largeur du talon	$60\ cm \leq L_t \leq 90\ cm$	60 cm
Épaisseur du talon	$10\ cm \leq E_t \leq 20\ cm$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$30 \times 110\ cm^2$

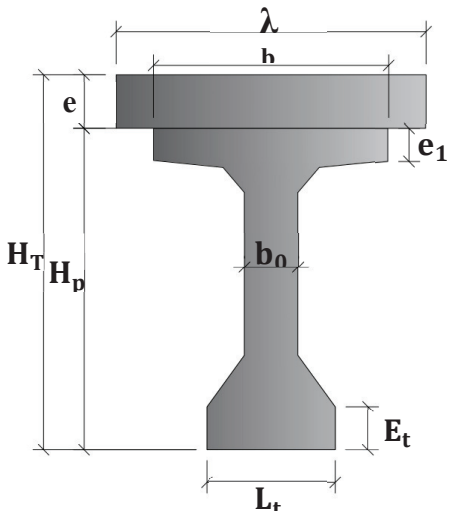


Figure II. 1 : Notation des dimensions

II.2.1.3. Avantages :

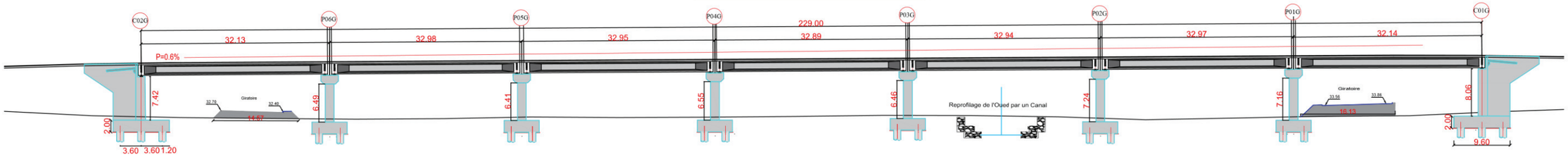
- Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.
- Maîtrise de la préfabrication des poutres.
- Le fonctionnement isostatique permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique
- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier à poste fixe est en général de meilleure qualité
- Très économiques dans la réalisation
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux (Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations).

II.2.1.4. Inconvénients :

- Il s'adapte difficilement aux franchissements courbes.
- La portée de ce type de pont est petite (Nombres d'appuis et de joints de chaussée est trés importants)
- Les lignes d'appuis de deux travées adjacentes non parallèles (élargissement des chevêtres)
- L'utilisation des fondations profondes à cause du poids propre important.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- L'inconfort de l'usager au passage des joints de chaussée.
- Coût d'entretien très importants.

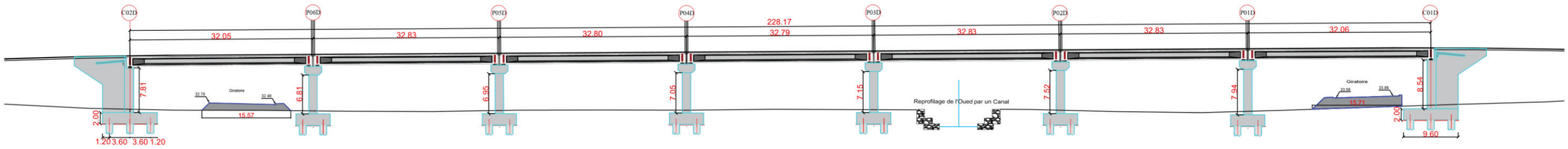
PROFIL EN LONG "AXE OA DROITE"

Ech:1/400



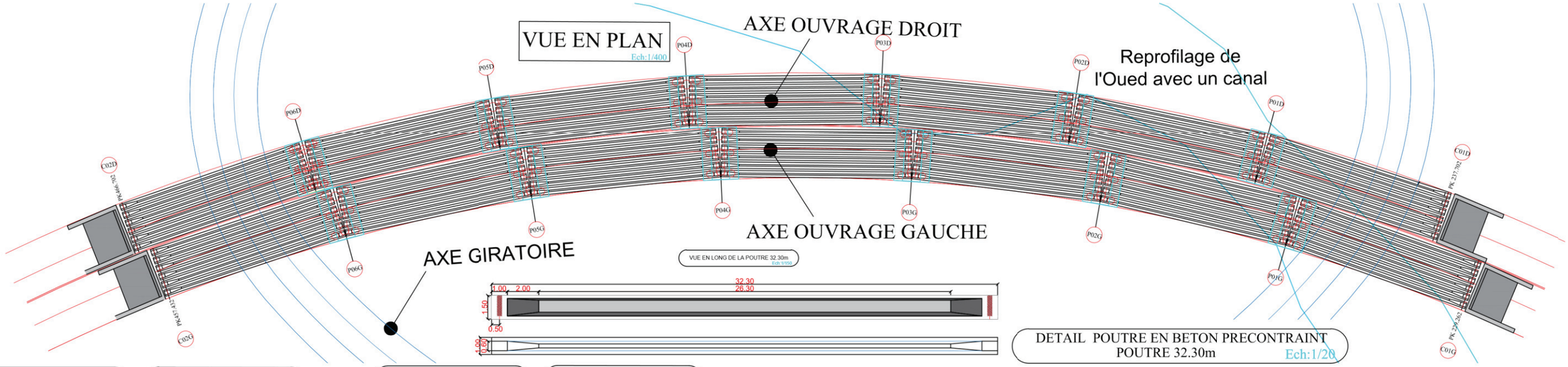
PROFIL EN LONG "AXE OA GAUCHE"

Ech:1/400



VUE EN PLAN

Ech:1/400



VUE EN LONG DE LA POUTRE 32.30m

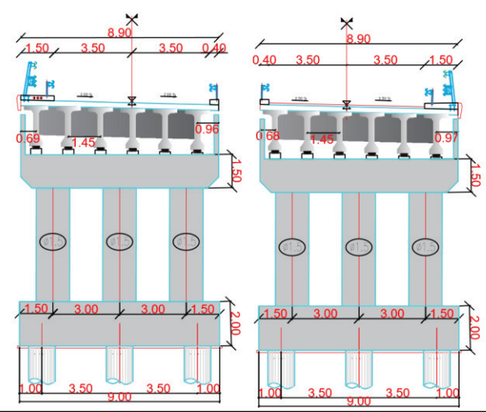
Ech:1/150

DETAIL POUTRE EN BETON PRECONTRAINT
POUTRE 32.30m

Ech:1/20

COUPE TRANSVERSALE SUR LA PILE DROITE

Ech:1/150

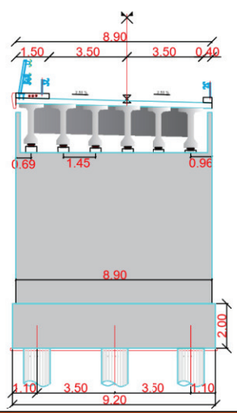


COUPE TRANSVERSALE SUR LA PILE GAUCHE

Ech:1/150

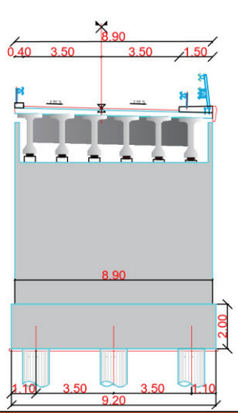
COUPE TRANSVERSALE SUR LA CULEE DROITE

Ech:1/150

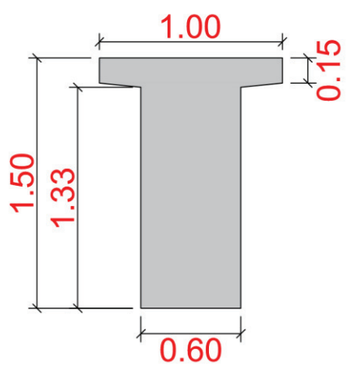


COUPE TRANSVERSALE SUR LA CULEE GAUCHE

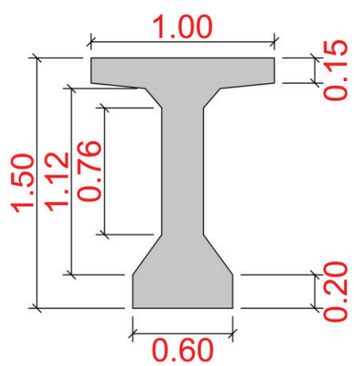
Ech:1/150



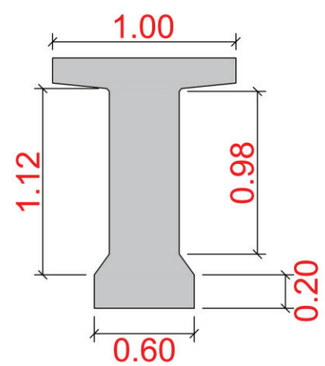
DETAIL POUTRE PRECONTRAINTE SECTION D'ABOUT



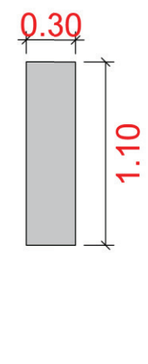
DETAIL POUTRE PRECONTRAINTE SECTION MEDIANE



DETAIL POUTRE PRECONTRAINTE SECTION INTERMEDIAIRE



DETAIL ENTRETOISE



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

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	Variante N°1	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude d'un ouvrage d'art dans le cadre du projet de TRAVAUX D'ACCESSIBILITE DE LA ZET DE SIDI FRADJ ET PALM BEACH	ZAAF Salah eddine BENNADJI Salah	Pont a poutre précontraintes du type VIPP	1/400,1/150 1/20	1	2023 / 2024

II.2.2. Variante 02 : « Pont voussoirs préfabriqués en béton précontraint construit par encorbellements successifs »

Le système de pont est hyperstatique. On procède à un assemblage de voussoirs préfabriqués à l'aide de la post tension. La construction par encorbellements successifs s'applique majoritairement à des ponts dont les tabliers peuvent être assimilés à des poutres droites ou courbes en plan, ce qui est le cas de notre ouvrage. Les ponts-caissons construits en encorbellement successif, permettent d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 40 à 200 m voire 300 m, et de réaliser des ouvrages entre 60 et 100 m pour un tablier de hauteur constante ou variable, Cette méthode consiste à ériger l'ouvrage symétriquement en porte à faux à partir des piles, par tranches successives (voussoirs), coulés en place ou préfabriqués, la stabilité étant assurée par la mise en tension successive des câbles de précontrainte, ancrés à l'extrémité de chaque voussoir.

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

La construction s'effectue :

- En général symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau
- Parfois dissymétriquement, d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente

II.2.2.1. Conception longitudinale :

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferraillage sont bien supérieurs aux gains de matière possible. Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre un 1/20 à 1/25 de la portée maximale.

La hauteur constante, est bien adaptée aux ouvrages de géométrie complexe, notamment les ponts très courbes ; il en est de même des ouvrages situés dans des sites complexes (sites urbains, échangeurs, etc.)

Notre ouvrage est courbé d'un rayon de l'axe gauche est 298.25m et l'axe droite est 306.25m et situé dans une zone urbaine et franchit un giratoire et un reprofilage d'oued

On propose dans cette variante de projeter un pont voussoirs à hauteur constante composé de deux travées principales de 63 m de longueur et deux travées de rives de 51,10 m de longueur, ce qui résulte d'une longueur totale du pont égale à 228.20 m.

II.2.2.2. Découpage des voussoirs :

Pour un ouvrage dont les voussoirs sont préfabriqués, le principal critère de détermination de la longueur est la limitation du poids de ces voussoirs car les voussoirs préfabriqués doivent être déplacés avec des engins spécifiques, dont la capacité est forcément limitée.

Tableau II. 2 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Description	Valeur retenue	Nombre des voussoirs
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5 m, suivant les ouvrages. Les voussoirs sont préfabriqués, le principal critère de détermination de la longueur est la limitation du poids de ces voussoirs.	**2.4m**	**86**
Voussoirs sur piles	Les dimensions du voussoir sur pile sont souvent incompatibles avec la capacité des engins de transport et de pose des voussoirs. On découpe donc les VSP en deux voire trois parties assemblées par précontrainte.	**4m**	**6**
Voussoirs de clavages	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancés, leur longueur varie de 1,5 à 3 m.	**1.4m**	**4**

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 100.**

- 6 voussoirs sur pile.
- 4 voussoirs de clavage.
- 86 voussoirs courants.
- 4 voussoirs sur culée.

II.2.2.3. Conception transversale :

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres et un pont fortement courbé, la solution la plus économique et techniquement la meilleure est celle d'un caisson à section fermé.

II.2.2.4. Pré dimensionnement da la section transversale :

En se basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir est comme suit :

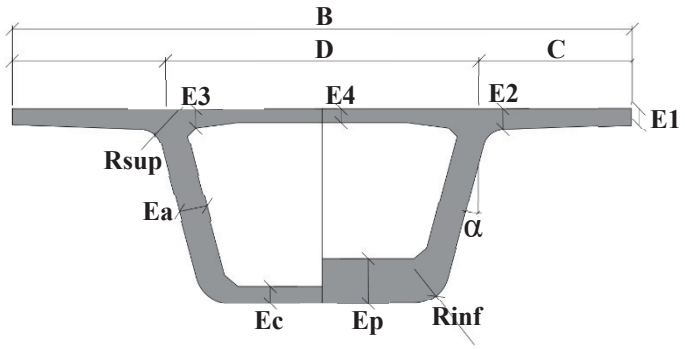


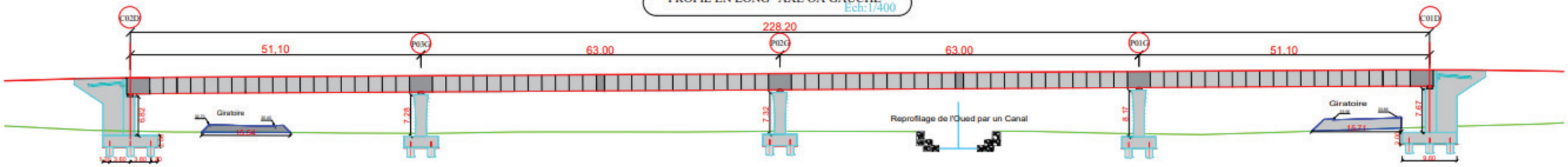
Figure II. 2 : Notations des dimensions.

Tableau II. 3 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	8.9 m
Largeur d'encorbellement		C = B / 4	2.2 m
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	4.5 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	25 cm
	e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	30 cm
	e_3	$e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5\ e_4$)	28 cm
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	15°
Gousset supérieur		R_{sup}	30 cm
Gousset inférieur		R_{inf}	50 cm
Hauteur du voussoir		$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$	280 cm
Epaisseur de l'âme		$E_a \geq 26 + L/500$	40 cm
Epaisseur de l'hourdis inférieur	Sur pile	$35 \leq E_p \leq 80$ cm	65 cm
	A la clef	$E_c \geq$ 18 à 22 cm	25 cm

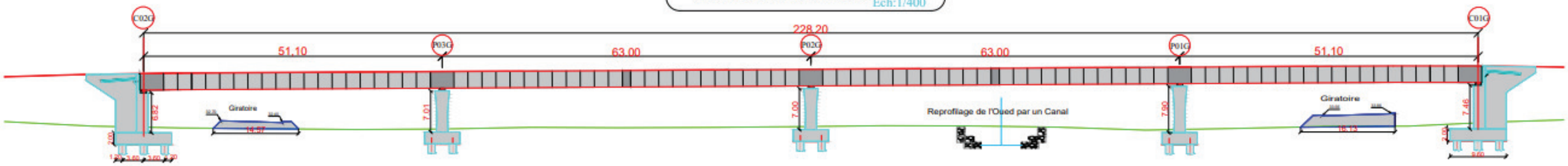
PROFIL EN LONG "AXE OA GAUCHE"

Ech:1/400



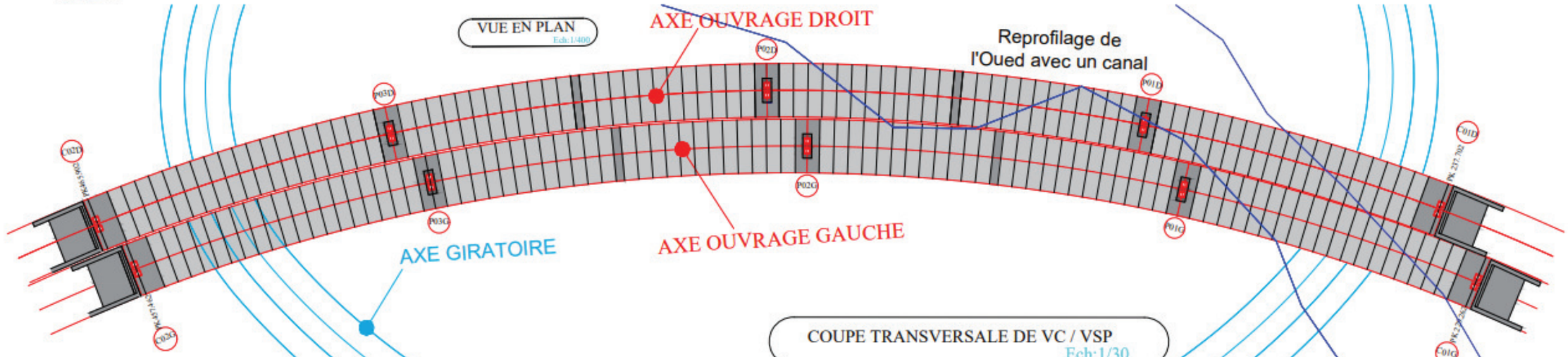
PROFIL EN LONG "AXE OA DROITE"

Ech:1/400



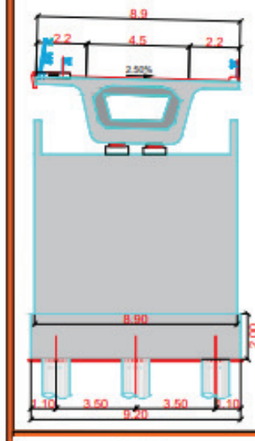
VUE EN PLAN

Ech:1/400



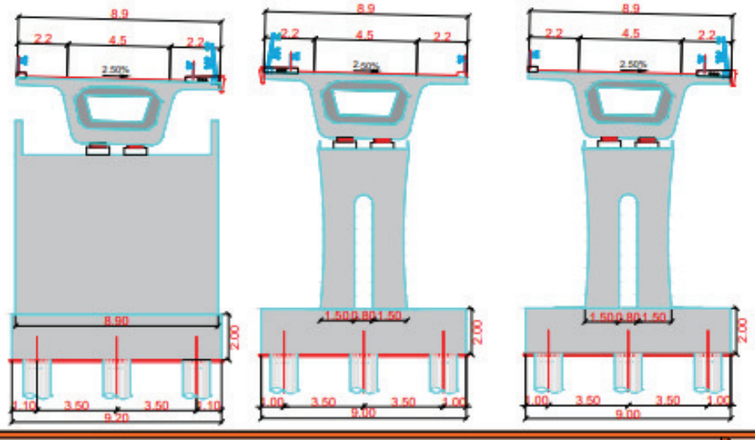
COUPE TRANSVERSALE SUR LA CULEE DROITE ET GAUCHE

Ech:1/150



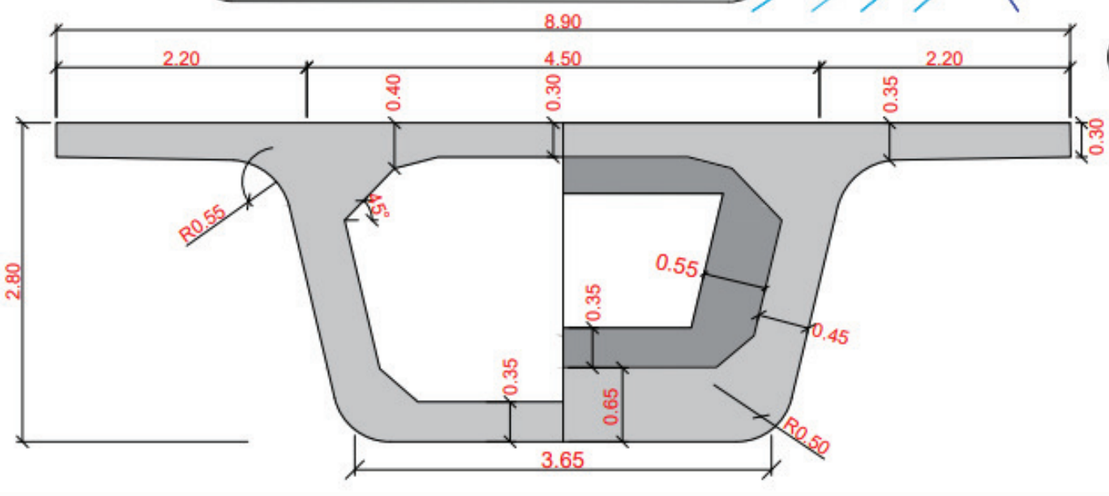
COUPE TRANSVERSALE SUR LA PILE DROITE ET GAUCHE

Ech:1/150



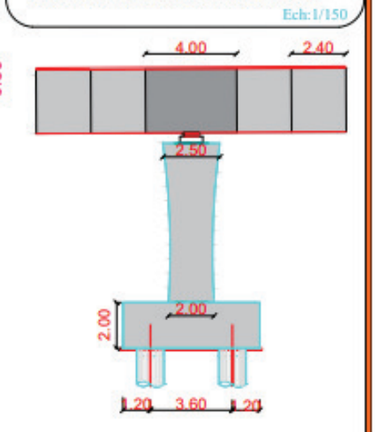
COUPE TRANSVERSALE DE VC / VSP

Ech:1/30



COUPE LONGITUDINALE SUR LA PILE

Ech:1/150



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

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	Variante N°1	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude d'un ouvrage d'art dans le cadre du projet de TRAVAUX D'ACCESSIBILITE DE LA ZET DE SIDI FRADJ ET PALM BEACH	ZAAF Salah eddine BENNADJI Salah	Pont Voussoirs construit par encorbellements successifs	1/400,1/150 1/20	2	2023 / 2024

II.2.2.5. Avantages :

- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.
- La facilité de franchir en courbe
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- La portée de ce type de pont est plus grande (moins de piles).
- Les caissons offrent une meilleure rigidité à la torsion (Faible rotation du tablier) ce qui en fait une structure de choix pour les ponts courbes.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage.
- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètres de tablier par jour.
- La petitesse de voussoirs préfabriqués permet de limiter le poids des éléments à poser et, donc, de réduire le coût du matériel de pose.

II.2.2.6. Inconvénients

- Le poids est important (tablier assez épais).
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.
- Les éléments sont préfabriqués en usine, puis acheminés et mis en place avec des grues.
- Les caissons sont plus coûteux à la fabrication, 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.
- Fondations plus importantes

II.2.3. Variante 3 : Pont mixte caisson fermée

Les ponts poutres en caisson se composent d'une dalle de roulement en béton armé et d'une charpente métallique en forme de U, assemblée à partir de tôles métalliques. La particularité de ces ouvrages est de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Depuis les années 1980, les ponts mixtes acier/béton sont en constante progression. Selon le type de franchissement et la portée de l'ouvrage requise, plusieurs solutions de dimensionnement de ponts mixtes existent. Les caissons simples fermés sont de ce fait des structures particulièrement bien adaptées au cas des tabliers de faibles dimensions. Ils sont également bien adaptés aux ouvrages courbes car leur tôle supérieure permet de s'affranchir de contreventement provisoire.

II.2.3.1. Conception longitudinales

On propose pour cette variante, deux travées principales de 71 m de longueur et une travées de rive de 43.1 m pour une longueur totale de 228.

II.2.3.2. Conception transversales

La tôle de fond doit être raidie pour résister aux efforts de compression qu'elle subit en service ou pendant la mise en place de la charpente.

Sur les ouvrages courbes, les raidisseurs en té peuvent être disposés parallèlement aux âmes sachant que les cadres reprennent la poussée au vide due à leur courbure en plan.

Le raidissage de la tôle de fond peut être constant longitudinalement sur des ouvrages de dimensions modestes.

II.2.3.3. Pré dimensionnement de la section transversale :

En se basant sur le guide SETRA (ponts mixte acier-béton guide de conception durable septembre/2010), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir est :

Tableau II. 4 : Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Entraxe sup. des âmes	L = 0,50 à 0,55 LT	4.9m
Largeur d'encorbellement	C	2m
Hauteur des âmes	H = 1 / 30e à 1 / 40e de la portée maximale	2m
Inclinaison des âmes	α = 0 à 50 %	25°
Épaisseur des âmes	E_a = 16 à 35 mm suivant section, largeur et portée	25 mm
Épaisseur de la tôle de fond	E_{tf} = 25 à 80 mm suivant section, largeur et portée	50 mm
Épaisseur de la dalle	Ec= 0.13+ $\frac{(Lt-L)}{26}$ au droit des âmes Ed=0.12+ $\frac{L}{50}$ au centre du tablier	30 cm 25 cm

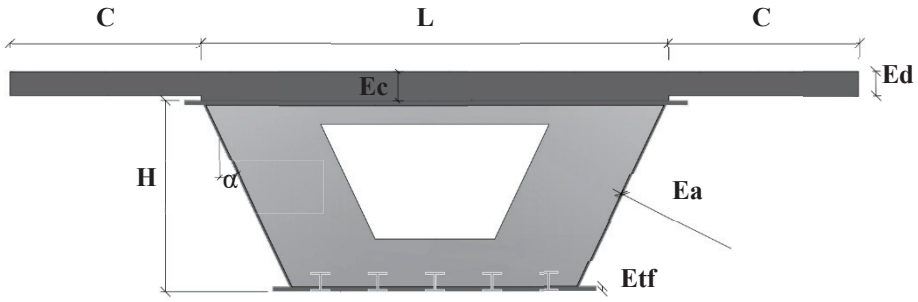


Figure II. 3 : Notations des dimensions.

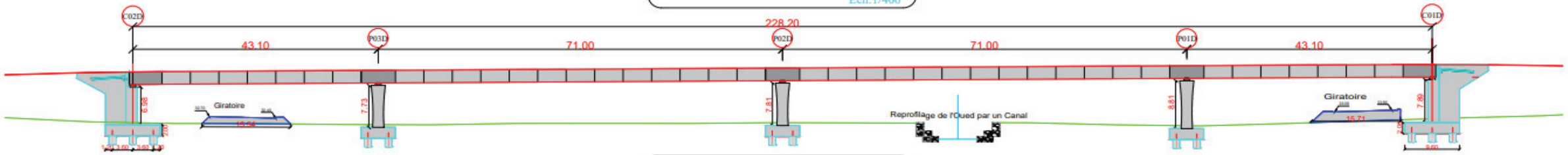
II.2.3.4. Avantages

- L'acier offre un excellent rapport poids/performance.
- La rapidité d'exécution est un atout majeur de l'acier.
- La précision dimensionnelle des structures en acier.
- La possibilité de remplacer des éléments en cas de besoin est un autre avantage important de l'acier.
- L'acier offre une grande liberté architecturale.
- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté de l'acier permet de réduire le nombre de pieux nécessaires pour la fondation des structures.
- L'acier présente une grande rigidité en flexion.
- L'acier n'est pas sensible au tassement différentiel.
- La section fermée offre une bonne résistance à la torsion.

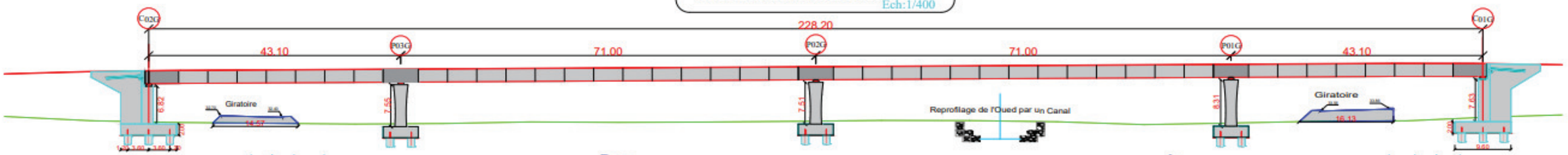
II.2.3.5. Inconvénients

- La construction d'un pont en acier nécessite une vigilance de tous les instants.
- La résistance et la stabilité de la structure doivent être constamment vérifiées pendant le montage, et un contrôle strict s'impose sur le chantier.
- Des risques potentiels comme le flambement des pièces ou le renversement doivent être anticipés.
- Les ponts mixtes acier-béton présentent une particularité : le retrait et le fluage du béton influencent la répartition des forces internes, ce qui doit être pris en compte dès la conception.
- A plus long terme, la lutte contre la corrosion et la fatigue des assemblages sont des défis majeurs pour la durabilité du pont.
- La main-d'œuvre qualifiée, notamment pour le soudage, est essentielle à la réussite du projet.

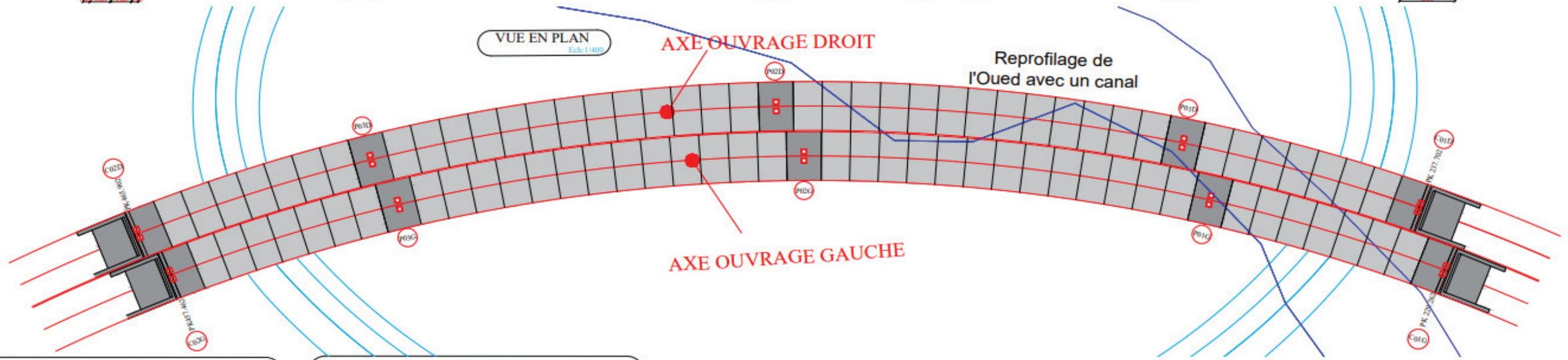
PROFIL EN LONG "AXE OA GAUCHE"
Ech:1/400



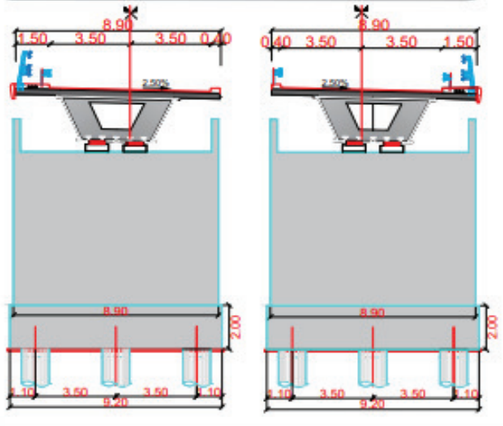
PROFIL EN LONG "AXE OA DROITE"
Ech:1/400



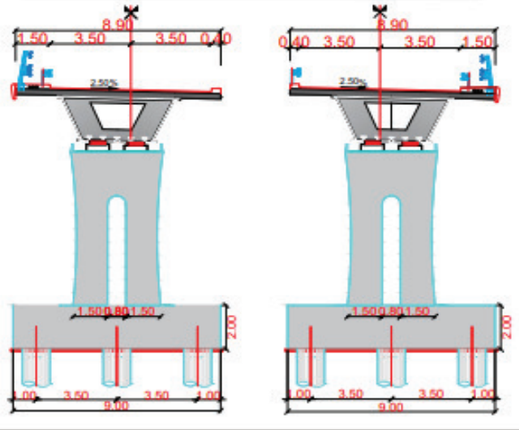
VUE EN PLAN
Ech:1/400



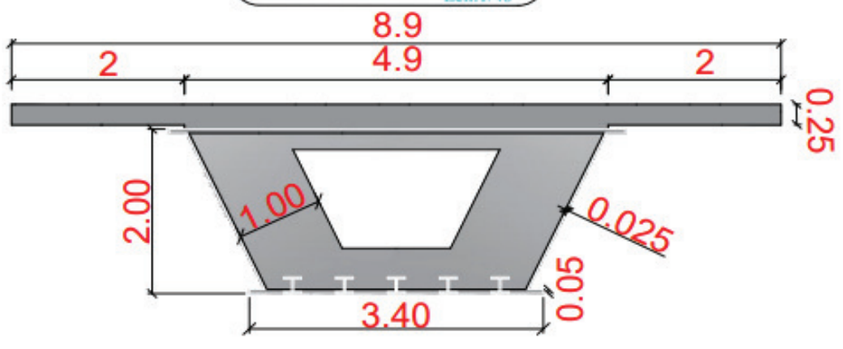
COUPE TRANSVERSALE SUR LA CULEE DROITE ET GAUCHE
Ech:1/150



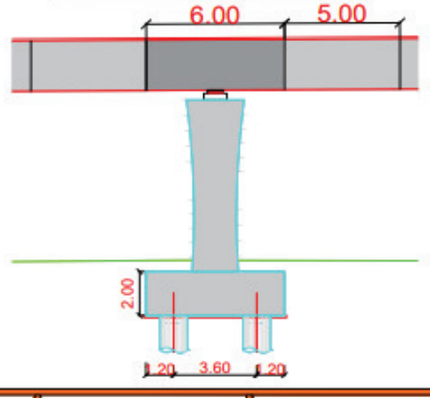
COUPE TRANSVERSALE SUR LA PILE DROITE ET GAUCHE
Ech:1/150



COUPE TRANSVERSALE
Ech:1/40



COUPE LONGITUDINALE SUR LA PILE
Ech:1/150



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering

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	Variante N°1	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Conception et étude d'un ouvrage d'art dans le cadre du projet de TRAVAUX D'ACCESSIBILITE DE LA ZET DE SIDI FRADJ ET PALM BEACH	ZAAF Salah eddine BENNADJI Salah	Pont Caisson fermé mixte	1/400,1/150 1/40	3	2023 / 2024

II.3. ANALYSE MULTICRITERE :

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 …).

II.3.1. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes :

Tableau II. 5 : Devis estimatif et quantitatif de la variante VIPP :

Elément	Unité	Quantité	Prix unitaire (HT)	Montant
Post 1 : Pieux				
Réalisation des pieux	ml	900	55 000	49 500 000
Totale (Post 1)				**49 500 000**
Post 2 : Béton				
Poutre	m^3	921.9	35 000	32 266 500
Dalle	m^3	409.4	35 000	14 329 000
Pile	m^3	493.51	30 000	14 805 300
Semelle	m^3	1001.28	30 000	30 038 400
Culée	m^3	783.92	30 000	23 517 600
Béton de Propreté	m^3	84.26	11 000	926 860
				115 883 660
Post 3 : Acier				
Acier Fe500 HA infrastructure	t	319.1	106 000	33 824 600
Acier Fe500 HA tablier	t	292.9	106 000	31 047 400
Acier précontrainte	t	35.95	450 000	16 177 500
Totale (Post 3)				**81 049 500**
TOTAL HORS TAXES			246 433 160	
TVA 19%			46 822 301	
TOTAL EN TTC			**293 255 461**	

Tableau II. 6 : Devis estimatif et quantitatif de Variante 02 pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs :

Elément	Unité	Quantité	Prix unitaire (HT)	Montant
Post 1 : Pieux				
Réalisation des pieux	ml	1080	55 000	59 400 000
Totale (Post 1)				**59 400 000**
Post 2 : Béton				
Tablier	m^3	3532.6	35 000	123 641 000
Pile	m^3	406.95	30 000	12 208 500
Semelle	m^3	677.28	30 000	20 318 400
Culée	m^3	783.92	30 000	23 517 600
Béton de Propreté	m^3	56.9	11 000	625 900
Totale (Post 2)				**180 311 400**
Post 3 : Acier				
Acier Fe500 HA infrastructure	t	261.54	106 000	27 723 240
Acier Fe500 HA tablier	t	777.17	106 000	82 380 232
Acier précontrainte	t	151.4	450 000	68 130 000
Totale (Post 3)				**178 233 472**
TOTAL HORS TAXES			417 944 872	
TVA 19%			79 409 525.68	
TOTAL EN TTC			**497 354 398**	

Tableau II. 7 : Devis estimatif et quantitatif de Variante 03 pont mixte caisson fermé.

Elément	Unité	Quantité	Prix unitaire (HT)	Montant
Post 1 : Pieux				
Réalisation des pieux	ml	972	55 000	53 460 000
Totale (Post 1)				**53 460 000**
Post 2 : Béton				
Pile	m^3	406.95	30 000	12 208 500
Semelle	m^3	677.28	30 000	20 318 400
Culée	m^3	783.92	30 000	23 517 600
Béton de Propreté	m^3	56.9	11 000	625 900
Dalle	m^3	568.1	35 000	19 883 500
Totale (Post 2)				**76 453 900**
Post 3 : Acier				
Acier Fe500 HA infrastructure	t	261.55	106 000	27 724 300
Acier Fe500 HA Tablier	t	147.71	106 000	15 657 260
Acier charpente métallique	t	255.3	700 000	563 500 000
Totale (Post 3)				**606 881 560**
TOTAL HORS TAXES			736 795 460	
TVA 19%			139 991 138	
TOTAL EN TTC			**876 786 598**	

II.3.2. Analyse des variantes :

II.3.2.1. Variante 01 (pont à poutres) :

Simple et rapide à réaliser, et moins coûteux. Mais l'ouvrage étant situé dans une zone urbanisée et touristique, elle présente un nombre d'appuis très important, ce qui nuit à l'esthétique. Sans oublier la difficulté de franchissement en cas de courbure importante de l'ouvrage.

II.3.2.2. Variante 02 (pont voussoirs) :

La variante a un nombre d'appuis acceptable ce qui donne une forme plus esthétique, plus adaptée au tracé fortement courbé, 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.

II.3.2.3. Variante 3 : Pont mixte caisson fermée :

C'est la variante la plus rapide à réaliser mais elle est la plus coûteuse (quantité d'acier importante), avec une facilité dans la pose des caissons et dans le contrôle sur site et aussi la précision et la liberté architecturale de fabrication en usine. 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.

II.4. 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 III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESE DE CALCUL

III.1. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera réalisé en conformité avec les normes appliquées en Algérie.

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. **Guide SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

III.2. Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux de construction revêt une importance primordiale dans la conception et le calcul du pont**.** Voici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés pour la construction de l'ouvrage.

III.2.1. Béton

Tableau III. 1 : Caractéristiques de béton.

	Superstructure	Infrastructure
F_{c28} (MPa)	40	30
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	450
F_{t28} (MPa)	3	2.4
Densité BA (KN/m^3)	25	25

III.2.1.1. Contrainte admissible

Le coefficient θ est fixé selon la durée d'application de la charge à :

θ = 1 :Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24H.

θ = 0,90 : Lorsque cette durée est comprise entre 1 H et 24H,

θ = 0,85 : Lorsque cette durée est inférieure à 1H.

Tableau III. 2 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

	Contrainte limite		Superstructure (MPa)	Infrastructure (MPa)
ELU	$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$	S-durable (γ_b=1.5)	22.67	17
		S.accidentale (γ_b=1)	34	25.5
ELS	$f_{bc} = 0.5 \times f_{c28}$ en construction		20	15
	$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ en service		24	18

III.2.1.2. Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton « **Eij** » défini par les règles **B.A.E.L** comme suit :

$\boldsymbol{Eij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$; Module de déformation instantanée du béton < 24 h.

$\boldsymbol{Eij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$; Module de déformation différée (longue durée)

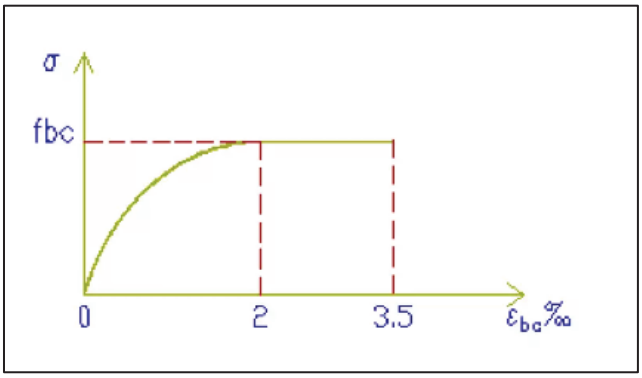


Figure III. 1 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

III.2.2. Acier :

Les aciers utilisés dans l'ouvrage de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- Les aciers actifs : pour la précontrainte.

III.2.2.1. Aciers passifs :

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500 de caractéristiques suivants :

- La limite d'élasticité : f_e = 500 MPa
- Module de la déformation élastique : Es = 200 GPa
- La longueur courante de livraison est de 12 ml pour les barres droites.
- Les diamètres commerciaux (en mm) : 8 10 12 14 16 20 25 32 40

Tableau III. 3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite		Superstructure (MPa)	Infrastructure (MPa)
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S.durable $\gamma_s = 1{,}15$	434.78	434.78
		S.accidentale $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_S = \max\{ f_e/2 ; 110\sqrt{n} \times f_{tj} \}$; $n = 1{,}6$		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_S = \max\{0{,}4 \times f_e ; 88\sqrt{n} \times f_{tj} \}$; $n = 1{,}6$		250	250

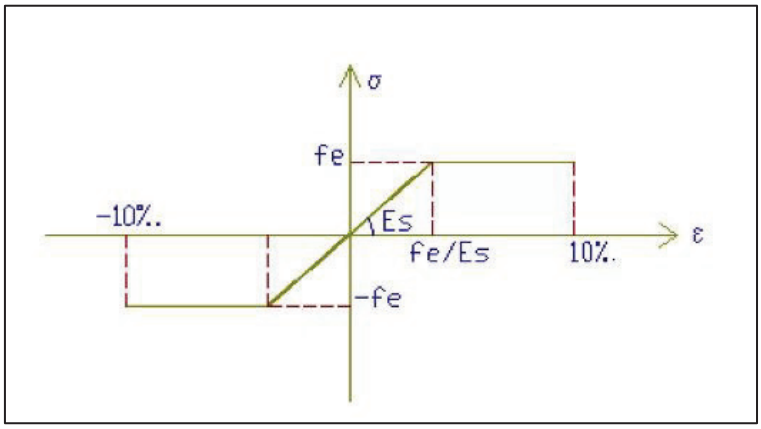


Figure III. 2 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

III.2.2.2. Aciers actifs :

Les armatures courantes de précontraintes sont constituées de torons 13T15s pour les câbles de fléau, classe 1860.

Tableau III. 4 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.

Nature	Classe (MPa)	φ (mm)	A (mm²)	f_{pk} (kN)
T13	1860	12,5	93	154
T13S	1860	12,9	100	166
T15	1770	15,2	139	220
T15S	1770	15,7	150	236
T15S	1860	15,7	150	279
Fil φ 7mm	1670	7	38,5	57

- **Classe de justification de la précontrainte :**

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

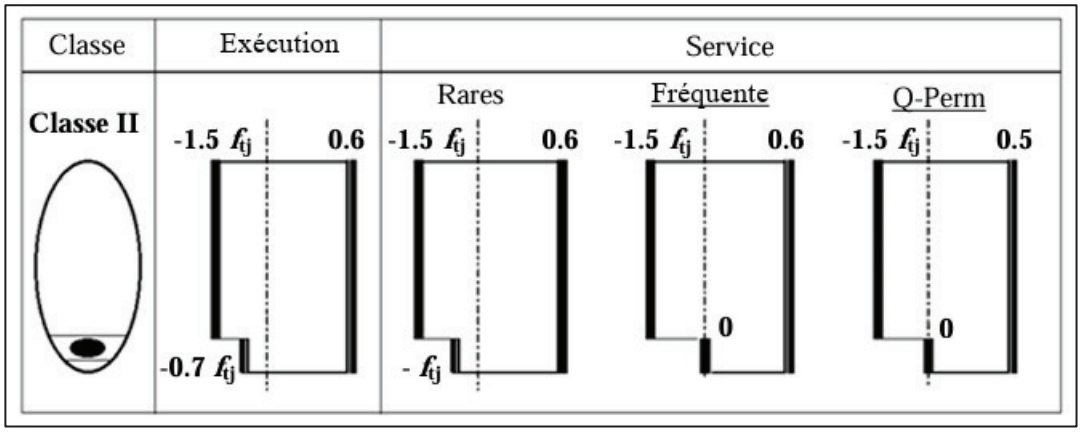


Figure III. 3 : Limitation des contraintes dans les sections en B.P

III.3. Evaluation des actions

III.3.1. Evaluation des actions hors trafic

III.3.1.1. Actions permanentes :

- **Les charges et les compléments de charges permanentes CC et CCP :**

Tableau III. 5 : Estimation du poids dû aux CC et CCP.

Eléments	Densite	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Tablier	25	150.04	41 947.72
Revêtements BB	24	13.44	3067.01
Trottoir	25	12.12	2765.78
Barriere de sécurité	/	2×0.65	296.66
Garde de corps	/	1	228.2
Corniche	25	2.6	593.32
Totale	/	180.5	**48 898.69**

NB : Les détails de calcul du poids des voussoirs se trouvent dans l'**ANNEXE C**.

III.3.1.2. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse est $\Delta\theta = \pm 7°C$ (RCPR ; tableau 3.2).

On adopte une variation uniforme de température de : + 35°C / -15°C (climat tempérée). La valeur de calcul est prise égale à $\Delta T = 30°$.

III.3.2.Evaluation des actions dues au trafic

III.3.2.1. Caractéristiques du pont :

Largeur totale :	$\mathbf{L_T}$ = 8.9 m
Largeur d'une voie :	$\mathbf{L_v}$ = 3,5m
Nombre de travées :	04 (51.1+63+63+51.1)
La largeur roulable :	$\mathbf{L_r}$ = 7 m (Pont de 1 ère classe)
La largeur chargeable :	$\mathbf{L_c} = L_r - 2\times0.5 = 7 - 2\times0.5 = 6$ m.
Nombre de voies :	$\mathbf{N} = L_c /3 = 6/3 = 2$ voies.
La largeur de la voie :	$\mathbf{L_v} = \mathbf{L_c} / \mathbf{N} = 6/2 = 3$ m.

III.3.2.2. Les Cas de charge :

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-dessous :

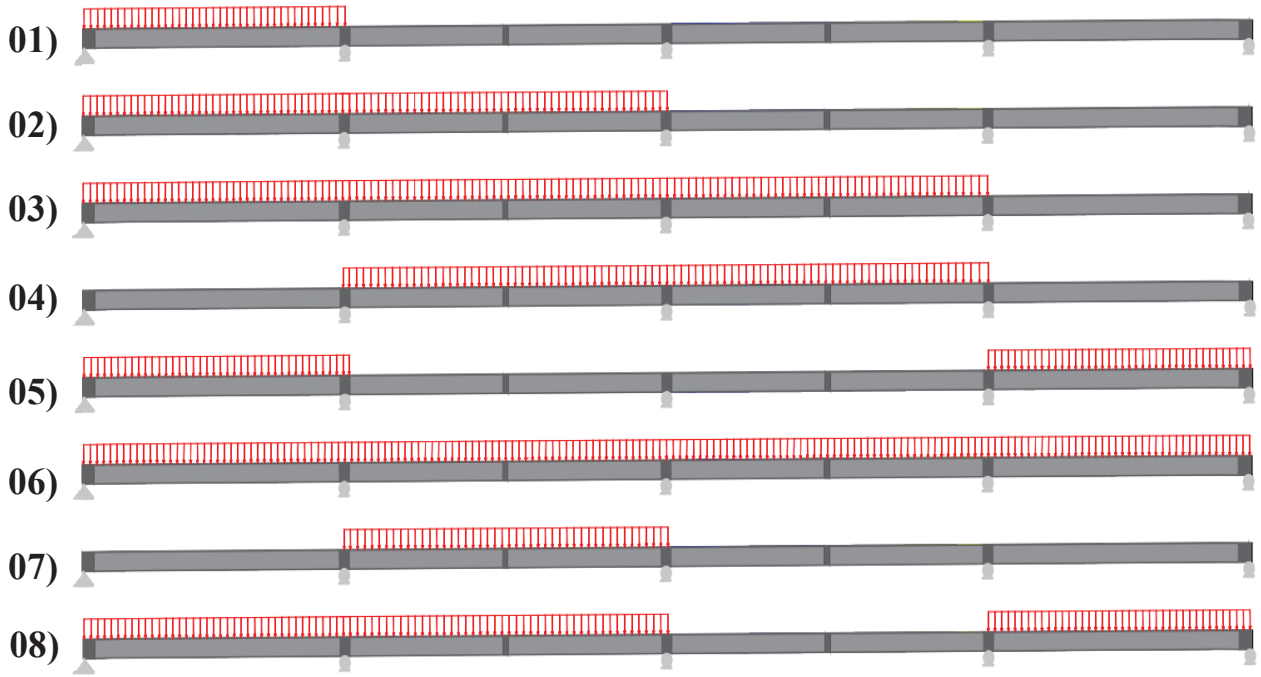


Figure III. 4 : Cas de chargement.

III.3.2.3. Système de charge AL :

$$A = a_1 . a_2 . A(l)$$

Avec : $A(l) = 2{,}30 + \frac{360}{l+12}$ $\qquad A_1 = \max\begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0{,}002l \end{cases}$ **en (KN/m²)**

La valeur **A₁** est multiplié par un coefficient **a₁** qui est en fonction de la classe de ponts

On multiple la valeur **A₁** par un coefficient $a_2 = \frac{v_0}{v}$

v : largeur du voie L_c / N = 6/2 = 3 m
v_0 : valeur donnée par le tableau4.2 dans RCPR (v_0 = 3.5m)
a_2 =1.17

Tableau III. 6 : Coefficient a1.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	**1**	**1**	**0.9**	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

Tableau III. 7 : Valeurs de A(L) pour les 8 cas possibles.

Cas de charge	L(m)	A(l) (kN/m²)	a₁ a₂ A(l) (kN/m²)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)	
				1 voie	2 voies
1	51.1	8.01	9.37	28.11	56.22
2	114.1	5.15	6.03	18.09	36.18
3	177.1	4.20	4.91	14.73	29.46
4	126	4.91	5.75	17.25	34.5
5	102.2	5.45	6.38	19.14	38.28
6	228.2	3.80	4.45	13.35	26.7
7	63	7.10	8.31	24.93	49.86
8	165.2	4.33	5.10	15.3	30.6

III.3.2.4. Système de charge B

Le **système B** se compose de trois sous-systèmes qui doivent être appliqués séparément et sont indépendants les uns des autres. Il est nécessaire d'examiner individuellement les effets de chaque élément des ponts pour ces trois sous-systèmes.

1. **Le système Bc :** est constitué de camions types pesant 300 kN.
2. **Le système Bt :** est composé de groupes de 2 essieux dits "essieux tandems".
3. **Le système Br :** se compose d'une roue isolée pesant 100 kN.

Il est important de noter que les deux premiers sous-systèmes, Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts, quelle que soit leur classe. En revanche, le sous-système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

- **Système Bc**
  - Charge totale 300 KN
  - Charge portée par chacun des essieux arrière 120 KN
  - Charge portée par l'essieu avant 60 KN
  - Distance des essieux arrière 1,5 m
  - Distance des essieux avant au premier essieu arrière 4,5 m
  - Distance d'axe des deux roues d'un essieu 2 m

Sur la chaussée, on dispose autant de files ou de convois de camions que cela est possible, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens longitudinal : le nombre de camions par file est limité à deux. La distance entre deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Dans le sens transversal : le nombre maximum de files que l'on peut disposer est égal au nombre de voies de circulation. Il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

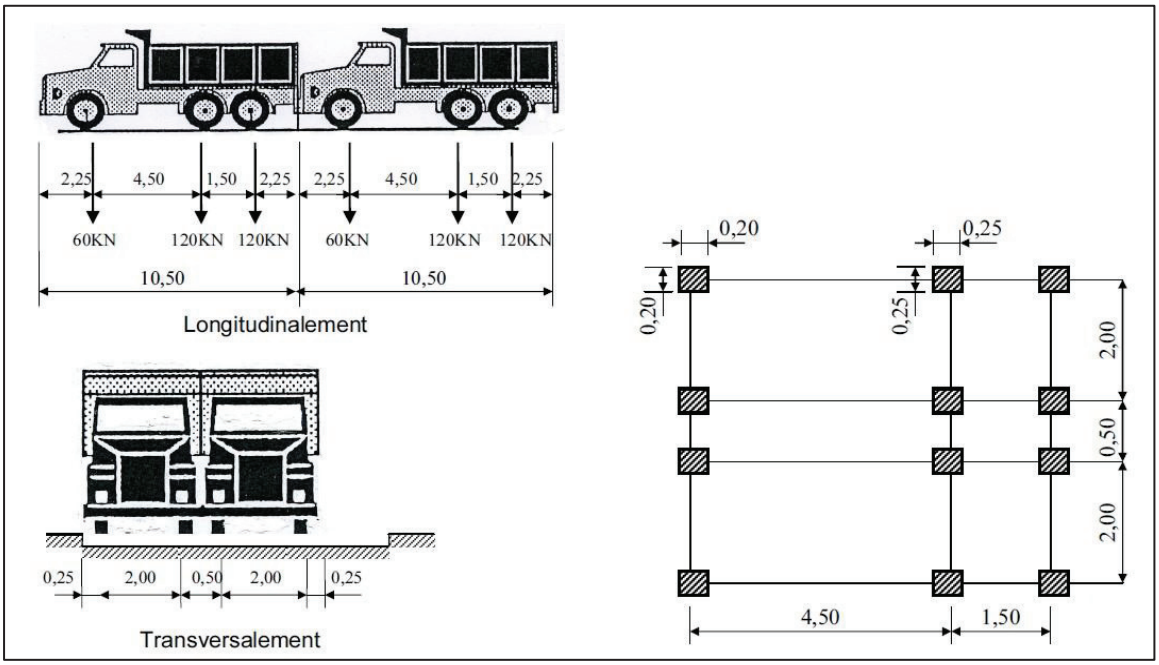


Figure III. 5 : Système de chargement.

Tableau III. 8 : Les coefficients de Bc.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	**1.2**	**1.1**	**0.95**	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Tableau III. 9 : Les valeurs de Bc.

Nombre de voie	bc	Bc (KN)
1	1.2	720
2	1.1	1320

$B_c = 2 \times (300 \times N \times b_c)$
N : Nombre de voies prises dans le calcul.

- **Système Bt**

Le système **Bt** se compose de deux essieux appelés essieux tandems. Ces essieux sont équipés de roues simples munies de pneumatiques. La surface d'impact de chaque roue (portant une charge de 80 kN) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé. Les dimensions de ce rectangle sont les suivantes :

- Côté transversal : 0,60 m
- Côté longitudinal : 0,25 m

Voici les caractéristiques spécifiques du système **Bt** :

- Charge totale : 320 KN
- Charge portée par chaque essieu : 160 KN
- Distance entre les deux essieux : 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m

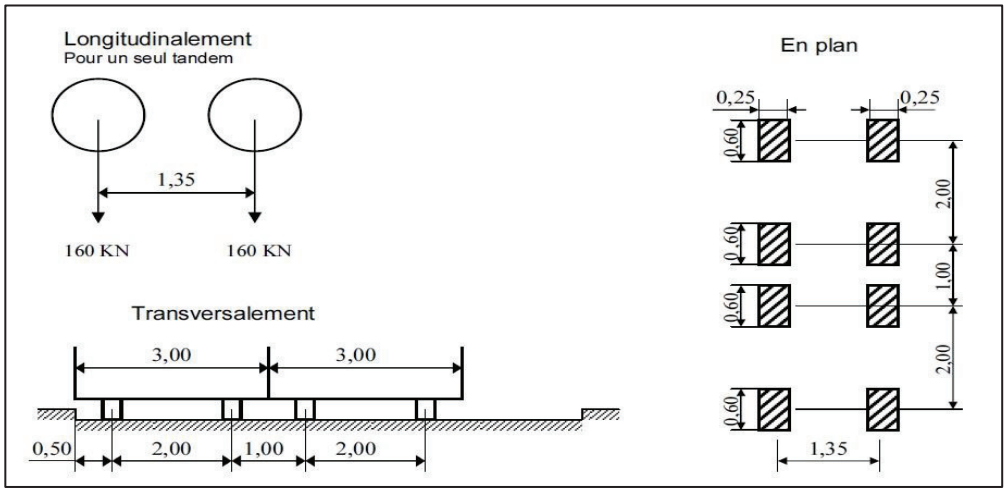


Figure III. 6 : Système de chargement Bt.

$B_t = 2 \times (160 \times N \times b_t)$
N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau III. 10 : Les coefficients de bt.

	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Tableau III. 11 : Valeurs de Bt.

Nombre de voie	bt	Bt (KN)
1	1.2	384
2	1.2	768

➢ **Système Br**

Le système Br est constitué d'une roue isolée qui transmet une force de 100 KN à travers une surface d'impact rectangulaire uniformément chargée. Les dimensions de cette surface sont les suivantes :

- Côté transversal : 0,6 m
- Côté longitudinal : 0,30 m

La roue isolée peut être placée n'importe où sur la largeur roulable afin d'obtenir le cas le plus défavorable.

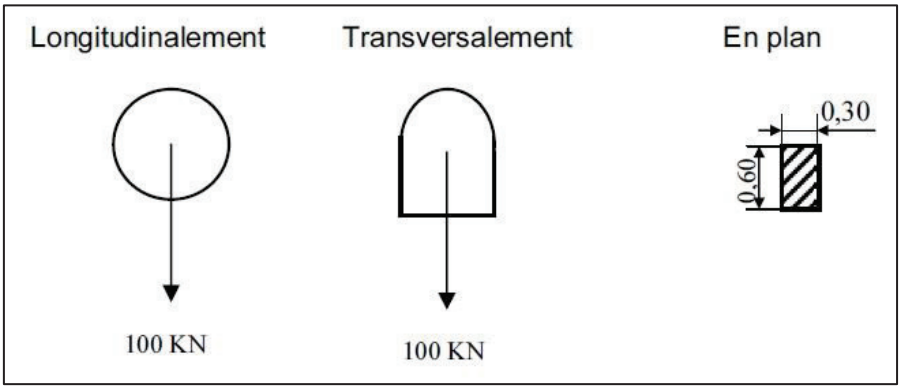


Figure III. 7 : Système de chargement Br.

III.3.2.5. Charge militaire Mc 120

- Masse totale : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6,10 m.
- Largeur d'une chenille : 1m.
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m.

Voici quelques points importants à prendre en compte lors de la conception des ponts pour supporter ces véhicules militaires :

- Charges transversales : Un seul convoi circule dans le sens transversal.
- Charges longitudinales : Le nombre de chars n'est pas limité dans le sens longitudinal. Cependant, l'espacement entre deux convois doit être d'environ 30,5 m.

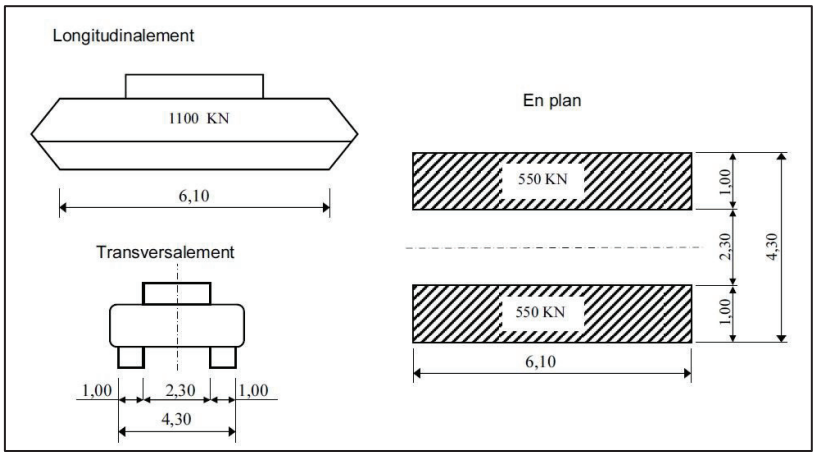


Figure III. 8 : Convoi de charge Mc 120.

III.3.2.6. Convois exceptionnel D 240

Le convoi de type **D240** comprend une remorque supportant **2400 kilonewtons (KN),** soit l'équivalent de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux.

Ce poids est supposé être réparti uniformément sur un rectangle de **3,2 m** de large et **18,6 m** de long.

Le poids par mètre linéaire est donc de **12,9 t/ml**

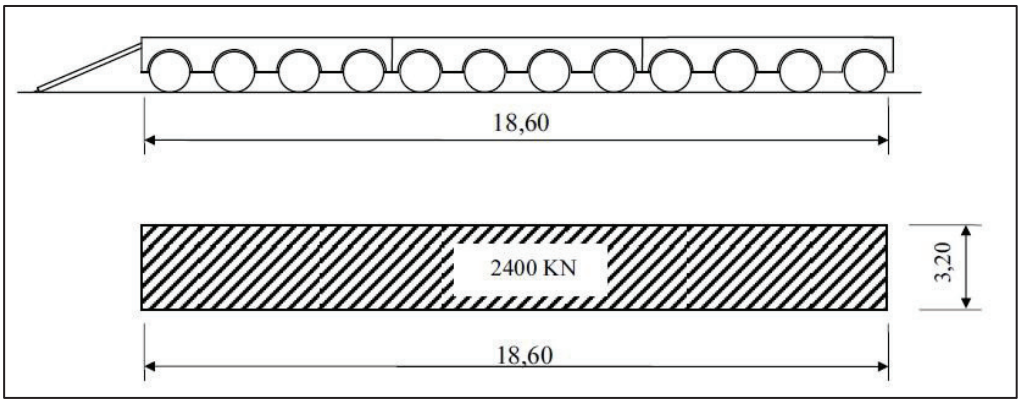


Figure III. 9 : Convoi exceptionnel D240.

III.3.2.7. Coefficient de majoration dynamique

L : la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : charge permanente.

S : valeur de la charge roulante.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+1,02l} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$$

Tableau III. 12 : Coefficients de majoration dynamique.

Cas de charge	L(m)	G(KN)	Bc		Bt		Mc 120
			1 voie	2 voies	1 voie	2 voies	
1	51.1	10 864.01	1,045	**1,053**	1,041	**1,046**	**1,050**
2	114.1	24 258.00	1,021	1,025	1,019	1,022	1,024
3	177.1	37 651.99	1,014	1,016	1,013	1,014	1,015
4	126	26 787.98	1,019	1,023	1,017	1,020	1,021
5	102.2	21 728.03	1,024	1,028	1,021	1,024	1,026
6	228.2	48 898.69	1,011	1,013	1,010	1,011	1,012
7	63	13 393.99	1,037	1,044	1,034	1,038	1,041
8	165.2	35 122.02	1,015	1,017	1,013	1,015	1,016

III.4. Autres surcharges

III.4.1.1. Action du freinage

- **Système A(l)**

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

S : surface charge en m^2

Tableau III. 13 : L'effort de freinage F(KN) du système A

Cas de charge	S (m^2)	A(L) (KN/m^2)	F(KN)
1	306.6	9.37	136.33
2	684.6	6.03	184.33
3	1062.6	4.91	153.60
4	756	5.75	191.95
5	613.2	6.38	176.65
6	1369.2	4.45	**245.76**
7	378	8.31	147.31
8	991.2	5.10	215.40

- **Système Bc :**

L'effort de freinage développé par ce système est égale à son poids propre 300 KN

III.4.1.2. Force centrifuge

Les forces centrifuges sont calculées en fonction du système Bc dans les conditions suivantes :

Sur les ponts où la chaussée est en courbe, tous les camions du système **Bc** disposés sur la chaussée peuvent générer des efforts centrifuges. Ces efforts sont horizontaux et normaux à l'axe de la chaussée, s'appliquant à sa surface.

Pour déterminer la force centrifuge développée par un essieu, on utilise une fraction de son poids égale à :

$$\frac{R+150}{6R+350}$$

Pour les valeurs de R inférieures ou égales à 400 mètres.

- **F= 62.60 *KN*** l'axe droite **R=306.25 m**
- **F= 62.86 *KN*** l'axe gauche **R=298.25 m**

III.4.2. Action du vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des **pressions horizontales statiques** appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, est définie comme suit :

- **2,00 kN/m²** pour les ouvrages **en service**.
- **1,25 kN/m²** pour les ouvrages **en cours de construction**.

III.4.3. Action sismique

L'ouvrage se situe dans la wilaya d'**ALGER** qui est classée dans **la zone III** (zone a sismicité forte) selon « **RPOA 2008 ».** Le coefficient d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement sera **A = 0.3** (**Groupe 2 : pont important**).

CHAPITRE IV :

ETUDE DU TABLIER

IV.1. INTRODUCTION :

Les ponts construits par encorbellements successifs utilisent généralement des piles. On place les voussoirs de chaque côté de la pile concernée, ce qui nous amène à considérer deux phases d'étude distinctes :

- **Phase avant l'achèvement des fléaux :** À ce stade, il est essentiel d'étudier la stabilité des fléaux. Le système mécanique est isostatique, et le moment à l'encastrement sur les piles est maximal.
- **Seconde phase :** Après avoir réalisé le clavage entre les extrémités des fléaux adjacents et tendu les câbles de continuité, le schéma statique devient hyperstatique. Ces câbles de continuité assurent la liaison entre les voussoirs de clavage et les consoles voisines.

IV.2. ETUDE DE FLÉAU :

IV.2.1. Principe de la stabilité des fléaux :

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre, en travée de rive, près des culées.

L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, deux types de situations créant des déséquilibres sont à envisager :

- Une situation temporaire de construction alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit ou posé avant son symétrique, de charges de chantier non symétriques et d'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi-fléaux ;
- Une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipage mobile ou d'un voussoir préfabriqué.

IV.2.2. Cinématique de construction

Les ouvrages sont construits en général par fléau les uns après les autres. Mais pour réduire les délais d'exécution les fléaux peuvent être construits simultanément. Dès qu'un fléau est terminé il est solidarisé par clavage avec le fléau précédent.

Pour un ouvrage à 04 travées (et donc 3 fléaux) la cinétique de construction courante est la suivante :

- Réalisation des parties coulées sur cintre au niveau des culées.
- Réalisation des 3 fléaux.
- Clavage de chaque fléau avec la partie coulée sur cintre de rive
- Clavage des fléaux au milieu de l'ouvrage.

IV.2.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau :

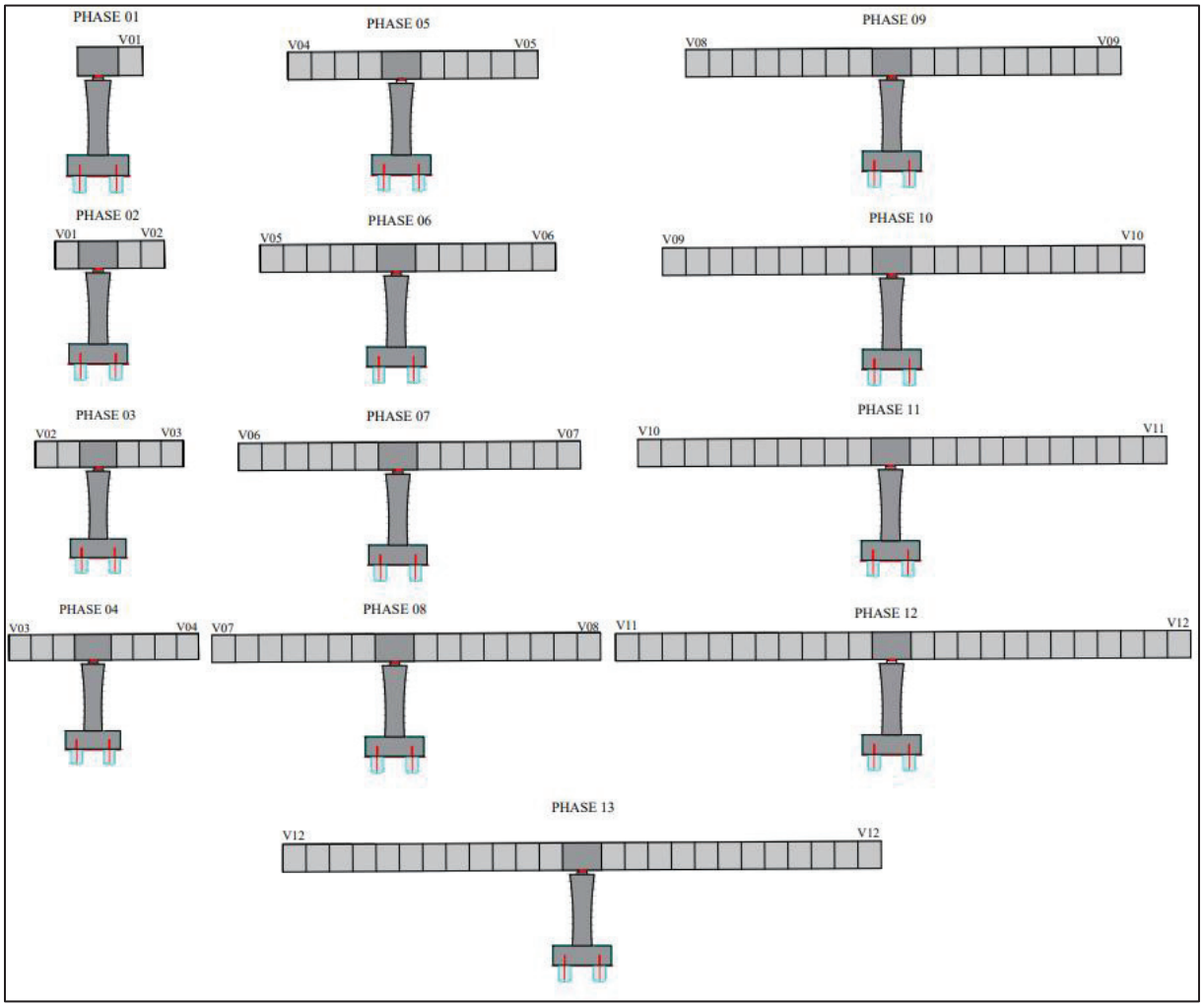


Figure IV. 1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

IV.2.3. Charges à prendre en compte :

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents SETRA. (Poids propre, charges de chantier connues, charges de chantier aléatoires et les actions accidentelles).

IV.2.3.1. Poids propre du fléau :

Il s'agit uniquement du poids propre du fléau, calculé à partir de la section transversale avec le poids volumique de 25 KN/m^3. Le poids de l'un des deux demi-fléaux est majoré de 2% pour obtenir **Gmax** et l'autre est minoré de 2% pour obtenir **Gmin** d'une façon à obtenir le cas le plus défavorable en relation avec l'action variable ou accidentelle considérée.

$$\mathbf{Gmax = G \times 1.02 \text{ et } Gmin = G \times 0.98}$$

NB : Les détails de calcul du poids propre du chaque demi fléau se trouvent dans l'**ANNEXE C**.

IV.2.3.2. Charges de chantier connues :

Pour les ouvrages préfabriqués, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté QPRC1. On considère que le poids de l'équipage est égal à 500KN

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé, ce qui donne :

QPRC1 max = 500 ×1.06 = 530 KN
QPRC1 min = 500 × 0.96 = 480 KN

IV.2.3.3. Charges de chantier aléatoire :

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux personnels et aux matériaux posés sur le fléau en construction, ces charges sont données par deux actions :

- Une charge répartie notée **QPRA1 = 0.2 KN/m²** appliquée sur le demi-fléau majoré : dans les cas courants cette charge inclut l'effet vertical du vent sous réserve que le site ne soit pas exposé.
  Largeur de tablier : **B = 8.9 m** **QPRA1 = 1.78 KN/ml**
- Une charge concentrée notée **QPRA2 = 50 + 5B (KN)** appliquée en bout de fléau, à l'extrémité de dernier voussoir terminé, cette charge représente le poids des rouleaux, des compresseurs, du petit matériel...etc.
  Largeur de tablier : **B = 8.9 m** **QPRA2 = (50 + 5B) = 94.5 KN.**

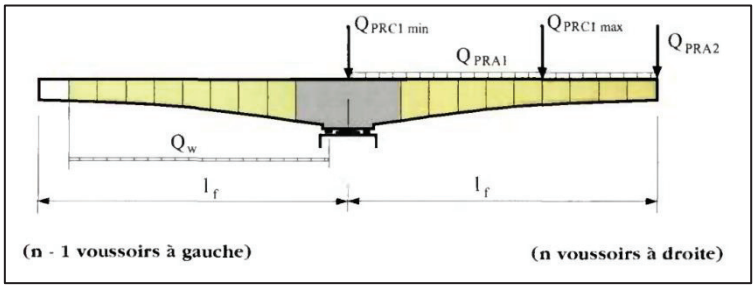


Figure IV. 2 : La disposition des charges en situation temporaire (combinaison A)

IV.2.3.4. Actions accidentelles :

Pour les voussoirs préfabriqués, elle constitue la chute de l'équipage mobile vide est majoré avec un coefficient dynamique égal à deux (2) pour tenir compte de toute pièce non brêlée par précontrainte pendant une ou plusieurs phases de la cinématique de pose est susceptible de chuter, cela revient à inverser le poids du dernier voussoir préfabriqué sur l'un des demi-fléaux.

FA = - Pv= - 388.58 KN

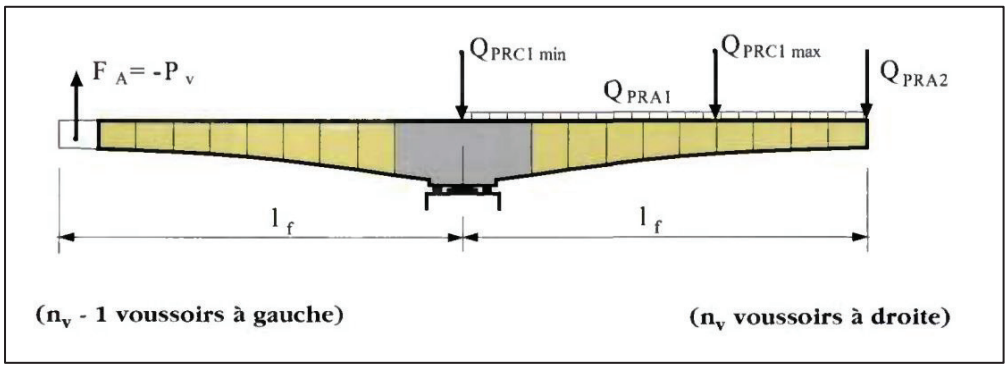


Figure IV. 3 : La disposition des charges en situation accidentelle (combinaison B)

IV.2.3.5. Charge due au vent :

L'effet horizontal du vent n'est à prendre en compte que dans des cas particuliers, pour des ouvrages de grande hauteur dans des sites exposés à des vents importants et irréguliers du fait de la morphologie des lieux (vallées profondes), donc l'action du vent est négligeable à cause du poids important de l'ouvrage et de la faible élévation.

IV.2.4. Combinaisons d'action :

Pour les ouvrages préfabriqués, en cours de dégrossissage, on étudie le fléau lors de la pose de la dernière paire de voussoirs. L'un des deux voussoirs est supposé brêlé à l'extrémité du fléau et libéré de l'engin de pose. L'autre voussoir n'est pas encore posé., le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Le guide de conception SETRA, propose deux combinaisons d'actions en cours de réalisation à prendre en compte et qui sont :

- **Fondamentales de type A** : une justification vis-à-vis l'état limite ultime d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses cales.
- **Accidentelles de type B** : une justification vis-à-vis l'état limite de résistance sous la combinaison accidentelle, le fléau peut décoller de ses cales, mais la sécurité est assurée.

Tableau IV. 1 : Récapitulation des combinaisons d'action.

Type de Combinaison		G_{max}	G_{min}	$Q_{PRC1\ max}$	$Q_{PRC1\ min}$	Q_{PRA1}	Q_{PRA2}	F_A
Type A	**A1**	1.1	1.1	1.25	1.25	1.25	1.25	0
	A2	0.9	0.9	1.25	1.25	1.25	1.25	0
Type B	**B1**	1.1	1.1	1	1	1	1	1
	B2	0.9	0.9	1	1	1	1	1

IV.2.5. Evaluation des efforts :

Pour l'évaluation des efforts, on utilise un modèle de calcul à l'aide du logiciel ROBOT à base d'éléments finis. Dans ce modèle, on considère que le tablier travaille comme une bi-console.

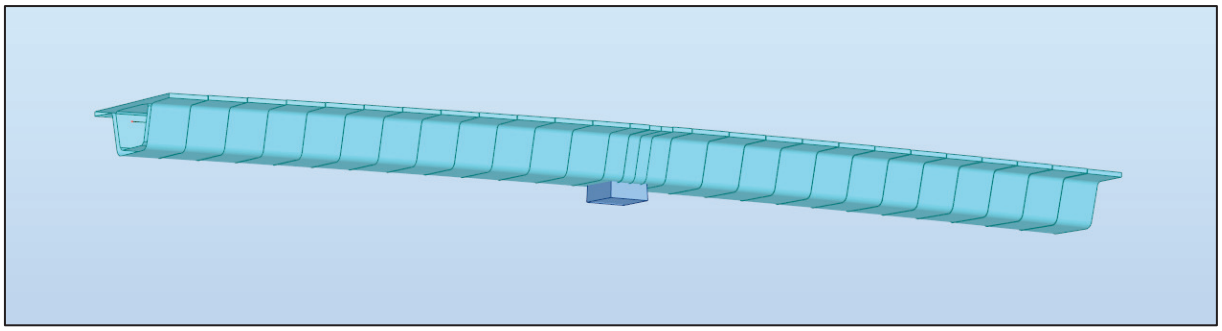


Figure IV. 4 : Vue 3D de modèle de fléau.

Donc les efforts maximaux résultent de la combinaison d'action type A1, ce qui nous permettra de déduire la réaction et le moment en tête de pile pour pouvoir dimensionner la précontrainte verticale de fixation du fléau.

La 13ème phase qui donne le maximum d'effort, les résultats sont dans l'**ANNEXE C**.

M max = -113704,21 KN.m**, N max = 6765.76** KN**.**

Tableau IV. 2 : Evaluation des réactions.

Réactions	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
M.longitudinale (KN.m)	-40 612,62	-37 781,79	-44 871,92	-42 041,09
M.transversale (KN.m)	-6945,72	-5954,20	-6266.15	-5274.64
N (KN)	12 639,53	10 604,92	12 036,2	10 001,59

IV.3. ETUDE EN PHASE DE SERVICE :

Dans ce chapitre, on procédera aux calculs des sollicitations en phase de service, c'est-à-dire, Lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par un logiciel de calcul à base d'éléments finis. Le chargement appliqué est le même que celui défini dans le chapitre précédent.

IV.3.1. Modélisation :

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure afin d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Les étapes de la modélisation de l'ouvrage :

1. Implantation dans l'espace des points nodaux de l'ouvrage.
2. La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (Béton 40)
3. Définition de la structure par des éléments barres.
4. La définition des différentes sections de l'ouvrage.
5. La définition des conditions d'appuis qui sont considérés pour la partie voussoir comme des appuis simples au niveau des piles, et un appui double au niveau de la culée.
6. La définition de la structure finale du pont.
7. La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul selon RCPR.
8. Le lancement des calculs.
9. La vérification des résultats.
10. L'interprétation des résultats.

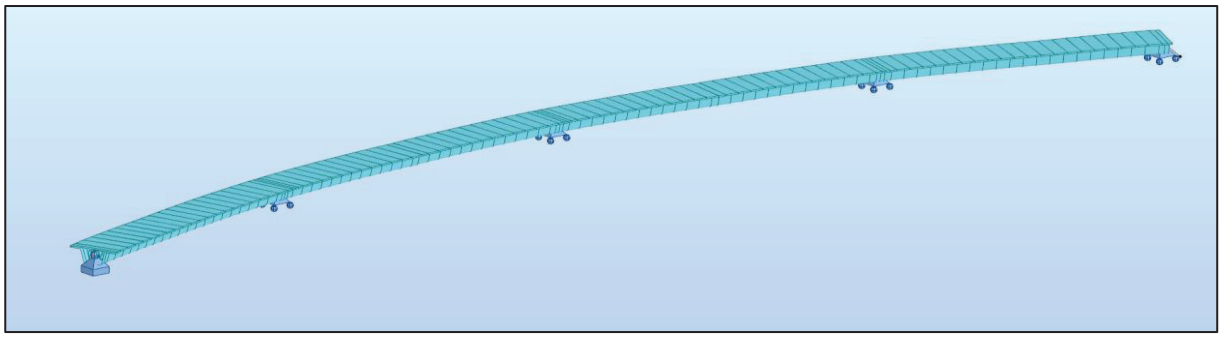


Figure IV. 5 : Modélisation par ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

IV.3.2. Combinaisons d'action

Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons des charges suivantes :

Tableau IV. 3 : Combinaisons de charge en phase de service.

Combinison		G	A(L)	Bc	Bt	St	Mc120	D240	T°	$\Delta\theta$
ELU	COMB 01	1.35	1.6	0	0	1.6	0	0	0.9	0.75
	COMB 02	1.35	0	1.6	0	1.6	0	0	0.9	0.75
	COMB 03	1.35	0	0	1.6	1.6	0	0	0.9	0.75
	COMB 04	1.35	0	0	0	0	1.35	0	0.9	0.75
	COMB 05	1.35	0	0	0	0	0	1.35	0.9	0.75
ELS	COMB 01	1	1.2	0	0	1	0	0	0.6	0.5
	COMB 02	1	0	1.2	0	1	0	0	0.6	0.5
	COMB 03	1	0	0	1.2	1	0	0	0.6	0.5
	COMB 04	1	0	0	0	0	1	0	0.6	0.5
	COMB 05	1	0	0	0	0	0	1	0.6	0.5

IV.3.3. Résultats :

Les résultats des sollicitations maximales (M, V) obtenus sont représentés si dessous sous forme de diagrammes, et sont donnés en KN pour les efforts tranchants, et en KN.m pour les moments :

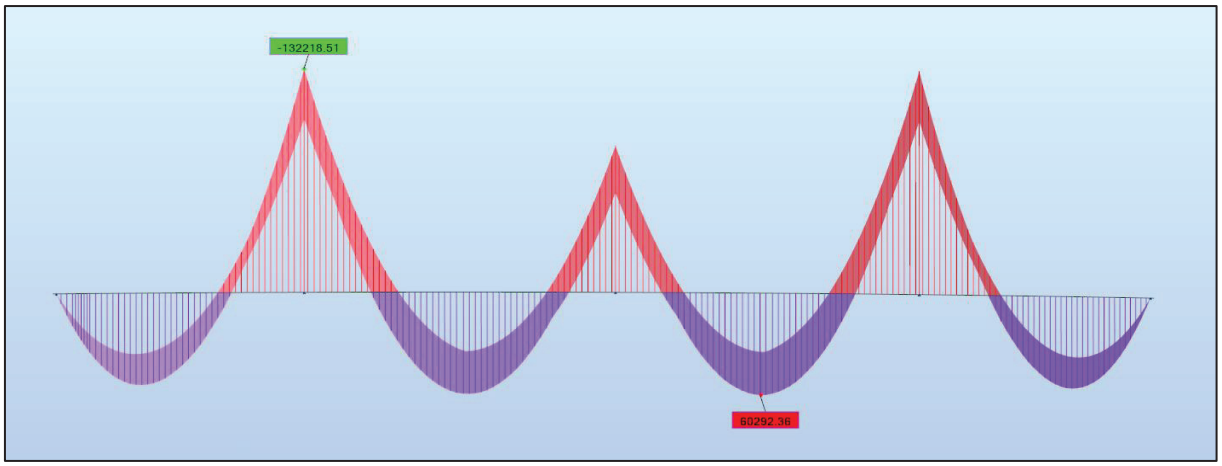


Figure IV. 6 : Moment max à l'ELS.

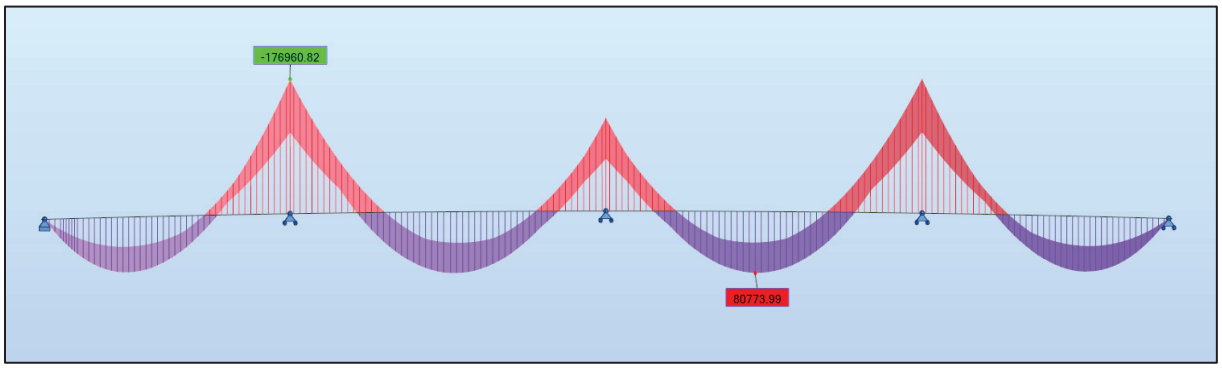


Figure IV. 7 : Moment max à l'ELU.

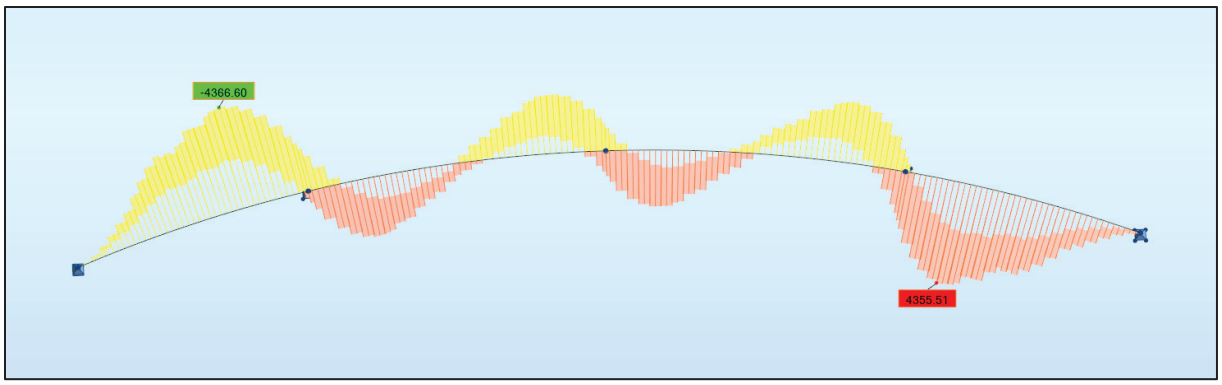


Figure IV. 8 : Moment transversal max à l'ELS.

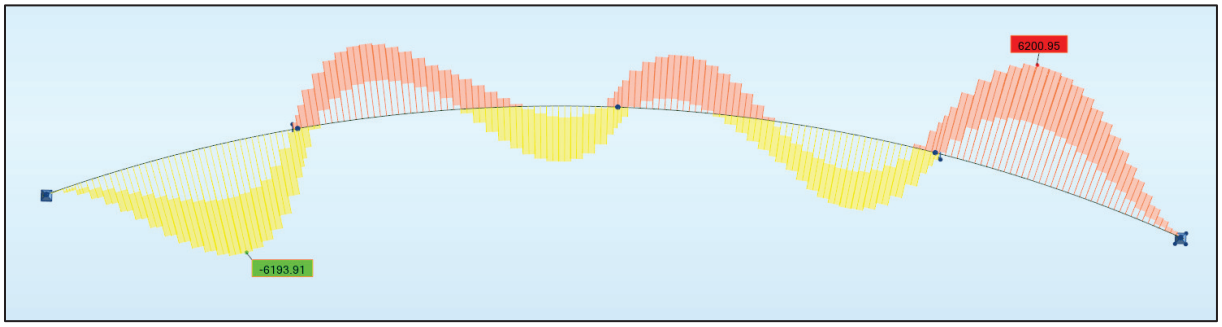


Figure IV. 9 : Moment transversal max à l'ELU.

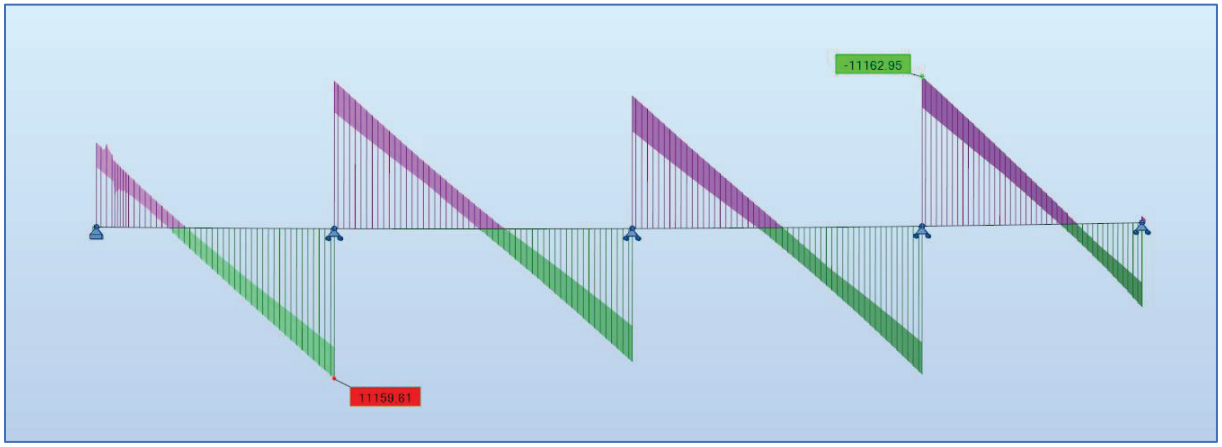


Figure IV. 10 : Effort tranchant max à l'ELS.

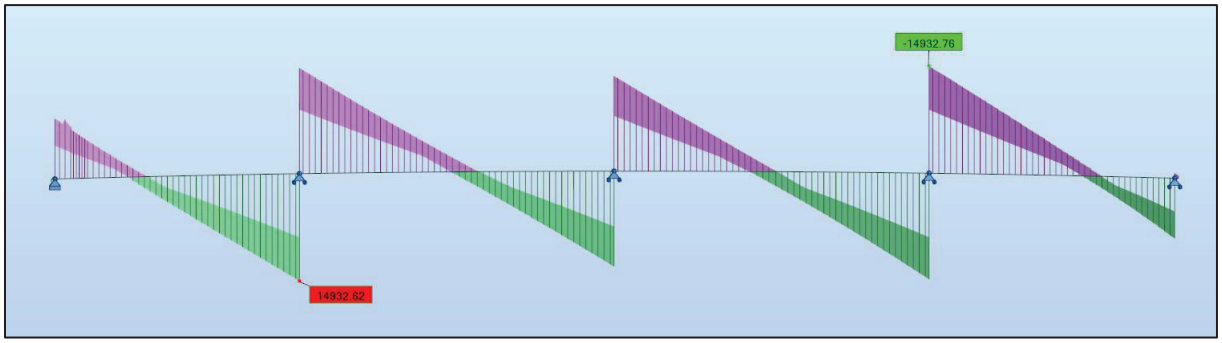


Figure IV. 11 : Effort tranchant max à l'ELU.

NB : Pour les résultats des autres combinaisons voire **l'ANNEXE B.**

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

V.1. INTRODUCTION :

La précontrainte dans les ponts construits en encorbellement successif est composée de deux familles de câbles :

- **Les câbles de fléau** reprennent les moments négatifs, tant en construction qu'en service. Ils sont logés dans les goussets supérieurs. Leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et les hourdis supérieurs.
  - **Les câbles de clouage** sont généralement centrés sur l'axe de la pile
- **Les câbles de continuité :** situés au voisinage de la clé dans les goussets inférieurs.

V.2. Etude de la précontrainte du fléau :

V.2.1.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.

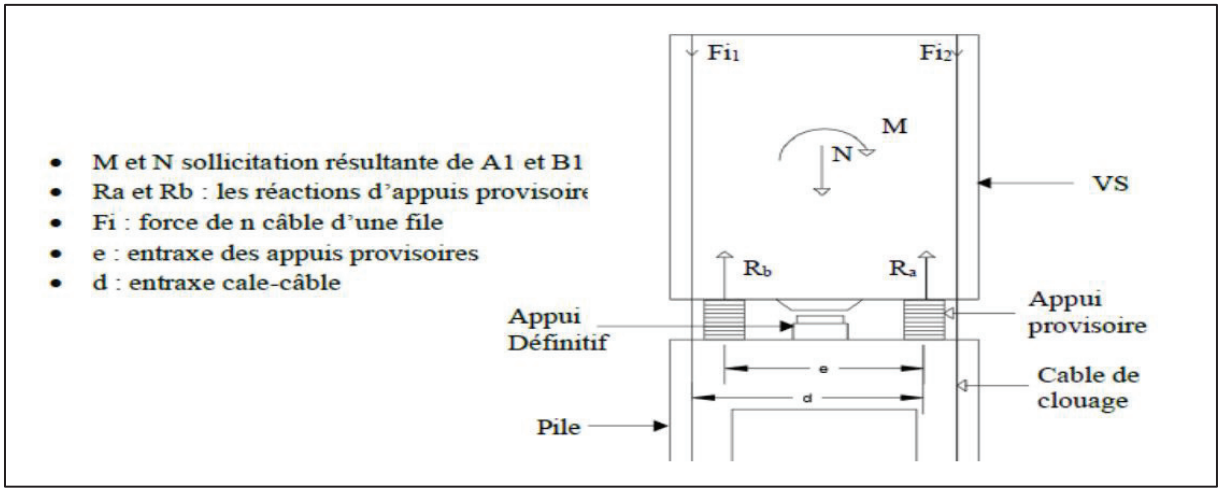


Figure V. 1 : Schéma descriptif de clouage

V.2.1.1. Calcul du nombre de câbles :

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 = 1,5 m, d = 1,85 m.**

Vérification : on a pour toutes les combinaisons une Excentricité de la résultante des efforts : **M/N > E/2**, donc il y a un risque de basculement et il est nécessaire de poser des câbles de clouage. On distingue deux cas :

➢ **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 :

$$\mathbf{n \times s = (M / E - N / 2) / ((1-\Delta P) \times \sigma_{p0})}$$

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.

➢ **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 :

$$\mathbf{n \times s} = \left(\frac{\mathbf{N \times E}}{\mathbf{2}} - \mathbf{M}\right) \times \frac{\boldsymbol{D}}{\boldsymbol{K}}$$

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

$\boldsymbol{\gamma_p} = \mathbf{1.00}$ **pour les combinaisons accidentelles**.

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

Comb	M(KN.m)	N (KN)	M / N (m)	E / 2 (m)	n × s (mm²)	n de câbles
A1	40 612,62	12 639,53	3,21314321	0,75	18 597,95	8,27
A2	37 781,79	10 604,92	3,5626662	0,75	17 818,46	7,92
B1	44 871,92	12 036,20	3,72808029	0,75	8 498,70	3,78
B2	42 041,09	10 001,59	4,20344065	0,75	8 189,32	3,64

Donc on prend **n = 10** câbles par file de cales.

V.2.1.2. 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 :

$$\mathbf{S = 2 \times a \times b} = \frac{\boldsymbol{R_b}}{\boldsymbol{f_{bu}}};\ \boldsymbol{f_{bu}} = \mathbf{0.85} \times \frac{\boldsymbol{f_{cf}}}{\boldsymbol{\theta} \times \boldsymbol{\gamma_b}};\ \boldsymbol{f_{cf}} = \boldsymbol{f_{c28}} + \mathbf{2}\boldsymbol{\rho_t} \times \boldsymbol{f_e}$$

Avec :

$\mathbf{f_{c28} = 40MPa}$; $\boldsymbol{f_e = 500MPa}$.
$\boldsymbol{\rho_t}$: est le pourcentage de frettes. $\boldsymbol{\rho_t = 2\%}$.
$\boldsymbol{f_{cf}}$: est la résistance en compression de béton fretté. $\boldsymbol{f_{cf} = f_{c28} + 20 = 60MPa}$.
$\boldsymbol{f_{bu}}$: est la contrainte limite de compression de béton fretté donné dans le tableau :

Tableau V. 2 : Valeurs de fbu

Combinaisons	θ	γ_b	f_{bu} (MPa)
Temporaires **A**	1.00	1.50	**34**
Accidentelles **B**	0.85	1.15	**52.17**

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

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

Ra = N / 2 - M / E + Fi et **Rb = N / 2 + M / E + Fi**

Fi : est la force des **8 câbles**. **Fi = n × (1 - ΔP) × σ_{p0} × s = 20.01 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 **Rb = E × (Fi × K4 + N × K3 / (2 × E) + M) / K1**

Avec :

K1 = D2 + (D - E)2 = 17.89 m2
K3 = 2 K1 - E 2 = 22.09 m2
K2 = D3 + E × (2 D - E) × (D - E) = 82.78 m2
K4 = (2 D - E) × K2 / (E × D²) = 5.96 m2

Tableau V. 3 : Calcul de dimensions de cales.

Combinaisons	R_a (MN)	R_b (MN)	S (m^2)	S/2 (m^2)	a (m)	b (m)
A1	0.67	51.59	1.50	0.75	0.50	1.50
A2	1.02	50.36	1.48	0.775	0.50	1.48
B1	-2.87	46.33	0.97	0.485	0.50	0.97
B2	-2.18	43.53	0.91	0.455	0.50	0.91

On opte pour une section de dimensions **1.50 m × 0.50 m** de chaque cale.

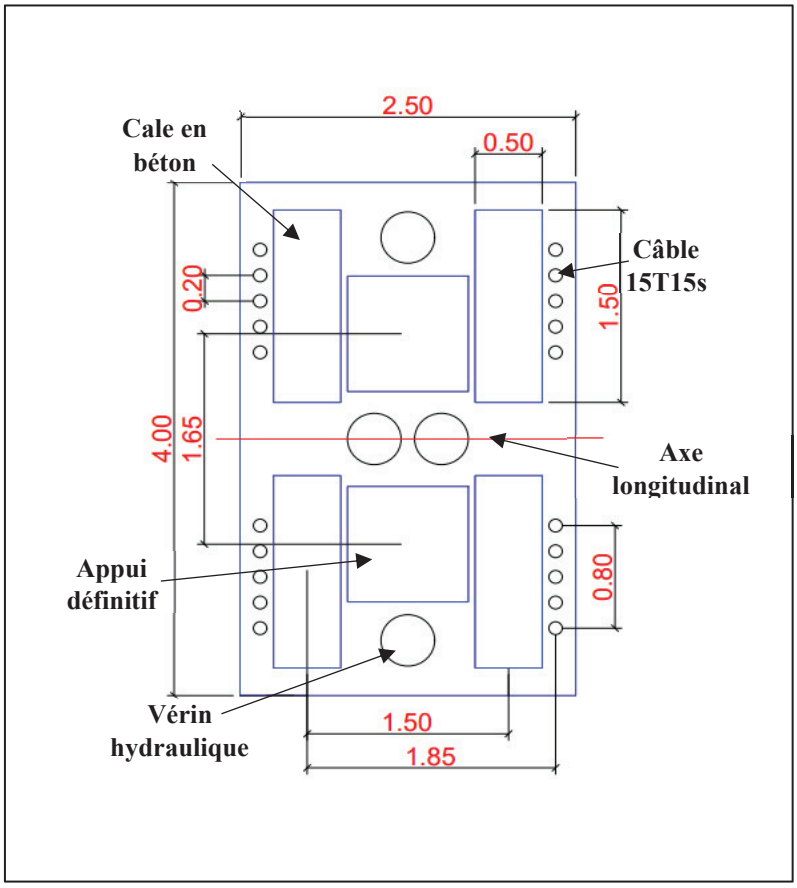


Figure V. 2 : Aménagement des têtes des piles en phase de construction

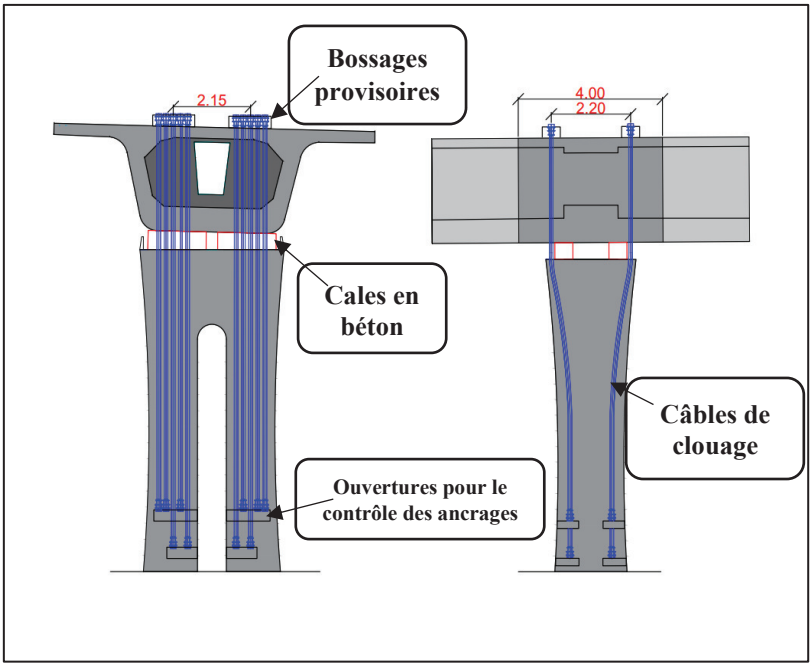


Figure V. 3 : Trace de câble de clouage.

V.2.2.Détermination du nombre de câbles du fléau :

Les câbles de fléau sont dimensionnés :

- **En construction,** pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges de chantier.
- **En service,** pour participer, avec les câbles de continuité extérieurs au béton, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

V.2.2.1. CARACTÉRISTIQUE DES CÂBLES UTILISÉS :

- Câble **13T15s**
- Classe **1 860 MPa**
- Section d'un câble **S = 1 950 mm²**
- Diamètre de la gaine **Φ = 80 mm**
- Résistance ultime f_{prg} **= 1 860 MPa**
- Limite élastique f_{peg}**= 1 674 MPa**
- Force De Rupture Garantie F_{prg} **= 3 256.5 KN**
- Force Élastique Garantie F_{peg} **= 3 627 KN**
- Contrainte à l'origine σ_{p0} **= 1 488 MPa**
- Tension À L'origine P_0**= 2 901.6 KN**

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

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

Avec :

- **P :** La force de précontrainte.
- P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble peut créer.
- ΔP : pertes de tension estimées à 25 %.

V.2.2.2. Evaluation de l'effort de précontrainte :

$$P \geq \frac{\frac{M.v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.v}{I}}$$

Avec :

- M **:** Moment de sollicitation.
- $\sigma_{sup/inf}$ **:** Contraintes dans la fibre la plus tendue et la plus comprimé de la section.
- **S :** Aire de la section.
- **v :** La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.
- **v' :** La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.
- **I :** Le moment d'inertie de la section par rapport à un axe horizontal passant par le centre de gravité.
- **e :** L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité de la section, $e = v - d$ on prend d= 15 cm.

❖ **Application numérique**

On prend le cas où le moment est maximal (combinaison de charge **A1**)

M = 113704,21 **KN.m (voir le** Tableau IV.3)
d = 0.15 **m**.
S = 7,52 **m²**.
I = 7.96 **m⁴**.
v = 1.2151 **m**.
e = 1.0651 **m**.

P = 58724,5225 **KN**
d'où **n** ≥ 20,24
donc **26 câbles** de **13T15s**.

Les résultats de calcul dans chaque section sont résumés dans le tableau ci-dessous :

❖ **N. B :**

- Le nombre des câbles retenu doit être pair
- Le nombre de câbles dans chaque gousset doit être le même pour éviter l'augmentation de l'effet de torsion.

On doit respecter l'arrêt de barre pour chaque voussoir.

Tableau V. 4 : Nombres des câbles du fléau pour chaque section.

Section	X (m)	M (KN.m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (KN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenu
Axe VSP	0	113704,21	1,2151	7,96	7,52	1,0651	58724,52	20,24	**26**
Fin VSP	2	100625,65	1,2151	7,96	7,52	1,0651	51969,87	17,91	24
Fin V01	4.4	85986,68	1,2016	7,87	7,41	1,0516	44426,38	15,31	22
Fin V02	6.8	72551,02	1,1909	7,79	7,33	1,0409	37527,09	12,93	20
Fin V03	9.2	60277,62	1,1797	7,71	7,24	1,0297	31193,11	10,75	18
Fin V04	11.6	49153,8	1,1679	7,62	7,15	1,0179	25462,72	8,78	16
Fin V05	14	39166,74	1,1555	7,53	7,07	1,0055	20322,77	7,00	14
Fin V06	16.4	30303,37	1,1426	7,43	6,98	0,9926	15748,38	5,43	12
Fin V07	18.8	22551,32	1,1291	7,32	6,9	0,9791	11753,61	4,05	10
Fin V08	21.2	15897,38	1,115	7,21	6,81	0,965	8303,49	2,86	08
Fin V09	23.6	10328,36	1,1002	7,09	6,73	0,9502	5413,90	1,87	06
Fin V10	26	5831,27	1,0847	6,96	6,64	0,9347	3067,40	1,06	04
Fin V11	28.4	2392,96	1,0685	6,82	6,56	0,9185	1265,12	0,44	02
Fin V12	30.8	0	1,0516	6,68	6,47	0,9016	0	0,00	00

V.2.3.Disposition des câbles de fléau :

V.2.3.1. Espacement et enrobage des câbles de précontrainte et L'ancrage utilisé :

Selon le BPEL 91, La disposition des câbles doit vérifier les conditions suivantes :

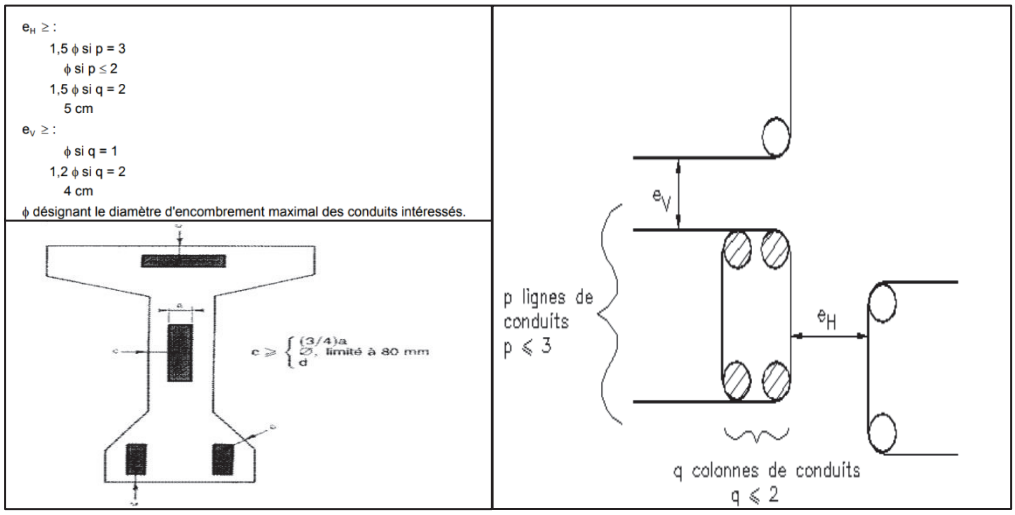


Figure V. 4 : Les espacement et enrobages des câbles.

Pour notre cas :

$a = 8\ cm,\ d = 4\ cm,\ \emptyset_g = 80\ mm$

L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : $\boldsymbol{e_h \geq 2.\emptyset_g}$ $\boldsymbol{e_H \geq 16\ mm}$.

L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $\boldsymbol{e_v \geq 2.\emptyset_g}$ $\boldsymbol{e_V \geq 16\ mm}$.

L'enrobage : $\boldsymbol{C = \max\left(\frac{4}{3}a, \emptyset_g, d\right)}$ $\boldsymbol{c \geq 8\ mm}$.

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits

Φ_g : diamètre de la gaine.

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

L'ancrage utilisé est un ancrage du **model C** de **FRYSSINET :**

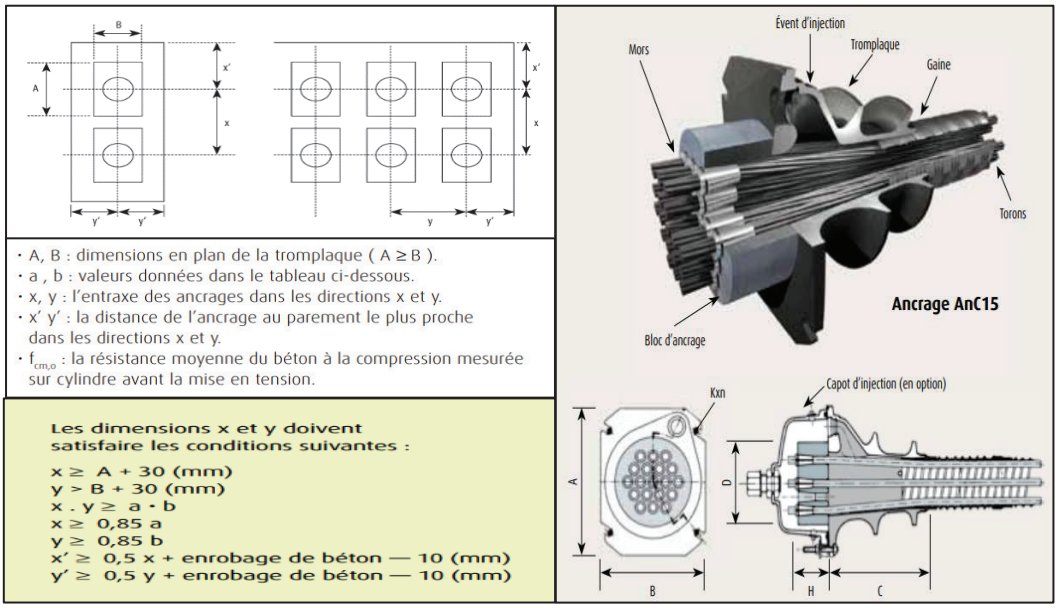


Figure V. 5 : Les espacement et enrobages des ancrages.

Pour les câbles **13T15s :**

Tableau V. 5 : Les espacement et enrobages des ancrages.

Unités	A (mm)	B (mm)
13T15	250	210

	a=b (mm)		
	$F_{cm,0}$ (MPA)		
Unités	24	44	60
13T15	450	340	310

Application numérique :

- x ≥ 250 + 30 (mm) ; x ≥ 280 mm
- y ≥ 210 + 30 (mm) ; y ≥ 240 mm

Pour une résistance moyenne du béton $F_{cm,0}$ = 35MPa, par interpolation linéaire on a **a=b=39cm**

- x.y ≥ 152100 mm^2
- y ≥ 331.5 ; y = 340 mm
- x ≥ 380.25 ; x = 450 mm
- x' ≥ 0,5×340 + 5 - 10 (mm) ; x = 180 mm
- y' ≥ 0,5×450 + 5 - 10 (mm) ; y = 220 mm

V.2.3.2. Tracé des câbles en plan :

Les câbles suivent un tracé parallèle à l'axe courbé longitudinal, Le tracé en plan de ces câbles a une allure en « S » jusqu' à l'ancrage suivant une trajectoire parabolique, les câbles (C0,C1,C6) appartenant au même axe de leurs ancrages, gardent un tracé longitudinal en plan.

Le tracé caractérisé par des équations paraboliques :

Dans mon cas, les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés : Xi = Xi+1.

L'équation de la parabole : $z(x) = z_0 + (z_1 - z_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2$

Le rayon de courbure : $R_i(x) = \frac{x_i^2}{2(z_i - z_{i+1})}$

L'inclinaison dans la section intermédiaire et la section d'ancrage :

$$\beta_i(x) = \beta_{i+1}(x) = \arctan\left(\frac{2(z_{i+1})}{x_i}\right)$$

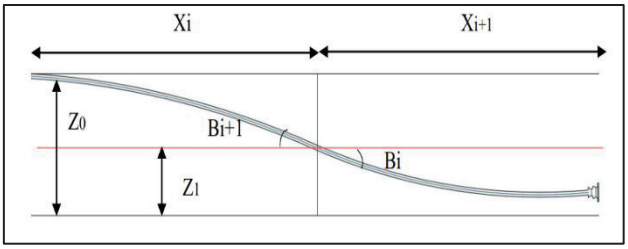


Figure V. 6 : Tracé en plan des câbles de fléau.

Tableau V. 6 : Tracé de câble en plan

Cable	Z_0(m)	Z_1(m)	X_0(m)	X_1(m)	R_0(m)	β_0 (rad)	Equation
C0-C1-C6	Rectilignes en plan						
C2-C3-C7-C8	0,16	0,08	1,2	1,2	9	0,13255	$0.16-0.0556x^2$
C4-C5-C9-C10	0,32	0,16	1,2	1,2	4,5	0,2606	$0.32-0.1111x^2$
C11-C13	0,48	0,24	1,2	1,2	3	0,38051	$0.48-0.1667x^2$

V.2.3.3. Tracé en élévation :

Le tracé des câbles doit être rectiligne dans la traversée des joints. Afin d'assembler correctement les éléments, le tracé des câbles au passage des joints est le plus souvent perpendiculaire à la surface coffrée du masque (surface extérieure du caisson).

Le tracé devra satisfaire les principes suivants :

- Éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique vers le bas.
- Augmenter le rayon de courbure $\geq R_{min}$
- Le câble (C0) dont l'ancrage est au même niveau, ne subissent aucune déviation en élévation.

Le câble suit un tracé parabolique caractérisé par les équations suivantes :

- L'équation de la parabole : $\boldsymbol{y = d_0 + (d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2}$
- Le rayon de courbure en un point d'une distance x : $\boldsymbol{R(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)}}$
- L'angle de déviation : $\boldsymbol{\alpha = \arctan\left(\left(2(d_1 - d_0)\right).\frac{x}{l^2}\right)}$

$\boldsymbol{d_1}$: distance du point d'ancrage à la fibre supérieure
$\boldsymbol{d_0}$: distance du CDG du câble à la fibre supérieure.
L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).
$\boldsymbol{R_{min}}$: rayon minimal pour les câbles

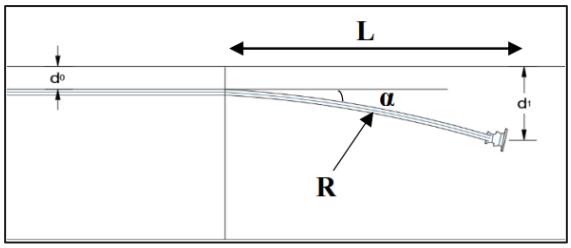


Figure V. 7 : Tracé en élévation des câbles de fléau.

Tableau V. 7 : Tracé de câble en élévation.

Cable	$L_{1,2}$(m)	d_0(m)	d_1(m)	R(m)	α (rad)	Equation
C0	Rectilignes en élévation					
C1 ; C5	2,4	0,31	0,56	11,52	0,2054	$0.31+0.0434x^2$
C6 ; C12	4,8	0,15	0,56	28,0976	0,1692	$0.15+0.0178x^2$

Application Numérique sur le câble C7 :

L = 4.8 m ; X_0 =X_1= 1.2 m
Z_0 = 0,16m ; Z_1 = 0.08 m
d_0 = 0.15 m ; d_1 = 0.56 m

En plan :

$$\boldsymbol{Z = 0.16 + (0.08 - 0.16).\left(\frac{x}{l}\right)^2}$$

$$\boldsymbol{Z = 0.16 - 0.0556x^2}$$

$$R_i(x) = R_{i+1}(x) = \frac{1.2^2}{2(0.16 - 0.08)} = \mathbf{9\ m}$$

$$\beta_i(x) = \beta_{i+1}(x) = \arctan\left(\frac{2(0.08)}{1.2}\right) = \boldsymbol{0.1325\ rad}$$

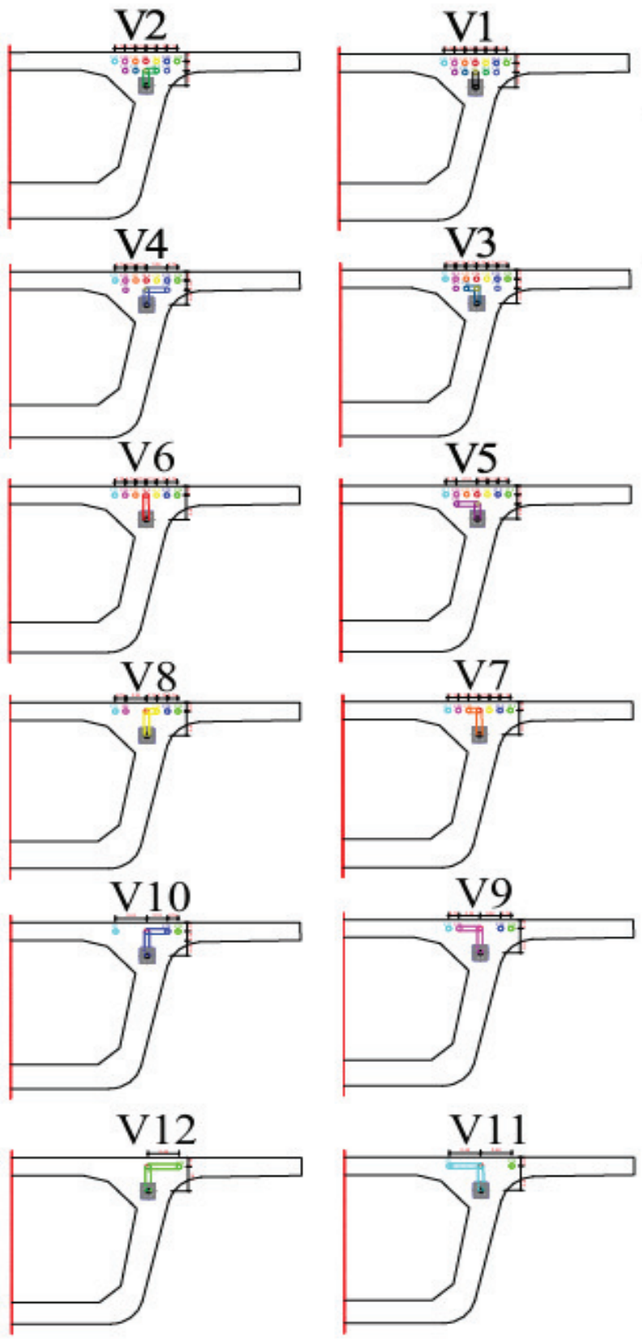
En élévation :

$$\boldsymbol{y = 0.15 + (0.56 - 0.15)\left(\frac{x}{4.8}\right)^2}$$

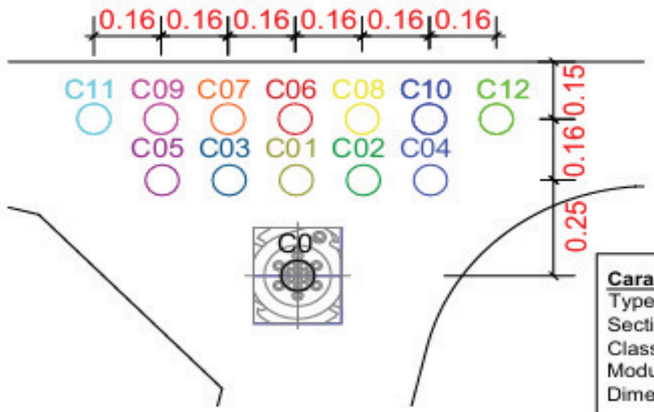
$$\boldsymbol{y = 0.15 + 0.0178x^2}$$

$$\boldsymbol{R(x) = \frac{4.8^2}{2(0.56-0.15)} = 28,0976\ m}$$

$$\boldsymbol{\alpha = \arctan\left(\left(2(0.56 - 0.15\ )\right).\frac{4.8}{4.8^2}\right) = 0,1692\ rad}$$

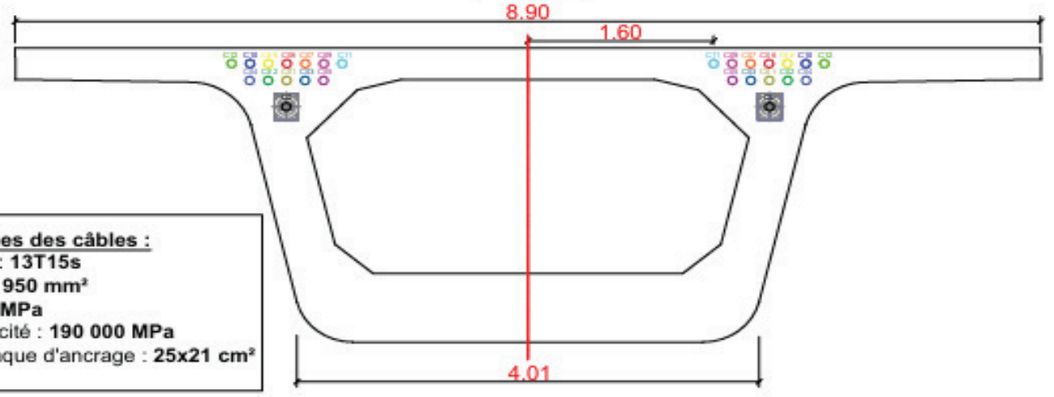


La disposition des câbles.

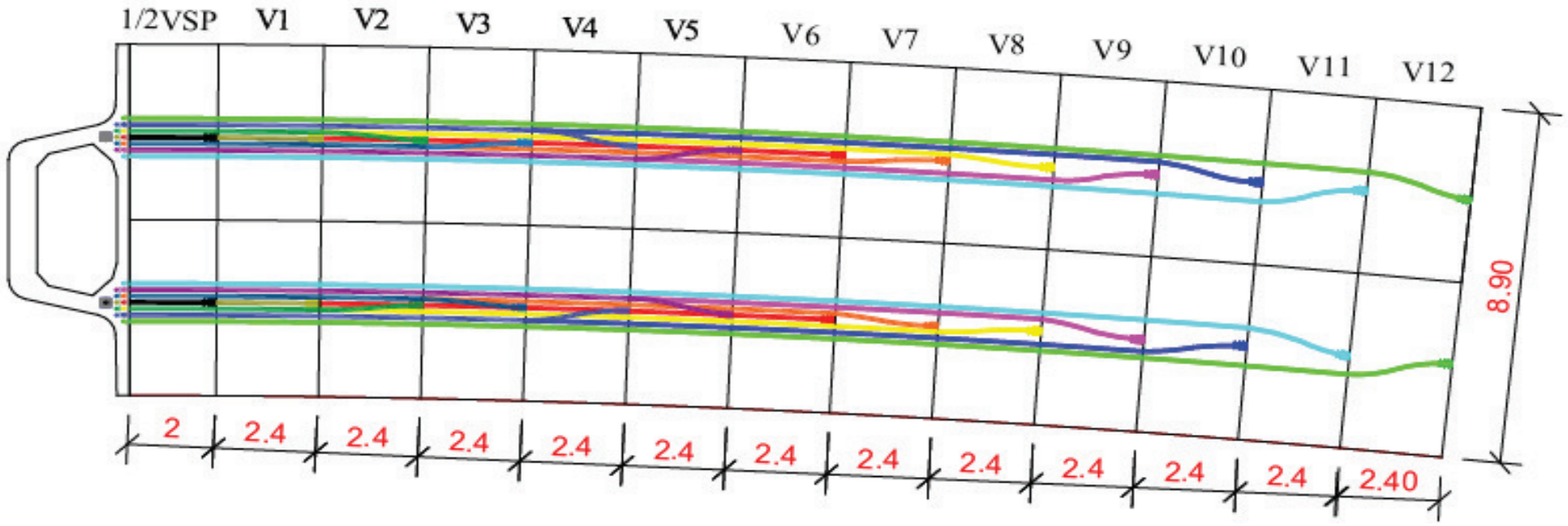


Caractéristiques des câbles :
Type de câble : **13T15s**
Section Ap = **1 950 mm²**
Classe : **1 860 MPa**
Module d'élasticité : **190 000 MPa**
Dimensions plaque d'ancrage : **25x21 cm²**

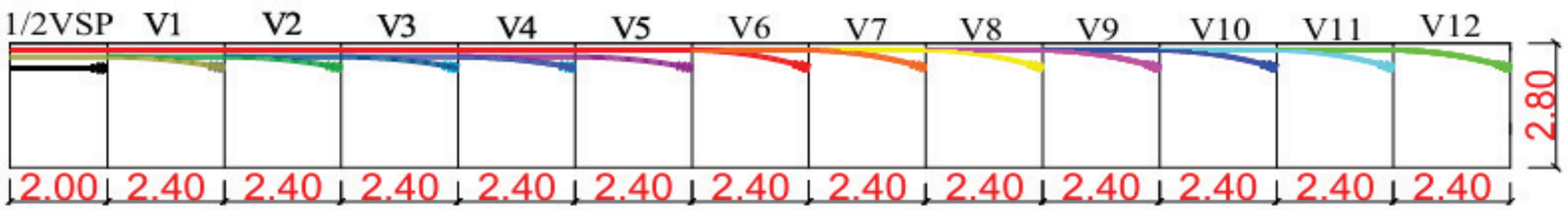
VSP



Tracé en plan des câbles de fléau



Tracé en elevation des câbles de fléau



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	Nom de plan	Encadré par	Année universitaire
Conception et étude d'un ouvrage d'art dans le cadre du projet de TRAVAUX D'ACCESSIBILITE DE LA ZET DE SIDI FRADJ ET PALM BEACH	ZAAF Salah eddine BENNADJI Salah	La précontrainte du fléau	M.SABAH Omar Mme.MEHIAOUI Mahdia .Y	2023 / 2024

V.3. Etude de la précontrainte de continuité :

Une fois la phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité, Ces câbles appelés aussi « câbles éclisses » sont intérieurs au béton dans l'hourdis inférieur et ancrés dans des bossages faisant saillis au-dessus de celui-ci, ils se trouvent au voisinage des clavages de chaque travée, que ce soit en rive ou en travée intermédiaire, afin d'assurer la continuité du tablier, leur rôle est de reprendre les moments hyperstatiques positifs qui en résultent, et les moments fléchissant dus aux actions complémentaires appliquées(surcharges d'exploitations) à la structure après la réalisation des fléaux.

V.3.1.Détermination du nombre de câbles de continuité :

On calcule la précontrainte nécessaire pour limiter les contraintes de tractions dans les fibres inferieures dues aux sollicitations maximales en service. Ces câbles sont disposés au voisinage de la clé de chaque travée et sont destinés à assurer la continuité du tablier.

La force de précontrainte et le nombre nécessaire de câbles sont donnés par ces formules :

$$P \geq \frac{\frac{M.v'}{I}}{\frac{1}{S}+\frac{e.v'}{I}} \qquad n \geq \frac{P}{(1-\Delta P)\times P_0}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.
v' : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.
ΔP : les pertes de tension, estimées à 25 %.

V.3.2.Travée principale :

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale (P1 – P2) qui est la travée la plus sollicitée, est résumé dans le tableau **V.8** suivi d'un exemple de calcul sur le voussoir V12 qui est le voussoir le plus sollicité.

Application Numérique

M = **60292,4** KN.m (Combinaison **ELS** : **G + D240**)

v' = 1,7484 m; **d** = 0.15 m; **e** = 1,5984m ; **I** = 6,68m 4 ; **S** = 6,47 m

P0 = 2901.6 KN ; Δ**P** = 25 % ; P = **27544,4 KN** **n ≥ 12,65**

On prend : **n = 14 câbles** de **13T15s**.

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

Tableau V. 8 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale P1-P2.

Section	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	e (m)	M (KN.m)	P (KN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenu
V5	7,07	7,53	1,6445	1,4945	2925,64	1365,748	0,627584	2
V6	6,98	7,43	1,6574	1,5074	4737,87	2204,016	1,012782	4
V7	6,9	7,32	1,6709	1,5209	9429,83	4374,149	2,009994	6
V8	6,81	7,21	1,685	1,535	13291,17	6143,846	2,823199	8
V9	6,73	7,09	1,6998	1,5498	16680,99	7688,602	3,53304	10
V10	6,64	6,96	1,7153	1,5653	19677,81	9041,515	4,154726	10
V11	6,56	6,82	1,7315	1,5815	21964,54	10066,59	4,625766	10
V12	6,47	6,68	1,7484	1,5984	23788,59	10867,75	4,993912	10
VSC	6,43	6,6	1,75	1,6	24612,49	11256,38	5,172495	10
V12	6,47	6,68	1,7484	1,5984	25028,54	11434,22	5,254213	10
V11	6,56	6,82	1,7315	1,5815	25085,05	11496,76	5,282951	10
V10	6,64	6,96	1,7153	1,5653	24948,99	11463,5	5,26767	10
V9	6,73	7,09	1,6998	1,5498	24530,33	11306,52	5,195533	10
V8	6,81	7,21	1,685	1,535	23609,64	10913,56	5,014962	10
V7	6,9	7,32	1,6709	1,5209	22047,19	10226,88	4,699419	8
V6	6,98	7,43	1,6574	1,5074	20819,02	9684,829	4,450339	6
V5	7,07	7,53	1,6445	1,4945	17858,24	8336,589	3,830801	4
V4	7,15	7,62	1,6321	1,4821	16254,58	7613,089	3,498341	2

Remarque : Le nombre de câbles retenu est assez élevé par rapport au nombre de câbles calculé en raison de la nécessité de justifier les contraintes **(voir l'Annexe C)**

V.3.2.1. Tracé des câbles :

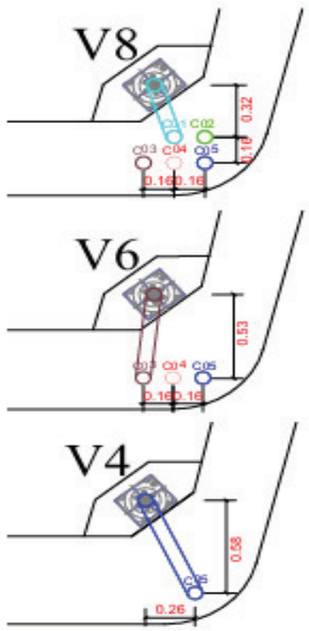
Les équations et les paramètres du tracé en plan et en élévation sont présentés sur les tableaux suivants :

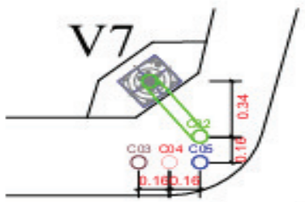
Tableau V. 9 : La disposition des Câbles en Travée principale en plan.

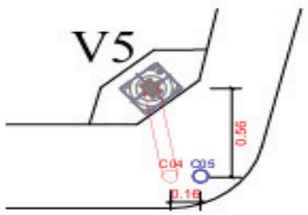
Cable	Z_0(m)	Z_1(m)	X_0(m)	X_1(m)	R_0(m)	β_0 (rad)	Equation
C1	0,1	0	1,2	1,2	7,2	0,165	$0.1- 0,0694x^2$
C2-C5	0,26	0,13	1,2	1,2	5,53	0,213	$0.26-0,0903x^2$
C3	0,06	0,03	1,2	1,2	24	0,050	$0.06-0.0208x^2$
C4	0,1	0,05	1,2	1,2	14,4	0,083	$0.1-0.0347x^2$

Tableau V. 10 : La disposition des Câbles en Travée principale en élévation

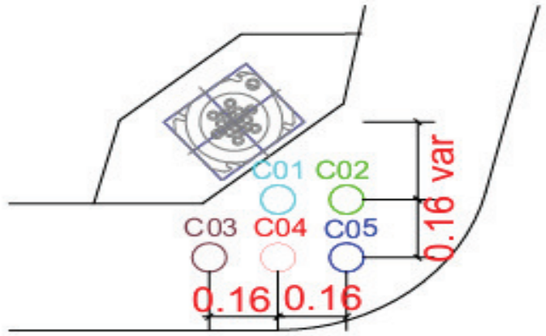
Cable	$L_{1,2}$(m)	d_0(m)	d_1(m)	R(m)	α (rad)	Equation
C1	4,8	0,36	0,78	27,429	0,173	$0.36+0.01823x^2$
C2	4,8	0,36	0,75	29,538	0,161	$0.36+0.01693x^2$
C3	4,8	0,2	0,73	21,736	0,217	$0.2+0.023x^2$
C4	4,8	0,2	0,7	23,040	0,205	$0.2+0.0217x^2$
C5	4,8	0,2	0,68	24,000	0,197	$0.2+0.02083x^2$





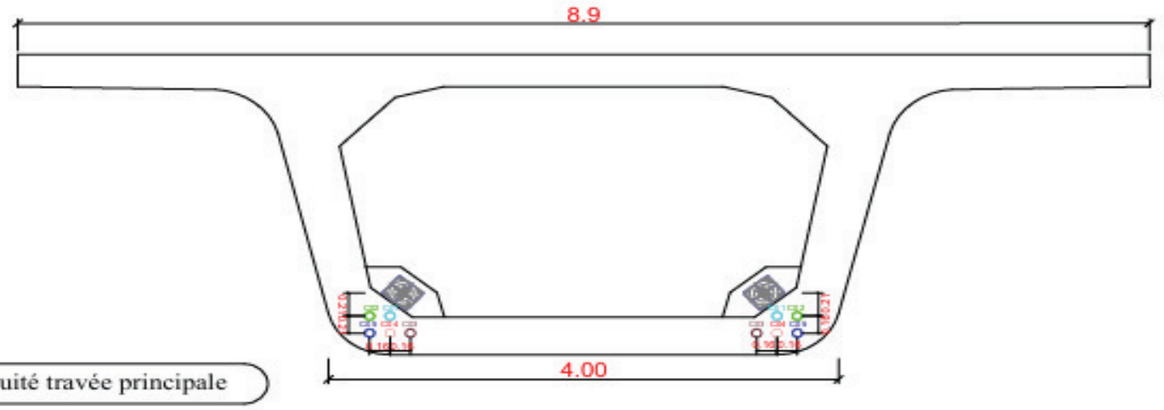


La disposition des câbles.

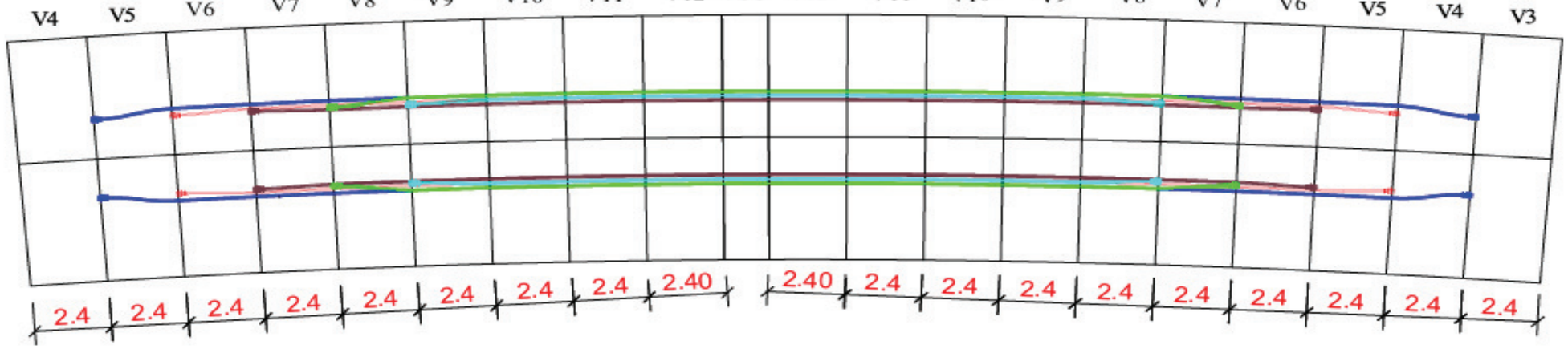


Caractéristiques des câbles :
Type de câble : **13T15s**
Section Ap = **1 950 mm²**
Classe : **1 860 MPa**
Module d'élasticité : **190 000 MPa**
Dimensions plaque d'ancrage : **25x21 cm²**

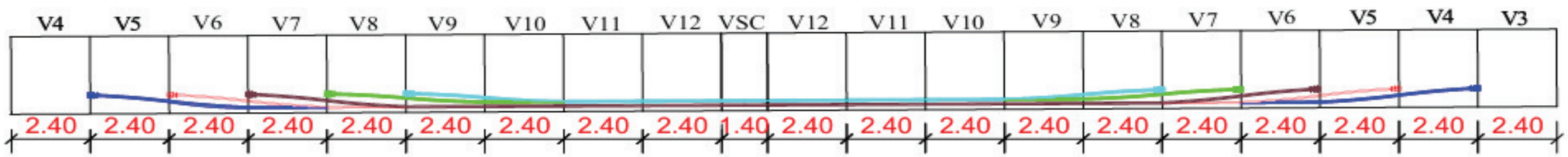
Les câbles de travée principale.



Tracé en Plan des Câbles de continuité travée principale



Tracé en élévation des Câbles de continuité travée principale



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	Nom de plan	Encadré par	Année universitaire
Conception et étude d'un ouvrage d'art dans le cadre du projet de TRAVAUX D'ACCESSIBILITE DE LA ZET DE SIDI FRADJ ET PALM BEACH	ZAAF Salah eddine BENNADJI Salah	La précontrainte de continuité (travée principale)	M.SABAH Omar Mme.MEHIAOUI Mahdia .Y	2023 / 2024

V.3.3.Travée de rive :

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

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

Tableau V. 11 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée de rive C1-P1

Section	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	e (m)	M (KN.m)	P (KN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenu
V6	7,43	6,98	1,6574	1,5074	2842,26	1370,284	0,629668	2
V7	7,32	6,9	1,6709	1,5209	4850,16	2326,17	1,068914	4
V8	7,21	6,81	1,685	1,535	10699,83	5105,985	2,346285	6
V9	7,09	6,73	1,6998	1,5498	15851,05	7518,643	3,454941	6
V10	6,96	6,64	1,7153	1,5653	20869,18	9837,065	4,520295	8
V11	6,82	6,56	1,7315	1,5815	25074,05	11733,2	5,391602	8
V12	6,68	6,47	1,7484	1,5984	29036,14	13490,3	6,199019	10
VC7	6,68	6,47	1,7484	1,5984	32401,24	15053,74	6,917445	10
VC6	6,82	6,56	1,7315	1,5815	34740,1	16256,36	7,470065	10
VC5	7,09	6,73	1,6998	1,5498	35326,44	16756,42	7,699854	10
VC4	7,21	6,81	1,685	1,535	34309,95	16372,79	7,523569	10
VC3	7,43	6,98	1,6574	1,5074	31774,6	15318,88	7,039277	8
VC2	7,62	7,15	1,6321	1,4821	27432,32	13335,98	6,128103	8
VC1	7,79	7,33	1,6091	1,4591	21551,17	10544,31	4,845284	6
Fin cule	7,96	7,52	1,5849	1,4349	13854,29	6821,488	3,134587	4

Remarque : Le nombre de câbles retenu est assez élevé par rapport au nombre de câbles calculé en raison de la nécessité de justifier les contraintes **(voir l'Annexe C)**

V.3.3.1. Tracé des câbles :

Les équations et les paramètres du tracé en plan et en élévation sont présentés sur les tableaux suivants :

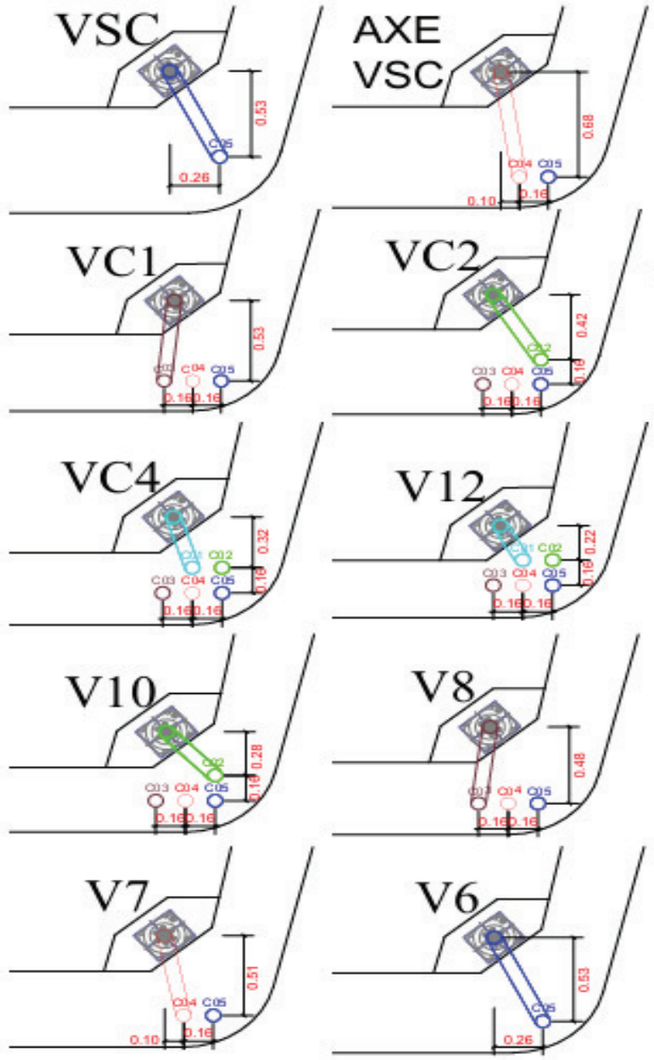
Tableau V. 12 : LA DISPOSITION DES CABLES EN TRAVEE DE RIVE EN PLAN.

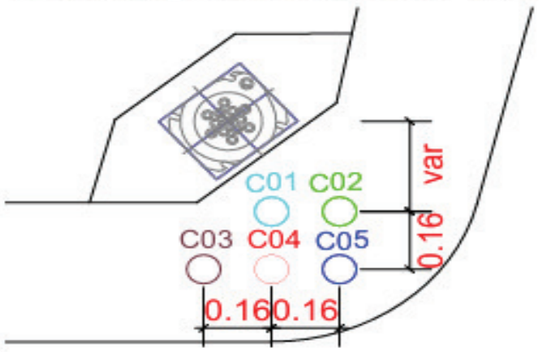
Cable	Z_0(m)	Z_1(m)	X_0(m)	X_1(m)	R_0(m)	β_0 (rad)	Equation
C1	0,1	0	1,2	1,2	7,2	0,165	$0.1- 0,0694x^2$
C2	0,26	0,13	1,2	1,2	5,53	0,213	$0.26-0,0903x^2$
C3	0,06	0,03	1,2	1,2	24	0,050	$0.06-0.0208x^2$
C4	0,1	0,05	1,2	1,2	14,4	0,083	$0.1-0.0347x^2$
C5	0,26	0,13	1,2	1,2	5,53	0,213	$0.26-0.0903x^2$

Tableau V. 13 : La disposition des Câbles en Travée de rive en élévation

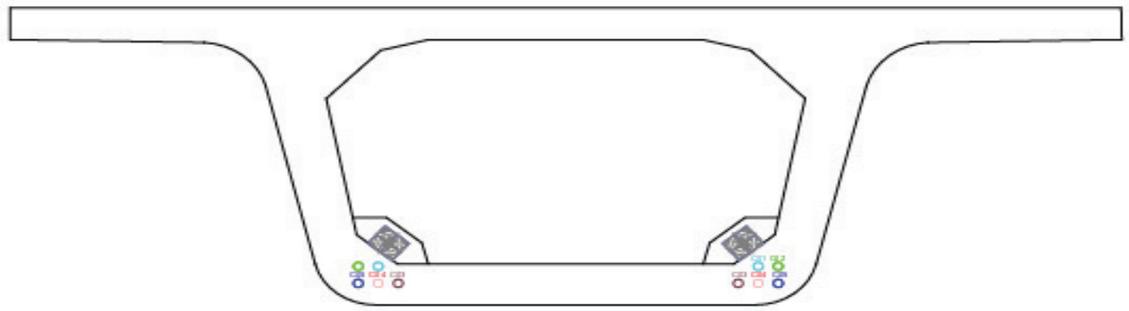
Cable	$L_{1,2}$(m)	d_0(m)	d_1(m)	R(m)	α (rad)	Equation
C1	4,8	0,36	0,78	27,429	0,173	$0.36+0.01823x^2$
C2	4,8	0,36	0,75	29,538	0,161	$0.36+0.01693x^2$
C3	4,8	0,2	0,73	21,736	0,217	$0.2+0.023x^2$
C4	4,8	0,2	0,7	23,040	0,205	$0.2+0.0217x^2$
C5	4,8	0,2	0,68	24,000	0,197	$0.2+0.02083x^2$

La disposition des câbles.

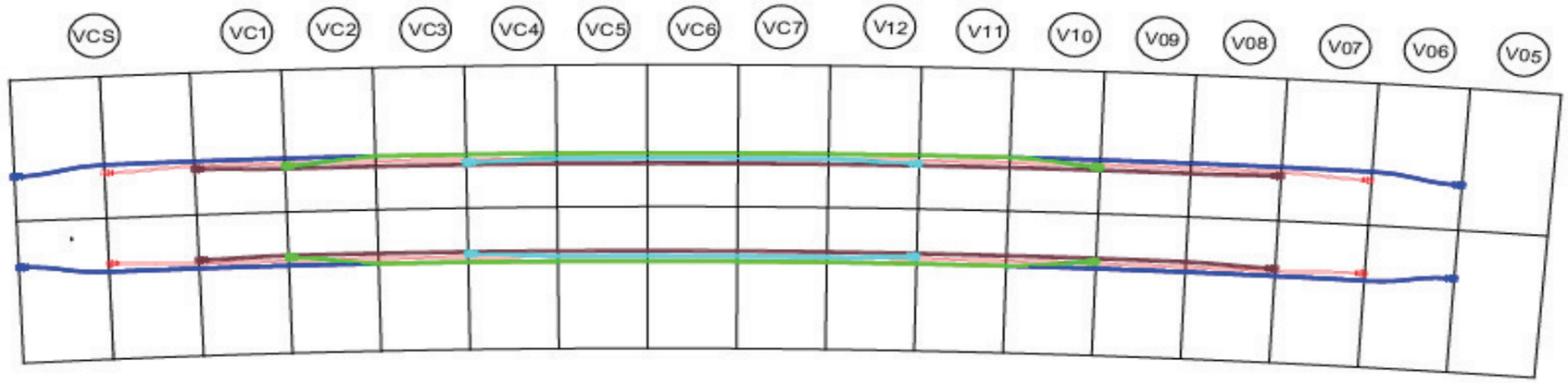




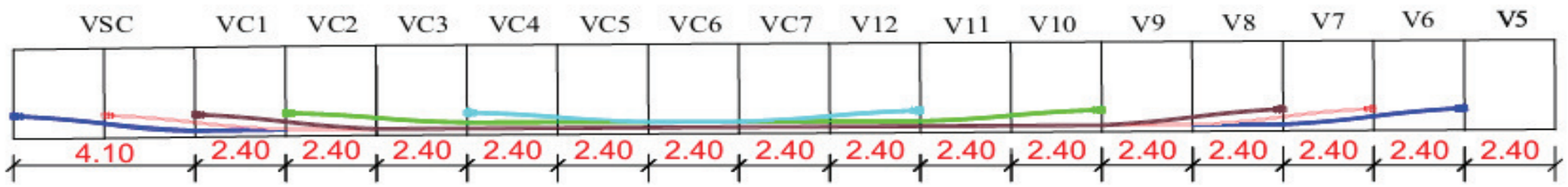
Les câbles de travée de rive.



Tracé en Plan des Câbles de continuité travée de rive



Tracé en élévation des Câbles de continuité travée de rive



Caractéristiques des câbles :
Type de câble : **13T15s**
Section Ap = **1 950 mm²**
Classe : **1 860 MPa**
Module d'élasticité : **190 000 MPa**
Dimensions plaque d'ancrage : **25x21 cm²**

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	Nom de plan	Encadré par	Année universitaire
Conception et étude d'un ouvrage d'art dans le cadre du projet de TRAVAUX D'ACCESSIBILITE DE LA ZET DE SIDI FRADJ ET PALM BEACH	ZAAF Salah eddine BENNADJI Salah	La précontrainte de continuité (travée de rive)	M.SABAH Omar Mme.MEHIAOUI Mahdia .Y	2023 / 2024

V.4. Les pertes de la précontrainte :

V.4.1.Pertes de tension instantanées :

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles et on distingue :

- Pertes de tension par frottement, $\Delta\sigma_v$.
- Pertes de tension par recul de l'ancrage, $\Delta\sigma_g$.
- Pertes de tension par déformation instantanée du béton, $\Delta\sigma_e$.

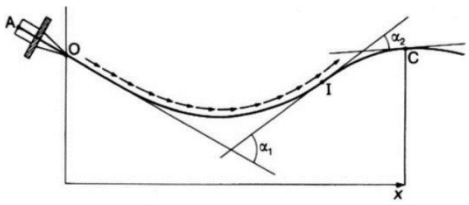
La valeur des pertes instantanées totale est : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_v + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

V.4.1.1. Perte par frottement du câble dans la gaine :

Lors de la mise sous tension des câbles de précontrainte, des pertes par frottement des câbles sur la gaine se produisent à la fois dans les zones où la gaine est rectiligne et dans les parties courbes des câbles.

La perte par frottement est donnée par la formule suivante :

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



- σ_{p0} : tension à l'origine, $\sigma_{p0} = 1488$ MPa
- f: Coefficient de frottement de courbure, dans notre cas $f = 0{,}2\ rad^{-1}$
- φ: Coefficient de frottement droit, dans notre cas $\varphi = 0{,}003\ m^{-1}$.
- β : La variation angulaire du câble à l'abscisse x. Elle est égale aux déviations dans deux plans perpendiculaires.
- **X** : la distance de la section considérée (m).

Les câbles présentant des déviations angulaires α en élévation et β en plan, d'où la variation θ égal à :

$\theta = \alpha + \beta$: lorsque les déviations se succèdent.

$tg\theta = \sqrt{tg\alpha^2 + tg\,\beta^2}$: si ces déviations ont lieu simultanément

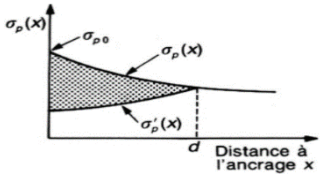
V.4.1.2. Pertes par recul d'ancrage

Ces pertes résultent du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, Le glissement dans les clavettes dans les plaques dépend du type de l'ancrage, son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d ».

Les pertes par recul d'ancrage se déterminent par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_g = 2.\sigma_{p0}.k(d - x) \quad \text{avec} \quad k = f.\frac{\beta}{l} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{Ep.g}{\sigma_{p0}k}}$$

Avec



- **k** : fonction croissante.
- **d** : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

- σ_{p0} : Contrainte initiale.
- **g** = 2 mm : l'intensité du recul d'ancrage.
- **Ep** = 190 000 MPa : module d'élasticité des aciers.

V.4.1.3. Pertes par déformations instantanées du béton (raccourcissement de béton) :

La mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, le voussoir et le premier câble subissent dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale Δσpi, (Un raccourcissement) lors la mise en tension d'un deuxième câble, de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

La valeur moyenne des pertes dues à la non-simultanéité de la mise en tension par câble s'exprime par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{n-1}{2.n} E_p . \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

Pour la simplification, les règles de BPEL proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2}\sigma_b . \frac{E_p}{E_{bi}} \qquad \sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P.e^2}{I} - \frac{M.e}{I}$$

Avec

- **n** : Nombre de câbles. En pratique $\frac{n-1}{n}$ est souvent remplacé par **1.**
- E_{bi} : module de déformation instantané du béton.
- σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des n câbles.
- E_p : module d'élasticité des câbles précontraints.
- **P** : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes, P = P0 (1 - ΔP).
- **M** : moment sous le poids propre.

V.4.2.Pertes de tension différées :

La tension dans les câbles se réduit progressivement au cours du temps, on distingue :

- Perte de tension due au fluage du béton, $\Delta\sigma_{fl}$.
- Perte de tension due à la relaxation d'acier, $\Delta\sigma_p$.
- Perte de tension due au retrait du béton, $\Delta\sigma_r$.

La valeur des pertes différées totale est : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{fl} + {}^{5}/_{6}\,\Delta\sigma_p + \Delta\sigma_r$

V.4.2.1. Pertes par fluage :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée,

le fluage du béton commence au moment du chargement et se développe au cours de temps par une diminution progressive de la tension dans les armatures de précontrainte.

La perte due au fluage s'exprime par la formule : $\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_M + \sigma_b).\frac{E_p}{E_{bj}}$

- La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$
- σ_M: contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1,5 \times \sigma_b$
- σ_b: contrainte finale dans le béton au niveau du câble

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5\sigma_b.\frac{E_p}{E_{bj}}$

V.4.2.2. Pertes par relaxation :

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement.

La perte de tension finale d'une armature du la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_{relax} = \frac{6}{100}\rho_{1000}(\mu - \mu_0)\sigma_{pi} \qquad \mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$$

Avec :

- $\rho_{1000}\% = 2.5$: relaxation garantie à 1 000 h ;
- 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 (après pertes instantanée)

V.4.2.3. Pertes par retrait :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

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 : $\varepsilon_r(1 - r(t_0))$

Avec :

- ε_r : Retrait final du béton, $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$ pour un climat humide comme celui de notre ouvrage.
- $r(t_0)$: Loi d'évaluation du retrait en fonction du temps.

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

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

$$\Delta\sigma_r(t) \approx E_p\varepsilon_r$$

$$\Delta\sigma_r(t) = 1,9.10^5 \times 2.10^{-4} = 38\ MPa$$

V.4.3.Détermination des pertes totales :

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées :

$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_{diff}$; $\boldsymbol{\Delta\sigma_{tot} = 19.218\ \%}$

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

CONCLUSION :

Après ces calculs en constate que les pertes totales calculer sont proches à celles supposés au début **(25%),** alors pour la suite de calcul en prend **Δσ = 19.218%.**

V.5. Vérification des contraintes :

La précontrainte doit générer des contraintes normales de compression afin d'avoir des contraintes normales totales inférieur aux contraintes admissibles. Rappelons qu'en classe II les contraintes limites sont :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bt} = -0.7 f_{tj}}$ En section d'enrobage

$\boldsymbol{\sigma_{bt} = -1.5 f_{tj}}$ Hors section d'enrobage

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

$$\boldsymbol{\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} - \frac{M.v}{I}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.v'}{I} + \frac{M.v'}{I}}$$

V.5.1.Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction :

- $\boldsymbol{\Delta P = 19.218\% \implies \sigma_\infty = 1202.03\ MPa}$
- $\boldsymbol{f_{c28} = 40\ MPa}$
- $\boldsymbol{f_{t28} = 3\ MPa}$
- $\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 24\ MPa}$
- $\boldsymbol{\sigma_{bt} = -0.7 f_{t28} = -2.1\ MPa}$
- $\boldsymbol{\sigma_{bt} = -1.5 f_{t28} = -4.50\ MPa}$

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

V.5.2.Vérification des contraintes en phase de service :

Les contraintes doivent être vérifiées dans toutes les sections critiques du pont à vide et en service.

- **Etat à vide** : on prend en considération seulement que le poids propre du tablier. **(Pp + CCP)**
- **Etat en charge** : on prend en considération les charges et surcharges. **(G+D240)**

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} = 24\ Mpa}$$
$$\boldsymbol{\sigma_{bt} = -1 \times f_{tj} = -3\ Mpa} \qquad \boldsymbol{en\ zone\ d'enrobage}$$
$$\boldsymbol{\sigma_{bt} = -1.5 \times f_{tj} = -4.5\ Mpa} \qquad \boldsymbol{hors\ zone\ d'enrobage}$$

Les résultats sont résumés dans **l'annexe C**

V.5.3.Armatures des zones tendues :

Selon le **BPEL (Art.6.1,32),** il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales As dans les parties de la section où le béton est tendu.

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

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

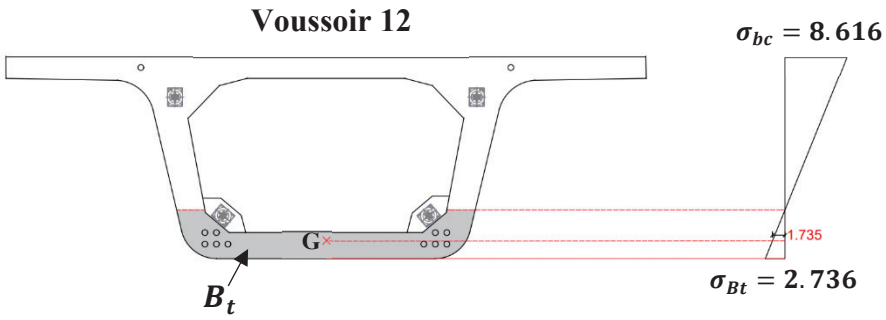


Figure V. 8 : Diagramme des contraintes a x = 84,7 m.

On a :

$\boldsymbol{B_t}$ = 1.6742 m2 ; $\boldsymbol{\sigma_{Bt}}$ = 2,736 MPA ; $\boldsymbol{\sigma_{NBt}}$= 1.735 MPA ; $\boldsymbol{N_{Bt}}$ = 2.90 MN

$$\boldsymbol{A_s = \frac{1.6742}{1000} + \left(\frac{2.90}{500} \times \frac{3}{2{,}736}\right) = 80{,}33\ cm^2\ (19{,}59\ cm2\ /ml)}$$

Alors on prend : **4 HA 25 /ml** avec **e = 25 cm**.

V.5.4.Vérification des contraintes tangentiels :

V.5.4.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'âme est le parti 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'ELS (G+D240).

Pour une poutre continue, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à « h/2 » d'un appui intermédiaire, car elles transmettent directement les charges à cet appui.

On peut négliger l'effet des charges situés à une distance du nu de l'appui inférieure à h/2

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

Les actions exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- Un effort tranchant positif ;
- Une composante verticale de la précontrainte Psinα qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

L'évaluation de la réduction de l'effort tranchant due à l'inclinaison des câbles est évidemment liée au tracé du câblage. Cet effort est de signe contraire à l'effort tranchant dû aux charges extérieures. L'effort tranchant provoqué par la précontrainte :

$$V_p = Psin\alpha$$

Dans notre cas $\alpha = 0$ (Tous les cables sont rectilignes sur VSP)

Pas de reduction de l'effort trenchant $V_p = Psin0 = 0$

L'effort tranchant réduit vaut:

$$V_r = V_{max}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_{max} < min(\tau_1, \tau_2), avec \quad \tau_{max} = \frac{V_{red}\, S_n}{I_n\, b_n}$$

Non-rupture par fissuration : $\tau^2 < {\tau_1}^2 = 0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$

Par compression-cisaillement : $\tau^2 < \tau_2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$

Avec: $\sigma_x = \frac{P \times cos\alpha}{B_n}$

Avec

- τ_{max} : contrainte de cisaillement maximale réduite de service ;
- σ_x **:** contrainte normale longitudinale au CDG de la section nette ;
- B_n **:** section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.
- V_{red} **:** effort tranchant maximal réduit de service.
- S_n **:** moment statique nette de la section nette située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.
- $\mathbf{I_n}$ **:** est le moment d'inertie nette.
- b_n **:** Epaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme: $b_n = 2(b_0 - nk\Phi)$ **;**
- b_0 : l'épaisseur brute de l'âme ;
- n : nombre de câble, k=0.5 injection de coulis de ciment ;
- Φ : diamètre de la gaine, (pas de gaines dans notre cas).
-

Application Numérique :

L'effort tranchant n'est pas vérifié avec les âmes de $b_0 = 0.45m$ donc comme solution on a augmenté l'épaisseur jusqu'à b0=0.7 dans la section étudiée.

$h/2 = 1.4m$; $V_{ELS}(1.4m) =$ 10.524 MN ;

$\alpha = 0\ rad$; $V_p = Psin0 = 0 \Longrightarrow \boldsymbol{V_{red} = V_{max} = 10.524MN}$;

$n =$ 26 câbles ; $\Delta P = \mathbf{19,218\%} \Longrightarrow \boldsymbol{P = 60.943\ MN}$;

$B_n = 8.08\ m^2 \Longrightarrow \boldsymbol{\sigma_x = 7.54\ MPa}$;

$f_{c28} = 40\ MPa$; $f_{t28} = 3\ MPa \Longrightarrow \boldsymbol{\tau_1 = 3.55\ MPa}$ et $\boldsymbol{\tau_2 = 5.10\ MPa}$;

$I_n = 7.95\ m^4$; $S_n = 3.69\ m^3$; $b_n = 1.4\ m$;

$\Longrightarrow \boldsymbol{\tau max = 3.48\ MPa}$

On a :

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

V.5.4.2. 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, d'une part, de **la résistance des armatures transversales** et, d'autre part, celle des **bielles comprimées**.

❖ **Les bielles comprimées :**

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

$$\boldsymbol{tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}\ ; avec\ \beta_u \geq 30°}$$

$\boldsymbol{\sigma_x}$, $\boldsymbol{\sigma_y}$: représentent les contraintes normales au niveau de CDG **:** $\boldsymbol{\sigma_x = P \times {cos\alpha}/{B_n}, \sigma_y = 0}$

$\boldsymbol{\tau_u}$: contrainte tangentielle ultime réduite**,** $\boldsymbol{\tau_{max} = \frac{V_{red_u} S_n}{I_n b_n}}$

$\boldsymbol{V_{red_u}}$: est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

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

$$\boldsymbol{\tau_u \leq \frac{0.85 f_{c28}}{3\gamma_b} \times sin2\beta_u}\ ,\ \text{si :}\ \boldsymbol{\beta_u = 30°}\text{, alors on obtient : } \boldsymbol{\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}}$$

Application numérique :

$V_{ELU}(1.4m) = 14.086\ MN$; $V_p = 0 \Longrightarrow \boldsymbol{V_{red_u} = V_{ELU} = 14.086\ MN}$;

$I_n = 7.95\ m^4$; $S_n = 3.69\ m^3$; $b_n = 1.4\ m \Longrightarrow \boldsymbol{\tau_u = 4.67\ MPa}$

$B_n\ 8.08 = m^2 \Longrightarrow \boldsymbol{\sigma_x = 7.54\ MPa}, \boldsymbol{\sigma_y = 0\ MPa}$

$\beta_u = 0.4458\, rad = 25.54° \implies$ On prend : $\boldsymbol{\beta_u = 30°}$

$\frac{f_{c28}}{6} = \frac{40}{6} = 6.67\, MPa \implies \boldsymbol{\tau_u = 4.67\, MPa \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.67\, MPa}$

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:

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right) \times tg\beta_u$$

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 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\frac{b_n\, \gamma_s}{f_e}$$

Application Numérique :

$\tau_u = 4.67MPa$; $f_{t28} = 3\, MPa$; $f_e = 500\, MPa$; $\gamma_s = 1.15$; $b_n = 1.4m$; $\beta_u = 30°$
$\implies \boldsymbol{\frac{A_t}{S_t} \geq 68.22\, cm^2/m}$
$\boldsymbol{\frac{A_t}{S_t} \geq 19.32\, cm^2/m} \implies$ à vérifier dans l'étude transversale

V.5.4.3. Vérification de la flèche ELS :

La flèche maximale a l'ELS est données par la combinaison **G + D_{240} + 0.6ΔT + 0.5D**

La flèche calcule par le logiciel ROBOT est de f = 5cm

La flèche admissible $f^{adm} = \frac{L}{500} = \frac{63}{500} = 12.6\, cm$; $avec\ L\ longeur\ du\ travée$

f^{adm} > f donc verifiee

CHAPITRE VI :

ETUDE TRANSVERSALE

VI.1. INTRODUCTION

La section caisson, présente une grande résistance aux moments de torsion et qui assure une transmission directe des charges verticales aux appuis, ainsi que sa résistance à la flexion longitudinale fournie par ses deux hourdis. Pour cette raison, cette section est la mieux adaptée à la construction par encorbellement successif.

Dans ce chapitre nous allons déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis…).

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

VI.2. MODÉLISATION DE LA SECTION TRANSVERSALE

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis (**logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**). Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre), appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples situés à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

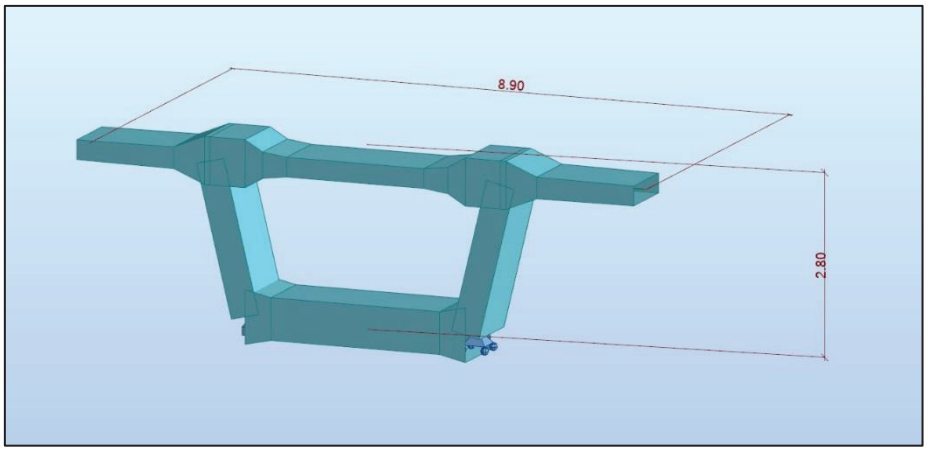


Figure VI. 1 : Vue en 3D du caisson modélisé sur le logiciel

NB : les combinaisons des charges utilisées sont les mêmes que celles utilisées dans l'évaluation des efforts longitudinaux en service (voir **Tableau IV.6**).

VI.3. Résultats :

Les combinaisons qui ont données les sollicitations les plus défavorables :

- À l'ELS : G + 1.2Bt (2V).
- À l'ELU : 1.35G + 1.6Bt (2V).

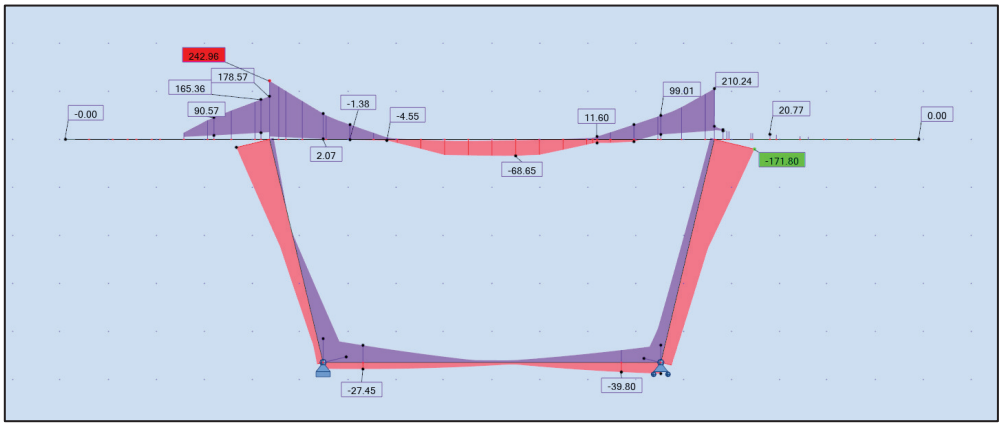


Figure VI. 2 : Le moment maximum sur pile à l'ELS.

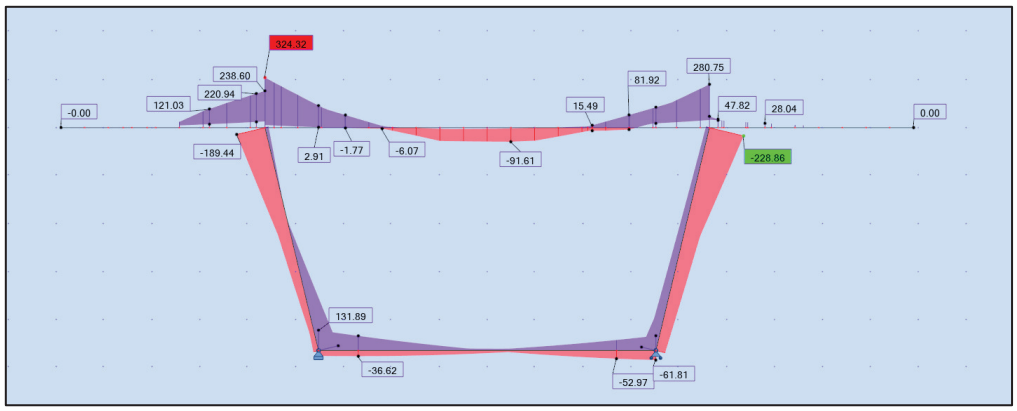


Figure VI. 3 : Le moment maximum sur pile à l'ELU.

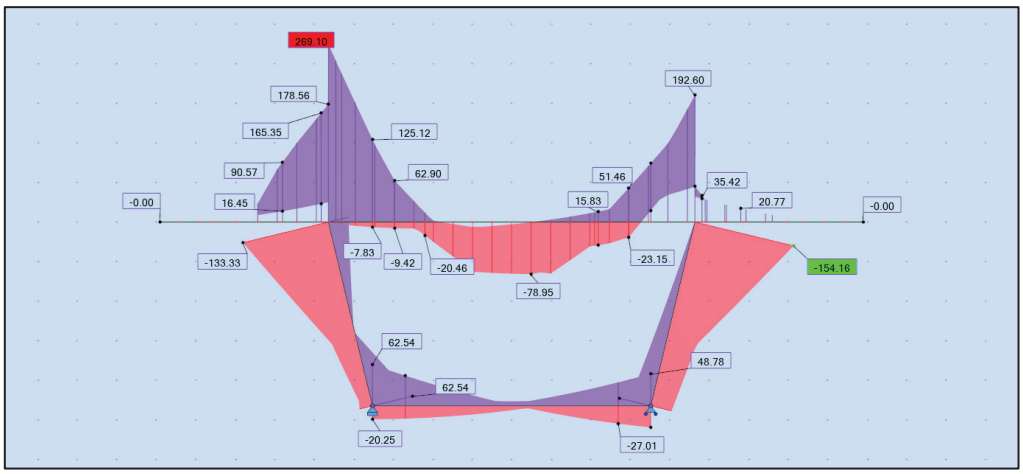


Figure VI. 4 : Le moment maximum à l'ELS pour le VC.

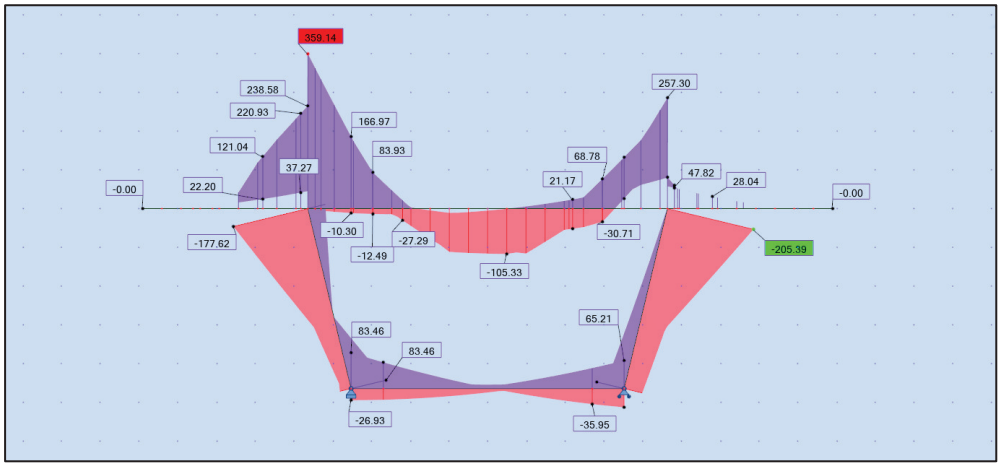


Figure VI. 5 : Le moment maximum à l'ELU pour le VC.

Les sections à justifier sont représentées dans la figure ci-dessous :

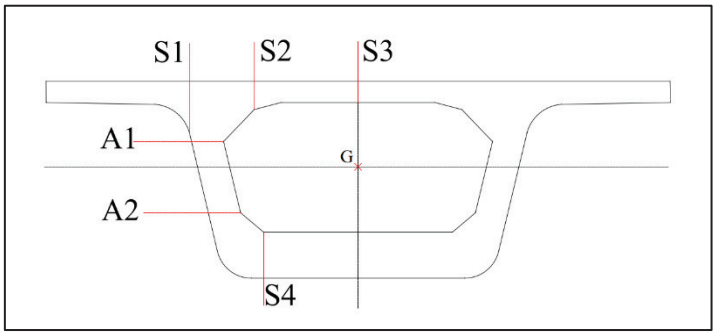


Figure VI. 6 : Sections à justifier selon le guide SETRA.

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

VI.4. Ferraillage :

Pour le ferraillage, nous allons subdiviser le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple ;
- Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple ;
- Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

Nous prenons en compte l'effet de la torsion parce qu'on a un rayon de courbure de **R=298.25m**.

VI.4.1. Exemple de calcul du ferraillage de l'hourdis supérieur :

Pour cet exemple, on travaille sur le voussoir à la clef. Les fissurations sont jugées préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

VI.4.1.1. Nappe supérieure :

$\boldsymbol{Mser = 269.10\ KN.m}$; $\boldsymbol{\sigma_{bc} = 24\ MPa}$; $\boldsymbol{\sigma_{st} = 250\ MPa}$

$\mathbf{b} = 100cm$; $\boldsymbol{h} = 40\ cm$; $\boldsymbol{d} = 0.9 \times \boldsymbol{h} = 36cm$

$\boldsymbol{X} = \frac{15\times\sigma bc}{15\times\sigma bc+\ \sigma st} \times d$; $\boldsymbol{X} = 21.24\ cm$

$\boldsymbol{Z} = d - \frac{X}{3}$; $\boldsymbol{Z} = 28.92\ cm$

$\boldsymbol{M_1} = \frac{1}{2} \times b \times x \times \sigma bc \times z$; $\boldsymbol{M_1} = 0.7198\ MN.m$

Mser $<$ M1 Donc on a une section sans armatures comprimée (S.S.A.C)

Aser $= \frac{\text{Mser}}{\text{Z}\times\sigma\text{st}}$; **Aser = 37.22 cm2/ml**

Donc 8 HA25 ; A=39.27 cm² /ml

$\text{A(cnf)} = 0.23 \times \frac{\text{ftj}}{\text{fe}} \times \text{b} \times \text{d}$; $\boldsymbol{Acnf = 4.97\ cm^2}$

$A_{ser} > A_{cnf}$ La condition de non fragilité est vérifiée

VI.4.1.2. Nappe inferieur :

$\mathbf{H = 0.30\ m}$; $\mathbf{Mser = 68.65\ KN.m}$; $\boldsymbol{M_1 = 287.9\ KN.m}$

$M_{ser} < M_1$ Donc on a une section sans armatures comprimée (S.S.A.C)

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\times\sigma_{st}} = \frac{68.65\times10^{-3}}{0.1808\times250}$; $\boldsymbol{A_{ser} = 15.25\ cm^2/ml}$

Donc 8 HA16 ; A=16.08 cm² /ml

$\text{A(cnf)} = 0.23 \times \frac{\text{ftj}}{\text{fe}} \times \text{b} \times \text{d}$; $\boldsymbol{Acnf = 3.11\ cm^2}$

$A_{ser} > A_{cnf}$ La condition de non fragilité est vérifiée

VI.4.1.3. Ferraillage longitudinal :

$A_{sl} = \frac{A_s}{3}$; $\mathbf{A_{sl} = 12.41\ cm^2/ml}$

Donc 8 HA16 ; A=16.08 cm² /ml

$\text{A(cnf)} = 0.23 \times \frac{\text{ftj}}{\text{fe}} \times \text{b} \times \text{d}$; $\boldsymbol{Acnf = 4.97\ cm^2}$

$A_{ser} > A_{cnf}$ La condition de non fragilité est vérifiée.

VI.4.2. Ferraillage passif des voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferraillage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats donnés dans les tableaux VI.2.

Tableau VI. 1 : Ferraillage passif du VSP et du VC.

Élément		Nape	Sect	h(cm)	Transversal			Longitudinal		
					$A_s(cm^2)$	Ø(mm)	e(cm)	$A_s(cm^2)$	Ø(mm)	e(cm)
VSP	Hourdis supérieure	Sup	S1	30	33.8	HA 25	12.5	19.59	HA 16	20
			S2	40	32.1					
			S3	30	14.2					
		Inf	S1	30	4.97	HA 16	12.5	19.59	HA 25	25
			S2	40	4.97					
			S3	30	14.2					
	Ame	Interne	A1	70	8.4	HA 16	20	8.59	HA 16	20
			A2	70	8.4					
		Externe	A1	70	8.4	HA 16	20	8.69	HA 16	20
			A2	70	8.4					
	Hourdis inferieur	Sup	S4	65	8.07	HA 16	12.5	12.41	HA 16	12.5
		Inf	S4	65	8.07					
VC	Hourdis supérieur	Sup	S1	30	33.8	HA 25	12.5	12.41	HA 16	12.5
			S2	40	35.8					
			S3	30	9.9					
		Inf	S1	30	4.97	HA 16	12.5	12.41	HA 16	12.5
			S2	40	4.97					
			S3	30	9.9					
	Ame	Interne	A1	45	5.6	HA 16	20	8.45	HA 16	20
			A2	45	5.6					
		Externe	A1	45	8.8	HA 16	20	8.45	HA 16	20
			A2	45	8.8					
	Hourdis inferieur	Sup	S4	35	9.1	HA 16	12.5	19.59	HA 25	25
		Inf	S4	35	4.9					

VI.5. Effet du 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.

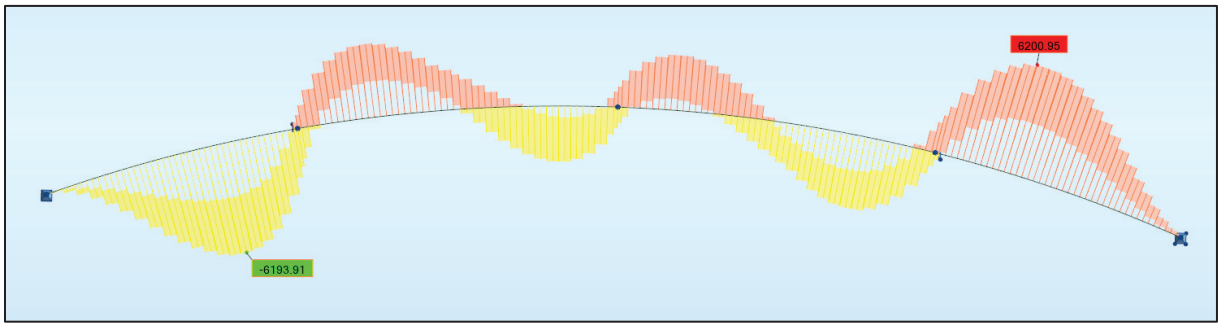


Figure VI. 7 : Diagramme du moment de torsion.

VI.5.1. Vérification de la compression des bielles de béton

- Contrainte due aux l'effort tranchant $\tau_{uV} = \frac{V_u}{2b_1 d} = \frac{0.2993}{2\times0.467\times1.8}$; $\tau_{uv} = 0.038\ MPa$
- Contrainte due aux torsion $\tau_{uT} = \frac{T_u}{2b_0\Omega} = \frac{6.2}{2\times0.467\times9.41}$; $\tau_{uv} = 2.05\ MPa$

Avec
$\boldsymbol{T_u}$= 6.2 MN.m ;
$\boldsymbol{b0} = min(a/6\,;b/6) = 0.467\ m$;
$\boldsymbol{\Omega}$ = 9.41 m2 ; **U** : Périmètre du VSP = 13.3 m ;
$\boldsymbol{\gamma_s}$: coefficient de pondération pris égal à 1,15.

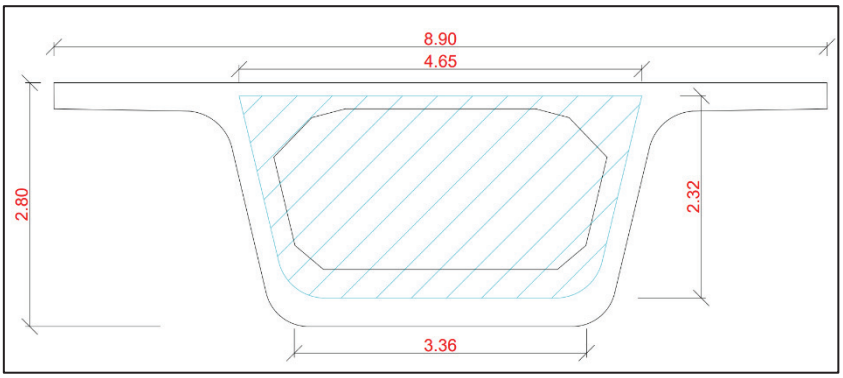


Figure VI. 8 : L'aire Ω .

Contrainte de cisaillement admissible $\boldsymbol{\tau_{lim}} = \boldsymbol{min}\left(\frac{0.15\times f_{cj}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right)$; $\boldsymbol{\tau_{lim}} = 4\ MPa$

Il faut que $\boldsymbol{\tau_{uV} + \tau_{uT} \leq \tau_{lim}}$ pour une section creuse

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

VI.5.2. Calcul des armatures transversales :

VI.5.2.1. Armatures transversales pour l'effort tranchant :

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)

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{8.04}{0.4} ; \left(\frac{\boldsymbol{A_t}}{\boldsymbol{s_t}}\right) = \mathbf{20.1\ cm^2/ml}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_{min} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e} \ ; \ \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_{min} \geq \frac{0.4 \times 0.467}{500} ; \left(\frac{\boldsymbol{A_t}}{\boldsymbol{s_t}}\right)_{\boldsymbol{min}} \geq \mathbf{3.74\ cm^2/ml}$$

VI.5.2.2. Armatures transversales pour torsion :

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

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{T_u \times 1.15}{2 \times \Omega \times f_{et}} \ ;$$

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

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{6.2 \times 1.15}{2 \times 9.41 \times 400} \ ; \ \frac{\boldsymbol{A_t}}{\boldsymbol{s_t}} = \mathbf{7.94\ cm^2/ml}$$

Pourcentage minimal :

$$\left(\frac{A_t}{s_t}\right) min \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e} \ ; \ \left(\frac{A_t}{s_t}\right) min \geq \frac{0.4 \times 0.467}{500} ; \left(\frac{\boldsymbol{A_t}}{\boldsymbol{s_t}}\right) \boldsymbol{min} \geq \mathbf{3.74\ cm^2/ml}$$

VI.5.2.3. Armatures transversales pour l'effort tranchant et torsion :

Le cumul des 2 systèmes d'armatures transversales donne dans l'épaisseur b0 = 18.33 cm de la paroi fictive :

Dans les âmes : Vu+Tu

$$\left(\frac{\boldsymbol{A_t}}{\boldsymbol{s_t}}\right)_{\boldsymbol{Vu}} + \left(\frac{\boldsymbol{A_t}}{\boldsymbol{s_t}}\right)_{\boldsymbol{Tu}} \geq \mathbf{17.94\ cm^2/ml}$$

Soit pour $\mathbf{A_t}$ = 8.04 cm^2 pour un cadre de HA 16

$$\boldsymbol{s_t} \leq \frac{\mathbf{8.04}}{\mathbf{17.94}} \ ; \ \boldsymbol{s_t} \leq \mathbf{44.82\ cm}$$

$St_{min} \leq$ min (0.9d; 40cm ; 24cm) = 24 cm

Donc on retient st = 20 cm.

Dans les hourdis : Tu (torsion uniquement)

$$\left(\frac{\boldsymbol{A_t}}{\boldsymbol{s_t}}\right)_{\boldsymbol{Tu}} \geq \mathbf{7.94\ cm^2/ml}$$

Soit pour $\mathbf{A_t}$ = 8.04 cm^2 pour un cadre HA16 $\Longrightarrow st \leq \frac{8.04}{7.94} = 101.25cm$

$St_{min} \leq$ min (0.9d; 40cm ; 24cm) = 24 cm

Donc on retient st = 20 cm pour les hourdis.

VI.5.3. Calcul des armatures longitudinal :

$$\frac{\sum A_l}{u} \times f_{ed} = \frac{T_u}{2 \times \Omega} \quad ;$$

$\sum \boldsymbol{A_l}$: 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**.

$$\sum A_l = \frac{T_u \times u}{2 \times \Omega \times f_{ed}} = \frac{6.2 \times 13.3}{2 \times 9.41 \times 500} \; ; \; \boldsymbol{\sum A_l = 105.65\ cm^2}$$

Pourcentage minimal

$$\frac{\sum A_l \times f_e}{b_0 \times u} \geq 0.4\ MPa \; ; \; \sum A_l = \frac{0.4 \times b_0 \times u}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.467 \times 13.3}{500} \; ; \; \boldsymbol{\sum A_l = 49.7\ cm^2}$$

Donc on aura besoin d'une section d'armature longitudinal par mètre linéaire du pourtour 11.23 cm^2/ml (6HA16 ; e = 16 cm)

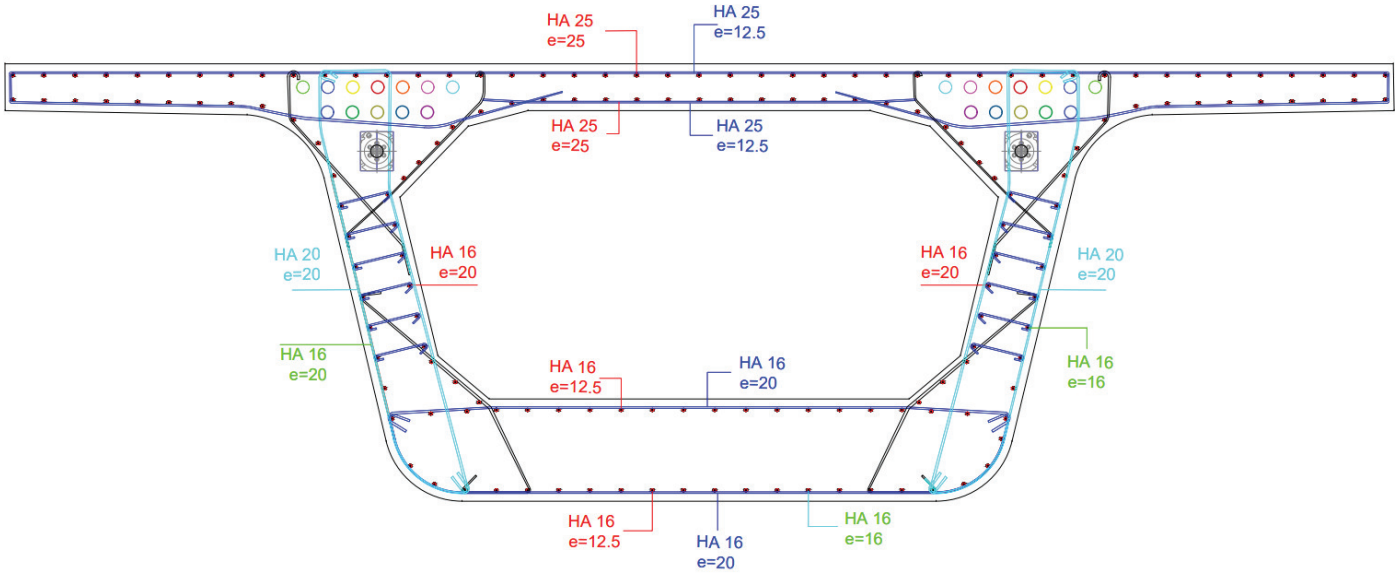


Figure VI. 9 : Ferraillage de voussoir sur pile.

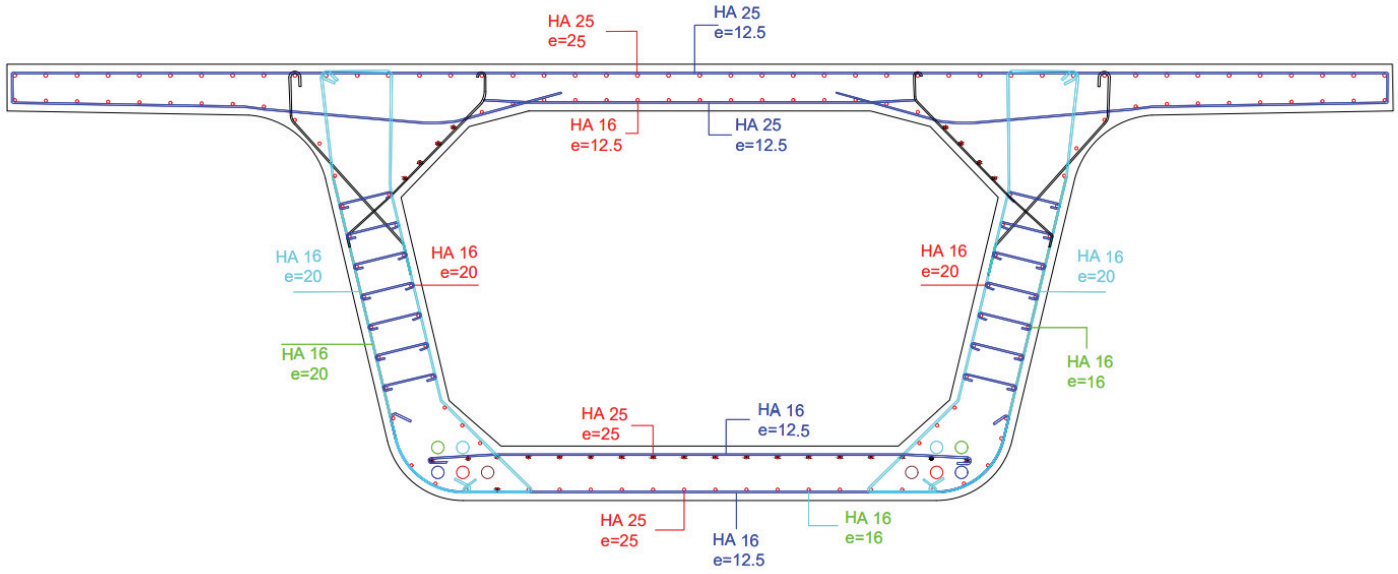


Figure VI. 10 : Ferraillage de voussoir pour le VC.

VI.6. ETUDE DE LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ET ANCRAGE

L'effort à l'ancrage introduit une forte contrainte de compressions sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps du voussoir. Au bout d'une certaine distance, appelée longueur de zone de régularisation, on admet que le principe de saint venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire. On distingue 4 cas de la diffusion de l'effort de précontrainte :

- Câble centré rectiligne.
- Câble excentré rectiligne.
- Câble multiple rectiligne.
- Cas général : câbles multiples courbes inclinés.

Soit :

- Sa : section d'about là où sont ancrés les câbles.
- Sr : section de régularisation se trouvant à une distance.
- d : hauteur de la section Sa.

La mise en tension des câbles se fait après 28 jours de durcissement du béton :

$$\mathbf{f_{cj} = f_{c28} = 40MPa}$$

$$\mathbf{f_{tj} = 3\ MPa}$$

VI.6.1. Disposition réglementaire selon B.P.E.L :

VI.6.1.1. Effet de surface :

Au voisinage immédiat de Sa, prévoir un frettage de surface :

$$\mathbf{A_s = 0.04 \times \frac{P_{max}}{\sigma_s}} \text{ et } \boldsymbol{\sigma_s = \frac{2}{3} f_e}$$

Avec :

Pmax : la force de précontrainte maximale dans la section considérée, P_{max} = 2.901 MN.

Résultat :

As = 3.48 cm^2 → Soit 5HA10.

VI.6.1.2. Effet d'éclatement

- **Contrainte de traction du béton :**

$$\mathbf{\sigma_{tj} = 0.5\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{P_{max}}{e \times d_j} \leq 1.25 f_{tj}}$$

Avec :

- $\mathbf{d_j}$ = 0.4 m hauteur de prisme symétrique de niveau j
- $\mathbf{a_j}$: dimension de la plaque d'ancrage de niveau j, aj = 0.25 m.
- **e** = 0.7m : largeur de l'âme.

Résultat :

$$\sigma_{tj} = 1.94 < 3.6 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- **Contrainte de compression de béton :**

$$\sigma_{xj} = \frac{P_{max}}{e \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Résultat :

$$\sigma_{xj} = 10.36MPa < 26.67\ MPA \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- **Frettage d'éclatement :**

On calcul pour chaque encrage, de niveau j, l'acier nécessaire :

$$A_{ej} = \frac{0.25(1 - \frac{a_j}{d_j})P_{max}}{K_j \times \frac{2}{3} f_e} = 5.43\ cm^2$$

N.B : K_j : vaut 1.5 pour un encrage intermédiaire.

La section définitive d'acier transversal vaut :

$$A_e = Max\left(A_{ej};\ 0.15\frac{P_{max}}{\frac{2}{3}f_e}\right) = 13.05\ cm^2$$

N.B : ces aciers sont à répartir sur une longueur d_j.

VI.7. Etude de bossage

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans de prisme spéciales dites « bossages ».

Sous l'effet de précontrainte P des câbles de continuité, les fibres transversales du hourdis se déforment : c'est l'effort d'entraînement derrière les bossages.

Pour éviter cet effet, on utilise un ferraillage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passives.

Pour le câble CC1(fin de voussoir 1)

VI.7.1. Aciers d'éclatement A1

Ils se situent sur une distance de1.2C en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

$$A_1 = \frac{0.15P}{f_{yd}} \; ; \; f_{yd} = \frac{f_e}{1.15}$$

Avec

P : force précontrainte à l'ancrage ;

$$f_{yd} = \; 434.78 \, MPa$$

$$A_1 = \frac{0.15 \times 2.901}{434.78} = 10 \; cm^2$$

VI.7.2. Aciers intermédiaires de couture

Les Aciers intermédiaires de couture sont repartis entre la tête de bossage et le début de la courbure du câble.

$$A_2 = \frac{0.4P}{f_{yd}} = 26.68 \; cm^2 \; ;$$

VI.7.3. Acier de reprise de la poussée au vide

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

$$A_3 = \frac{2}{3}\frac{P.sin\alpha}{f_{yd}} = 9.57 \; cm^2$$

Avec α=0.217 rad : l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

- A1= 10 cm^2 soit 2 doubles cadres de Ha14 ;
- A2=26.68 cm^2 soit 4 doubles cadres de HA16 ;
- A3=9.57 cm^2 soit 2 doubles cadres de HA14.

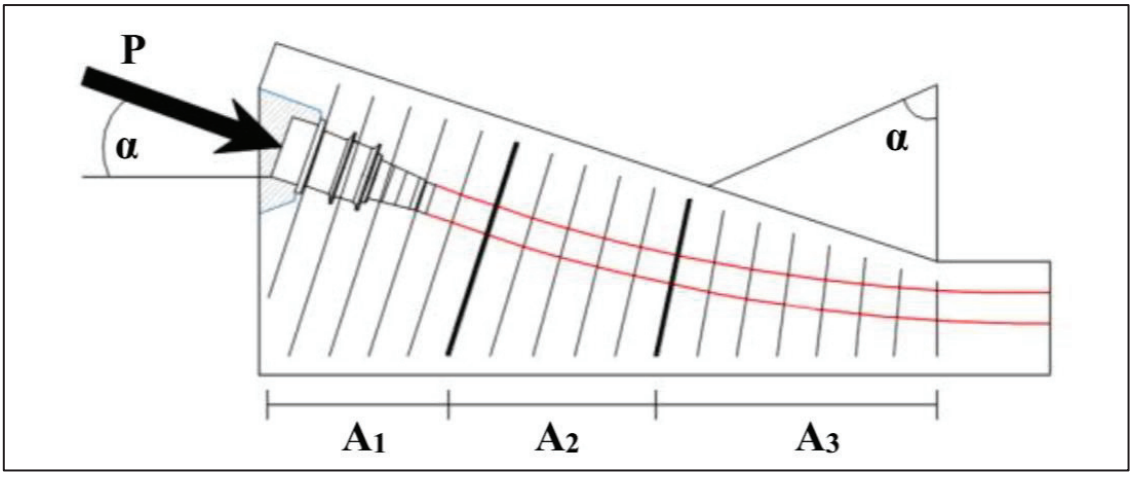


Figure VI. 11 : Aciers de bossage

CHAPITRE VII : Etude Sismique et Equipements du Pont

VII.1. INTRODUCTION

Les équipements du pont jouent un rôle important dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

Dans ce qui suit, on va étudier les équipements nécessaires pour l'ouvrage, tel que l'appareil d'appui, dés d'appui et joint de chaussée, à l'état limite ultime et accidentel (séisme).

VII.2. Appareil d'appuis :

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux, et d'absorber, par rotation et distorsion, les déformations et translation de la structure, ainsi que faciliter le réglage et le contrôle.

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

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis à pot.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Dans notre cas on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté qui présentent les avantages suivants :

- Une forte descente de charge pour un encombrement réduit
- Simplicité de conception.
- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.

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

On utilise les appareils d'appui du type **B**, Ils comportent n + 1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres. La définition géométrique de l'appareil d'appui du type **B** de la norme NF EN 1337-3 est dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire. Sauf prescriptions particulières, et sous réserve des justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

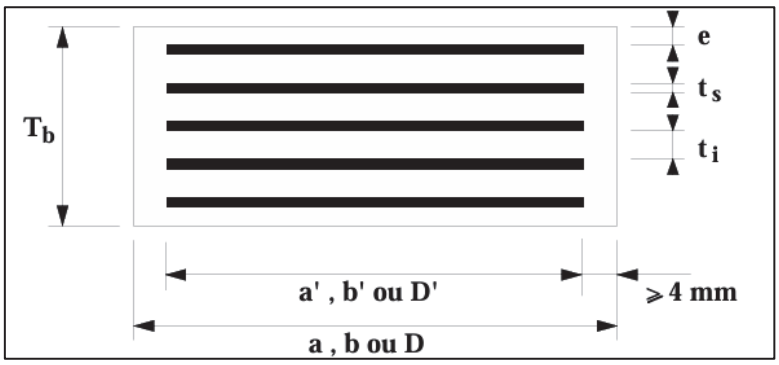


Figure VII. 1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.

$\boldsymbol{a}$ ($\boldsymbol{a'}$) **:** dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.
$\boldsymbol{b}$ ($\boldsymbol{b'}$) **:** dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale (a ≤ b).
$\boldsymbol{t_i}$ **:** épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
$\boldsymbol{t_s}$ **:** épaisseur d'une frette élémentaire.
$\boldsymbol{T_b}$ **:** épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui $\boldsymbol{T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e}$
$\boldsymbol{T_e}$ **:** épaisseur nominale totale d'élastomère $\boldsymbol{T_e = nt_i + 2e.}$
$\boldsymbol{T_q}$ **:** épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement $\boldsymbol{T_q = nt_i + 2e}$
$\boldsymbol{n}$ **:** nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
$\boldsymbol{e}$ **:** enrobage.

VII.2.2.1. Les dimensions en plan de l'appareil d'appui

Selon le guide SETRA, les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$\frac{\boldsymbol{N_{max}}}{\boldsymbol{a' \times b'}} \leq \boldsymbol{\sigma_{adm} = 20\ MPa}\ ;\ \boldsymbol{N_{max} = \frac{R_{max}}{2}}$$

- $\boldsymbol{R_{max}}$: Réaction d'appuis maximale à L'ELU.
- $\boldsymbol{\sigma_{adm}}$: Contrainte de compression sous la réaction R_{max}.

$$N_{max} = \frac{R_{max}}{2} = 14.12 \quad \rightarrow \quad a' \times b' \geq 7060\ cm^2$$

$$N_{max} = \frac{R_{max}}{2} = 3.79 \quad \rightarrow \quad a' \times b' \geq 1895\ cm^2$$

On prend : $a' \times b' = 900 \times 800\ mm^2$ *pour la pile.*

$a' \times b' = 500 \times 500\ mm^2$ *pour la* culée.

VII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T_b :

D'après le document SETRA, la condition à vérifier est : la condition de non-flambement

$$\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}$$

Sachant que : « a » est le grand côté de l'élastomère.

$$\frac{900}{10} = 90mm \leq T_b \leq \frac{900}{5} = 180mm \quad pour\ la\ pile.$$

$$\frac{500}{10} = 50mm \leq T_b \leq \frac{500}{5} = 100mm \quad pour\ la\ \text{culée}.$$

VII.2.2.3. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} \quad ; \quad \sigma_e = 235\ kg/mm^2 \ ; \ \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \ ; \ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} \\ t_s > 2\ mm \end{cases}$$

$pour\ la\ pile \quad t_s \geq 3.91\ on\ prend\ t_s = 4\ mm$

$pour\ la\ culée \quad t_s \geq 2.32\ on\ prend\ t_s = 3\ mm$

Les résultats et le choix sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 1 : Les résultats et le choix des appareils d'appuis.

	Cas da la pile	Cas de la culée
R_{max} (MN)	17.78	7.58
N_{max} (MN)	14.12	3.79
a×b (cm^2)	8100	2500
T (mm)	90 ≤T_b≤ 180	50 ≤T_b≤ 100
t_i (mm)	20	10
n	6	6
e(mm)	10	5
T_q (mm)	152	92
t_s (mm)	4	3
On prendra	6 Feuilles d'élastomère : ti = 20 mm 7 Frettes métalliques de : ts = 4 mm Enrobage des chants = 4 mm Enrobage extérieur = 10 mm	6 Feuilles d'élastomère : ti = 10 mm 7 Frettes métalliques de : ts = 3 mm Enrobage des chants = 4 mm Enrobage extérieur = 5 mm
(a×b×t) mm^3	900×800×152	500×500×92

VII.2.3. Evaluation des efforts et des déplacements horizontaux :

VII.2.3.1. Actions statiques :

L'effort statique en chaque appui est donnée par la formule suivant

$$H_{sta} = \frac{n \times \Delta_x \times G \times a \times b}{T_e}$$

G : module de déformation transversale d'appareil d'appui, G = 0,9 MPa.
Δ_x : Déformation due à la force considérée.
a × b : Dimensions de l'appareil d'appuis.
T_e : Épaisseur des feuillets d'élastomère. Te = n ti + 2 e
n : Nombre d'appareils d'appuis, 2 dans notre projet.

- **Action due à la variation de la température :**

$$H_T = \frac{n \times \Delta_T \times G \times a \times b}{T_e}$$

$$V_T = \varepsilon_T \times |X_i| \ ;$$

|Xi| : distance entre l'appareil d'appui et le centre de rigidité du tablier ; $|X_i| = x_i - X_{CR}|$
Le centre de rigidité (le point fixe) est donné par ; $X_{CR} = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}$
K_i : rigidité longitudinale 'statique' de l'appui considéré.
ε_T : coefficient de la température. $\varepsilon_T = \alpha \times \Delta_T$, $\alpha = 10^{-5}$ °C^{-1} ; Δ_T= 35°C.

- **Action due aux retrait et fluage :**

$$H_{r+Fl} = \frac{n \times \Delta_{r+Fl} \times G \times a \times b}{T_e}$$

$$V_{r+Fl} = (\varepsilon_r + \varepsilon_{Fl}) \times |X_i|$$

$|X_i|$: distance entre l'appareil d'appui et le centre de rigidité du tablier ; $|X_i| = x_i - X_{CR}|$
ε_{Fl} : coefficient du fluage $\varepsilon_{Fl} = K_{fl} \times 10^{-4}$
K_{fl} : vaut à t=0 au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3 donc K_{fl} = 2.5 ;
ε_r =2×10^{-4} : coefficient de retrait.

$$\varepsilon_{r+Fl} = (\varepsilon_r + \varepsilon_{Fl})$$

$$\varepsilon_{r+Fl} = 2 \times 10^{-4} + 2.5 \times 10^{-4} = 4.5 \times 10^{-4}$$

VII.2.3.2. Actions dynamiques :

Action due aux freinages :

$$V_{Fr} = \frac{F_{Fr,i} \times T_q}{2 \times G \times a \times b}$$

$\boldsymbol{F_{fr,i}}$: Force de freinage maximale pour un seul appareil d'appui $F_{fr,i} = \frac{F_{fr,j}}{n_{AA,appui}}$

$\mathbf{F_{fr,j}}$: Force de freinage maximale pour un seul appui $F_{fr,j} = F \times \frac{K_i}{\sum K_i}$

$\mathbf{F_{Fr}}$: Force de freinage maximale appliquée à un seul tablier $F_{fr} = max(F_{Al}\,; F_{Bc})$

$\boldsymbol{K_i}$: Dans ce cas, est la rigidité longitudinale 'dynamique' de l'appui considère.

Système de charge A(l) $F_{Al} = 245.76\ KN$

Système de charge Bc $F_{Bc} = 300\ KN$

VII.2.3.3. Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis :

On calcule les raideurs des appuis.

- **La raideur des fûts :**

$$\boldsymbol{K_{pile} = nf \times \frac{3 \times E \times I}{h^3}}\ ;$$

- $\boldsymbol{E}$: module d'élasticité instantané du béton (fc28 = 30 MPa ; E = 34 180 MPa).
- $\boldsymbol{I}$: moment d'inertie en plan du fût.
- $\boldsymbol{h}$: hauteur de fût de la pile.
- $\boldsymbol{n}$: nombre de fût de la pile, égal à 2.

- **La raideur des appareils d'appuis :**

$$\boldsymbol{K_{AA} = n \times \frac{G \times a \times b}{T}}\ ;$$

- $\boldsymbol{n}$: Le nombre d'appareils d'appuis par pile. •
- **a, b, T** : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.
- **G :** module de cisaillement d'élastomère

$$\begin{cases} \mathbf{G = 0.9\ MPa} & \text{pour les déformations lentes} \\ \mathbf{2G = 1.8\ MPa} & \text{pour les efforts dynamiques (freinage, vent, force centrifuge)} \\ \mathbf{G = 1.2\ MPa} & \text{pour les calculs sismiques.} \end{cases}$$

- **La raideur des appuis :**

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{AA}}} ;$$

- **La raideur totale :** $K = \sum K_i$

Tableau VII. 2 : Evaluation des raideurs longitudinales statiques et dynamiques des appuis

Élément	Piles			Appareils d'appui			Appuis	
Appuis	H(m)	I(m^4)	K_{pile} (MN/m)	n	$K_{AA,s}$ (MN/m)	$K_{AA,d}$ (MN/m)	$K_{AA,s}$ (MN/m)	$K_{AA,d}$ (MN/m)
C01	/	/	Infini	2	4.89	6.52	4.89	6.52
P01	8.17	5.21	1959.27	2	8.526	11.368	8.48	11.30
P02	7.32	5.21	2724.13	2	8.526	11.368	8.49	11.32
P03	7.28	5.21	2769.28	2	8.526	11.368	8.49	11.32
C02	/	/	Infini	2	4.89	6.52	4.89	6.52

NB : les culées sont supposées infiniment rigides, seuls les appareils d'appui se déforment.

VII.2.3.4. Les résultats des efforts horizontaux :

Les résultats de calcul sont montrés au tableau **VII.3.**

Tableau VII. 3 : : Efforts horizontaux du tablier.

	Appui sur culée	Appui sur pile
V_T (cm)	3.99	2.21
V_{r+Fl} (cm)	5.13	2.83
V_{Fr} (cm)	0.67	0.45
H_T (KN)	195.16	188.43
H_{r+Fl} (KN)	250.92	241.29
H_{Fr} (KN)	245.76	300

VII.2.4. Vérification de l'appareil d'appui :

Selon le **RPOA** en doit vérifier :

VII.2.4.1. Résistance à la compression :

La contrainte moyenne de compression doit vérifier la condition suivante :

$$\boldsymbol{\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20\ MPa}$$

$\boldsymbol{N_{max}}$: Réaction d'appui à ELU.

- La pile : $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{14.12}{0.9 \times 0.8} = 19.61\ MPa \leq 20\ MPa$ condition verifiée
- La culée : $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{3.79}{0.5 \times 0.5} = 15.16\ MPa \leq 20\ MPa$ condition verifiée

VII.2.4.2. Sécurité au flambement :

On doit vérifier :

$$\boldsymbol{\gamma_s \times P_U < P_c} \quad ; \quad \boldsymbol{P_c = 4GBS^2 \frac{d}{h}} \quad ; \quad \boldsymbol{S = \frac{a \times b}{2 \times t_i(a+b)}}$$

γ_s : Coefficient de sécurité, $\boldsymbol{\gamma_s = 3}$.
P_u : Valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
P_c : Charge critique de flambement.
G : Module de cisaillement, **G = 0.9 MPa.**
B : Aire nominale en plan de l'appui, **B = a × b.**
d : Somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère, $\boldsymbol{d = t_i + t_s}$.
h : Hauteur totale de l'appareil d'appui.
S : Facteur de forme (coefficient de forme du feuillet le plus épais).

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t_i(a+b)} = \frac{0.9 \times 0.8}{2 \times 0.02 \times (0.9+0.8)} = 10.59$$

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t_i(a+b)} = \frac{0.5 \times 0.5}{2 \times 0.010 \times (0.5+0.5)} = 12.5$$

$$P_c = 4GBS^2 \frac{d}{h} = 4 \times 0.9 \times 0.72 \times 10.59^2 \times \frac{0.024}{0.152} = 45.89\ MN$$

$$P_c = 4GBS^2 \frac{d}{h} = 4 \times 0.9 \times 0.25 \times 9.26^2 \times \frac{0.013}{0.092} = 19.87\ MN$$

$\gamma_s \times P_U = 3 \times 14.12 = 42.36 < P_c = 45.89\ MN$ Condition vérifiée,

$\gamma_s \times P_U = 3 \times 3.79 = 11.37 < P_c = 19.87\ MN$ Condition vérifiée.

VII.2.4.3. Vérification de non-glissement :

Pour assurer la stabilité des appareils d'appuis au glissement, on doit vérifier la condition :

$$\boldsymbol{H < f \times N}$$

H : l'effort horizontal
N : l'effort vertical.
f **:** Coefficient de frottement $f = 0.1 + (^{0.6}/_{\sigma_m})$.

$\boldsymbol{\sigma_m}$: la contrainte moyenne de compression.

$$H = \frac{H_{s\,max} + F_{fl+r} + 0.4 \times F_t}{2}$$

$\mathbf{H_{s\,max}}$ **:** Effort sismique pour 1 appareils d'appuis sur pile

$$\sigma_m = 19.61\ MPa\ ;\ \ f = 0.13\ \ ;\ \ N = 14.12\ MN\ ;\ H = 2.73\ \ MN$$

$$H > f \times N \ \text{ condition non verifié}$$

$$\sigma_m = 15.16\ MPa\ ;\ \ f = 0.14\ \ ;\ \ N = \ 3.79\ MN\ \ ;\ H = 1.23\ MN$$

$$H > f \times N \ \text{ condition non verifié}$$

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement.

Remarque : pour les résultats des réactions (Voir **ANNEXE B**).

VII.2.4.4. Limitation de distorsion :

On doit vérifier : $\boldsymbol{\delta = tan\gamma < \delta_c}$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δc.

Pour $P = \frac{P_u}{P_c} \leq 0.25$ $\quad \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$

Pour $P = \frac{P_u}{P_c} > 0.25$ $\quad \delta \leq 1.4(1 - 2P)$

Avec $\delta_0 = \frac{C}{h_c}$ borné par [$0.7 < \delta_0 < 2$]

C : Petit cote pour un appui rectangulaire
h_C : Épaisseur total d'élastomère

$$P = \frac{P_u}{P_c} = \frac{14.12}{45.89} = 0.31\ > 0.25$$

$$P = \frac{P_u}{P_c} = \frac{3.79}{19.87} = \ 0.19\ < 0.25$$

$$\delta_0 = \frac{C}{h_c} = \frac{0.8}{0.152} = 5.26 \quad \text{On prend } \delta_0 = 2$$

$$\delta_0 = \frac{C}{h_c} = \frac{0.4}{0.092} = 5.43 \quad \text{On prend } \delta_0 = 2$$

$\delta_{pile}^{c} = 1.4(1 - 2P) = 1.4(1 - 2 \times 0.31) = 0.532$

$\delta_{culee}^{c} = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) = 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.19) = 1.012$

Selon les résultats du logiciel MIDAS sous combinaison $(G + P + E + 0.2A(l) + 0.4 + D)$

$$d_{pile}^{max} = 0.25\ m\ ;\ d_{culee}^{max} = 0.26m$$

$\delta = \frac{0.25}{0.152} = 1.64$; $\delta > \delta_c$ Condition non vérifiée

$\delta = \frac{0.26}{0.092} = 2.82$; $\delta > \delta_c$ condition non verifiée

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion.

VII.3. DES D'APPUIS :

Le dés d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile :

$$A = b + 200 = 800 + 200 = 1000\ mm$$

$$B = a + 200 = 900 + 200 = 1100\ mm$$

$$h > \frac{2 \times B_0}{P_0}\ ;\ h = \frac{2 \times 1.1}{4.2} = 0.52m\ ;\ h = 0.55\ m$$

$$B_0 = A \times B = 1000 \times 1100 = 1.1\ m^2$$

$$P_0 = 2 \times (A + B) = 2 \times (1000 + 1100) = 4.2\ m$$

VII.3.2. Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la culée

$$A = b + 200 = 500 + 200 = 700\ mm$$

$$B = a + 200 = 500 + 200 = 700\ mm$$

$$h > \frac{2 \times B_0}{P_0}\ ;\ h = \frac{2 \times 0.49}{2.8}\ ;\ h = 0.35\ m$$

$$B_0 = A \times B = 700 \times 700 = 0.49\ m^2$$

$$P_0 = 2 \times (A + B) = 2 \times (700 + 700) = 2.8\ m$$

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

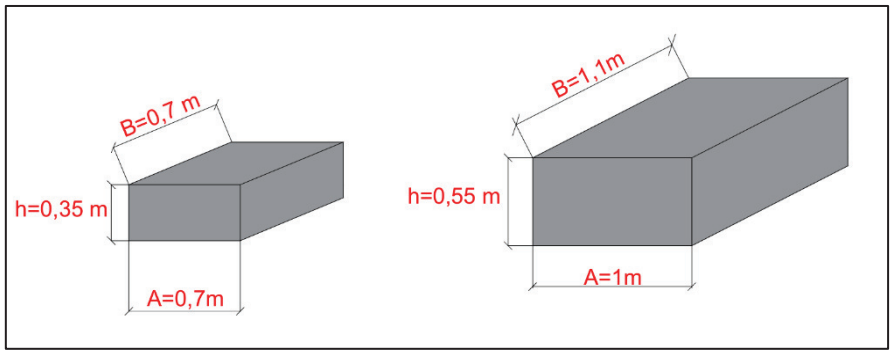


Figure VII. 2 : DEFINITION GEOMETRIQUE DES DES D'APPUI.

VII.3.3. Ferraillage des dés d'appuis

VII.3.3.1. Armatures de chainage

La section d'armatures de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}$$

VII.3.3.2. Armatures horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descendre de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s}$$

VII.3.3.3. Frette supérieure

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s}$$

VII.3.3.4. Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s}$$

Les résultats du calcul de Ferraillage des dés d'appuis sont montrés au tableau **VII.4.**

Tableau VII. 4 : Ferraillage des dés d'appuis

	Culée		Pile	
	A_s	ϕ	A_s	ϕ
Armatures de chainage	21.78	11 HA 16	81.15	11 HA 32
Armatures horizontales	10.89	6 HA 16	40.57	13 HA 20
Frette supérieure	34.85	12 HA 20	12.98	7 HA 16
Frette inférieure	8.71	5 HA 16	32.46	11 HA 20

VII.4. JOINT DE CHAUSSEE :

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.

VII.4.1. Dimensionnement :

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- La température
- Déformations différées du béton (retrait, fluage)
- L'action sismique

$$\mathbf{W = W_D + 0.4 \times W_T + \frac{W_S}{3}}$$

Avec :

- $\boldsymbol{W}$: Souffle total du joint
- $\boldsymbol{W_D}$: Souffle des déformations différées (retrait + fluage)
- $\boldsymbol{W_T}$: Souffle thermique
- $\boldsymbol{W_S}$: Souffle sismique

$\mathbf{W_D}$ = 5.13 cm; $\mathbf{W_s}$ = 26.6 cm; $\mathbf{W_T}$ = 3.95 cm.

W=15.57cm

- Le joint retenu est **Wd160**

Tableau VII. 5 : Modèles des joints Wd.

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

VII.5.ÉTANCHÉITÉ DU TABLIER

Le béton est un matériau poreux, même bien comprimé il n'est jamais parfaitement étanche, du fait de l'existence d'inévitables petites ségrégations locales. D'ou la nécessité d'une couche de protection (chape d'étanchéité) sur toutes les dalles de couverture en béton des ponts.

VII.5.1. ÉVACUATION DES EAUX

L'objectif d'un système d'évacuation pour un pont donné est d'assurer :

• Une bonne protection de la structure vis-à-vis les infiltrations

• Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée : une collecte transversale de la chaussée (Pentes transversales), une collecte longitudinale (Pente longitudinale) ;

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué des gargouilles disposées tous les vingt mètres environ de part et d'autre de la chaussée, elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en toit.

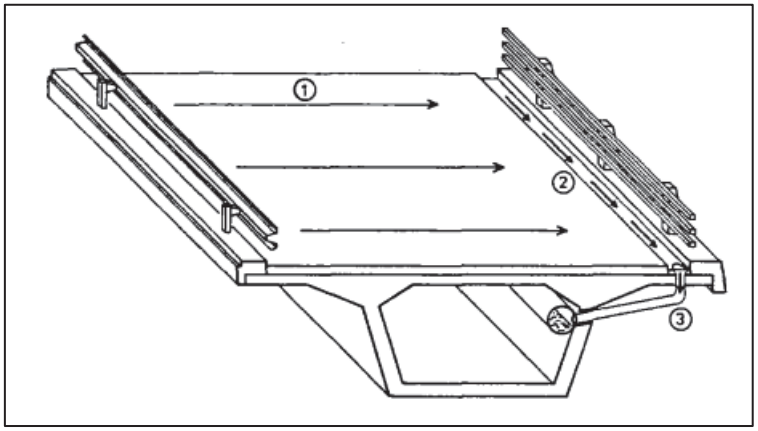


Figure VII. 3 : Evacuation d'eau

VII.6. Etude sismique :

VII.6.1. LES CARACTERISTIQUES SISMIQUES

L'effort sismique varie en fonction de l'accélération de zone. Un spectre de réponse horizontal et un spectre de réponse vertical sont utilisés pour l'estimation la réponse maximale de l'ouvrage.

- Le pont est classé selon le risque sismique en groupe 2 (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique III (sismicité forte).
- Le coefficient d'accélération de zone A = 0.3 (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5\ \%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est G = 1.2 MPa.

VII.6.2. Méthode de calcul :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait en fonction de la zone sismique, la géométrie, et l'importance du pont. Parmi les méthodes indiquées dans le guide RPOA, on trouve :

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale).
- Analyse multimodale spectrale.
- Analyse par le spectre de puissance.
- Analyse temporelle.
- Analyse temporelle non linéaire.

L'analyse spectrale monomodale est la méthode la plus répondre pour notre type ouvrage puisque nous avons une zone de moyenne sismicité avec une géométrie du pont simple. Pour que la méthode soit applicable, elle doit satisfaire les conditions suivantes :

- La masse modale.
- Le biais.
- La courbure.
- La symétrie transversale.

❖ **Vérification de l'exigence d'application de la méthode monomodale :**

La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades, Pour notre ouvrage : R=298.25m, L=228.2m, par conséquence on trouve un angle :

$$\alpha = 74.75 \text{ grades} > 30 \text{ grades, condition non vérifiée.}$$

Dans notre cas la condition de la courbure n'est pas vérifiée donc la méthode monomodale n'est pas applicable, on doit passer à l'analyse par la méthode de spectre de réponse

VII.6.3. 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. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques

des contributions modales maximales. L'effet de l'action sismique est déterminé à partir d'un modèle 3D sur logicielle MIDAS CIVIL.

Pour cela on réutilisera le model longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis.

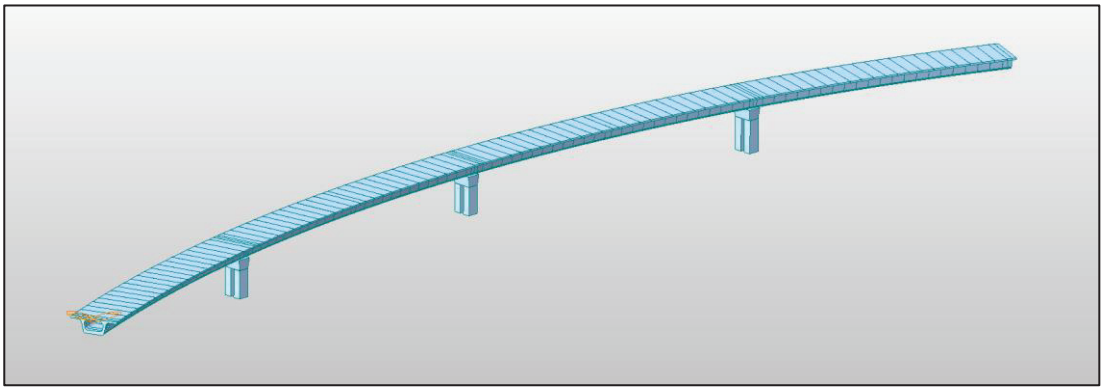


Figure VII. 4 : Modèle de calcul multimodal.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

VII.6.3.1. Spectre de réponse horizontale :

Pour les deux directions longitudinale et transversale on utilise le spectre montré dans la figure **VII.3** :

$$Sae(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- **Sae (T, ξ) :** accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.
- **A :** coefficient d'accélération de zone. **A = 0.4.**
- **g** : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s²** .
- **S :** coefficient du site **S = f (S3) = 1.2** (RPOA, tableau 3.3).
- **T :** période du mode propre considéré dans la direction considérée.
- **T1, T2 :** périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) **(T1, T2) = f (S3) = (0.2 ; 0.50).**
- **η :** facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 1.$

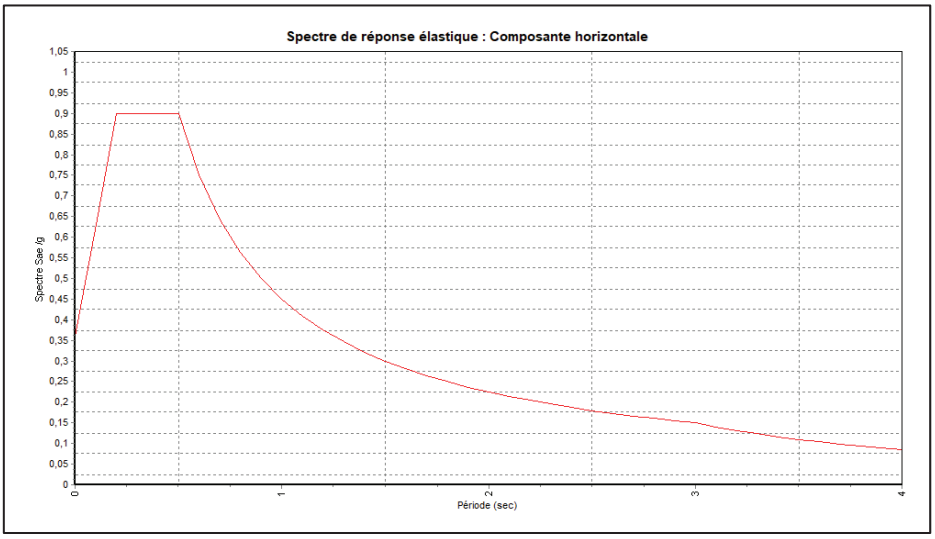


Figure VII. 5 : SPECTRE DE REPONSE HORIZONTALE.

VII.6.3.2. Spectre de réponse verticale :

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré dans la figure **VII.4** :

$$Sae^{V}(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\dfrac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\dfrac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité **α (zone III) = 1**

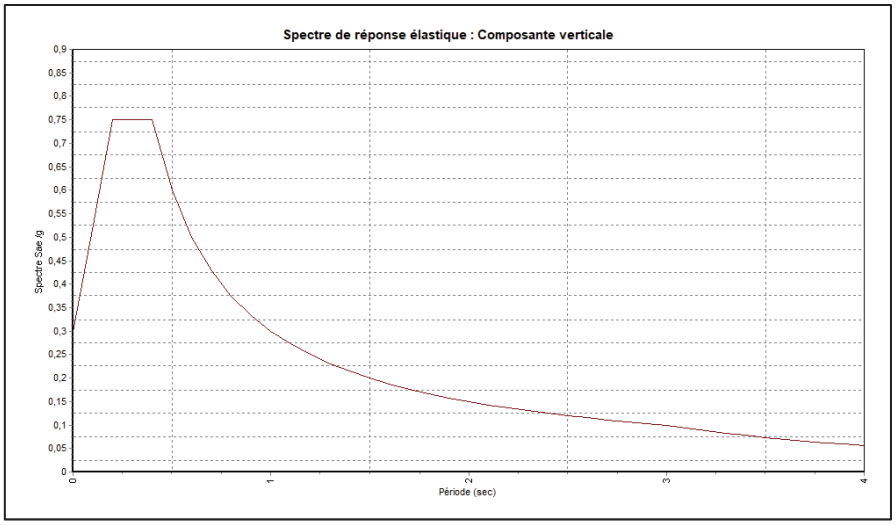


Figure VII. 6 : Spectre de réponse verticale

VII.6.4. Les modes significatifs :

Pour assurer la stabilité et la sécurité d'un pont, il est essentiel de prendre en compte tous les modes vibratoires qui contribuent de manière significative à la réponse structurale globale.

En d'autres termes, nous considérons les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives Σ(Mi) atteint au moins 90 % de la masse totale du pont (MT).

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous :

Tableau VII. 6 : Modes propres.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	2.078	0.30	91.97	0.00	0.30	91.97	0.00
2	2.038	94.21	0.30	0.02	94.51	92.27	0.02
3	1.838	0.46	0.02	0.02	94.97	92.29	0.04
4	1.327	0.00	2.60	0.03	94.97	94.88	0.07
5	0.703	0.02	0.00	0.01	94.99	94.88	0.08
6	0.641	0.00	0.01	0.00	94.99	94.89	0.08
7	0.480	0.02	0.01	0.18	95.02	94.90	0.26
8	0.385	0.00	0.00	0.26	95.02	94.91	0.52
9	0.364	0.00	0.02	0.01	95.02	94.92	0.53
…	…	…	…	…	…	…	…
15	0.132	0.00	0.00	0.01	95.04	94.93	68.01
…	…	…	…	…	…	…	…
19	0.093	0.00	0.00	0.00	95.05	94.94	68.31
20	0.084	0.00	0.00	0.00	95.05	94.94	68.31

NB : le reste des modes est donné en **Annexe C.**

VII.6.5. 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 :

$$E1 = \pm Ex \pm 0.3\, Ey \pm 0.3\, Ez$$
$$E2 = \pm Ey \pm 0.3\, Ex \pm 0.3\, Ez$$
$$E3 = \pm Ez \pm 0.3\, Ex \pm 0.3\, Ey$$

Ex, **Ey** et **Ez** sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

VII.6.5.1. Directions principales de sollicitations et repère géométrique

Les sollicitations issues de chaque mode de vibration sont combinées pour chaque direction du séisme. Ensuite, les 03 directions sont combinées et projetées les sur les axes des repères

locaux, car on est dans le cas d'un pont courbe (on suppose que les axes Z du repère global et l'axe z du repère local sont alignés).

Pour les efforts agissants sur le tablier, cette projection se fait automatiquement par le logiciel de calcul.

θz : l'angle en plan que fait l'axe longitudinal du tablier avec l'axe principal de l'ouvrage, dont les valeurs absolues sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII. 7 : Angle en plan entre l'axe longitudinal du tablier par rapport au repère global

Appui	C1	P1	P2	P3	C2
Θz(°)	22	13	0.5	13	22

Tableau VII. 8 : Les combinaisons des forces sismiques.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	811.1	584	1983.4	883.4	620.9	3028.8
P1	2504.7	2547.6	7081.9	2541.6	2607.4	7193.6
P2	2541.9	2987.5	6541.4	2561	3010.9	6662.8
P3	2535.5	2501.7	6951.5	2569.5	2559.8	7080.7
C2	779.9	803.8	1615.4	833.8	857.3	2739

VII.6.6. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les résultats des efforts sismiques sont donnés par le logiciel sous la combinaison :

$$G + P + E + 0.4\,\Delta T + D + \Psi Q$$

Ψ : est un coefficient de combinaison pris égale à **0.2** (il s'agit un pont urbain à trafic intense).

Tableau VII. 9 : Evaluations des efforts Sismiques

Réactions	Culée 01	Pile 01 113	Pile 02 110	Pile 03 116	Culée 02
F_x (MN)	0.995	2.276	2.389	2.518	1.018
F_y (MN)	0.588	2.660	2.990	2.367	0.868
F_z (MN)	6.540	22.059	21.287	21.852	6.462
M_x (MN.m)	0.00	26.4	29.332	25.093	0.00
M_y (MN.m)	0.00	18.541	17.486	18.421	0.00
M_z (MN.m)	0.00	0.0121	0.003	0.015	0.00

CHAPITRE VIII :

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VIII.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.

VIII.2. Etude de la pile

Une pile est une colonne mince ou un cylindre long fabriqué à partir de matériaux tels que le béton ou l'acier. Elle est utilisée pour supporter la structure et transférer la charge à la profondeur souhaitée

VIII.2.1. Conception de la pile

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.

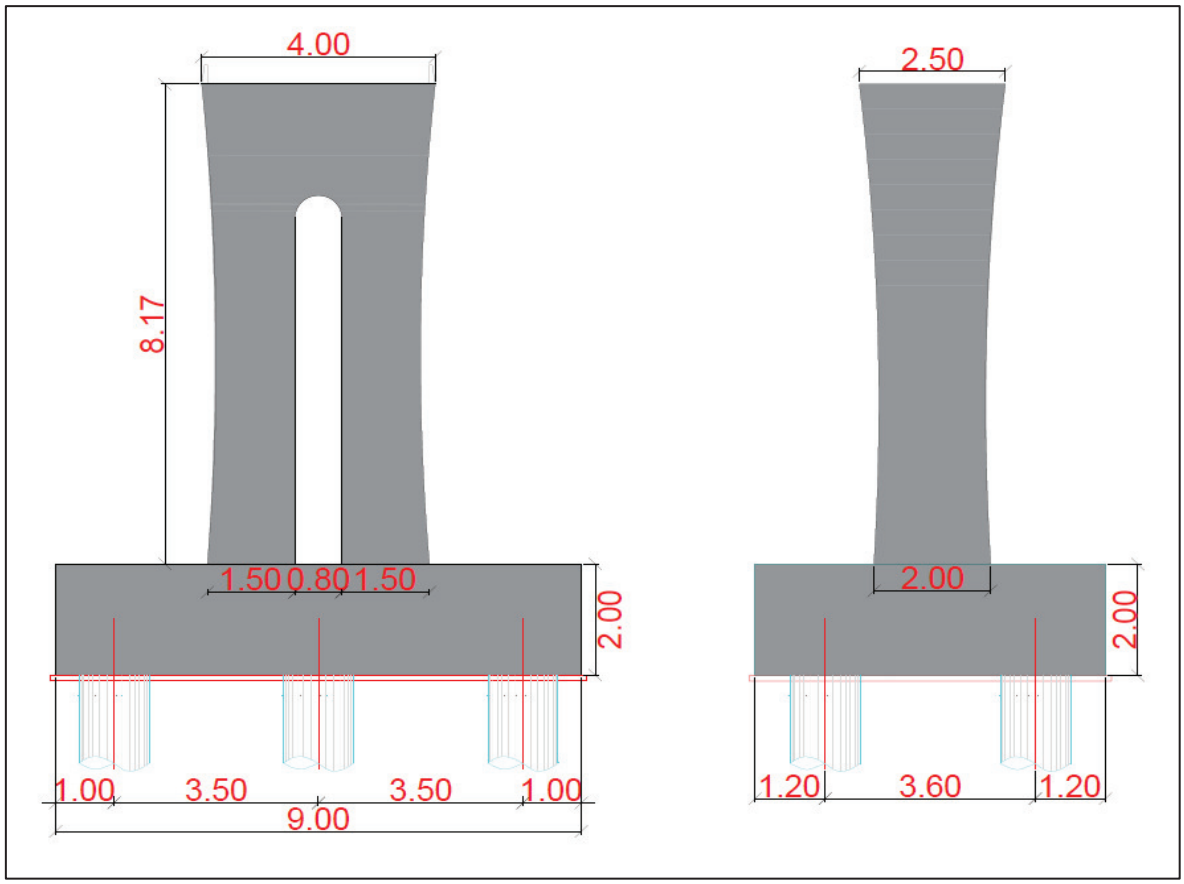


Figure VIII. 1 : Dimensions de la pile la plus haute .

VIII.2.2. Evaluation 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.

Tableau VIII. 1 : Evaluations des efforts à la base de la pile la plus élevé

	Charges	Pile 01
Efforts Vertical (KN)	G_{max} (Tablier)	15 056.13
	G_{max} (Pile)	1 557
	A(l)	2 524.89
	Bc	1 159.90
	Bt	672.45
	Mc 120	2 318.31
	D 240	2 501 .92
Efforts Horizontal (KN)	Freinage A(l)	122.88
	Freinage Bc	150
	Température	188.43
	Fluage et Retrait	241.29
Moment Longitudinal (KN.m)	Freinage A(l)	1 003.93
	Freinage Bc	1 225.5
	Température	1 539.47
	Fluage et Retrait	1 971.34

VIII.2.2.1. Effort sismique

Tableau VIII. 2 : Evaluations des efforts Sismique à la base de chaque pile

Réactions	Pile
R_X (MN)	12.53
M_Y (MN.m)	22.83
M_Z (MN.m)	29.33

VIII.2.2.2. Combinaison des efforts

Les combinaisons les plus défavorable sont les suivants :

ELS : G+ 1.2 A(l) + 0.6ΔT +D

ELU : 1.35G+ 1.6 A(l) + 0.9ΔT +D

ELA : G+ E + 0.4ΔT +D (ΨQ=0)

Tableau VIII. 3 : Combinaisons des efforts à la base de la pile

Réactions	Combinaisons	Pile 01
R_V (KN)	ELA	29 149
M_T (KN.m)	ELA	29 332,72
M_L (KN.m)	ELA	25 725,942

VIII.2.3. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

On doit vérifier cette condition :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$$

$\boldsymbol{l_f}$: *longueur du flambement égale* $0.5L$

$\boldsymbol{i}$: *Rayon de giration de la pile la plus haute.*

$\boldsymbol{S}$: *la section transversale de la pile.*

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} \; ; \; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$$

$$S = 10\ m^2 \; ; \; I_x = \ 13.33\ m^4 \; ; \; I_y = 5.21\ m^4$$

Tableau VIII. 4 : Vérification de flambement

	i_x	i_y	l_f	λ_x	λ_y	Observations
Pile 01	1.155	0.72	4.09	3.54	5.68	Pas risque de flambement

VIII.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 évalueés en tenant compte des lois de comportement.

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(15\,;\,20\frac{e_1}{h}\right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2\times l}{h} = \frac{2\times 8}{4} = 4 \;< 15$$

Donc l'E.L.U.S. F est vérifiée

VIII.2.5. Calcul de Ferraillage

VIII.2.5.1. Armatures longitudinales :

La pile est considérée comme une pièce soumise à la flexion déviée. A l'aide de logiciel de calcul « EXPERT2010 » « voir Annexe C ».

Nous avons obtenu les résultats suivants :

Tableau VIII. 5 : Ferraillage longitudinal des piles

Section	S1		S2	
	Coté h	Coté b	Coté h	Coté b
A_l	37.5	62.5	51.0	30.6
S_t	19	19	19	19
$Ø_l$	HA 20		HA 20	

VIII.2.5.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferraillage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$\boldsymbol{A_t = \frac{A_t \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t}{100}}$$

$\boldsymbol{S_t}$: L'espacement des armatures transversales, égale en zone critique, selon RPOA, à :

$S_t = \min(24Ø_t\,;\,8Ø_l\,;\,0.25\mathrm{d}) \leq 20cm\,;\quad S_t = 20cm$

$A_t = \frac{467.1\times500}{16\times500} \times \frac{200}{100}$; $A_t = 47.48\,cm^2 = 23.74\frac{cm^2}{ml}$; $8HA20$; $A_s = 25.13cm^2$ *pour S1*

$A_t = \frac{379.8\times500}{16\times500} \times \frac{200}{100}$; $A_t = 58.38\,cm^2 = 14.60\frac{cm^2}{ml}$; $5HA20$; $A_s = 15.71cm^2$ *pour S2*

VIII.2.5.3. Vérification de l'effort tranchant

$V_U = P_{horizontal}(ELU) = 0.607\ MN$

$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{0.607}{2.5 \times 0.9 \times 4} = 0.067\ MPa$

$\tau_U^{adm} = Min\left(\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPa\right) = 3\ MPa\ ; Fissuration\ prejudiciable$

$\tau_U^{adm} > \tau_u\ ;\ Condition\ vérifiée$

On opte pour des cadres horizontaux de HA20

Tableau VIII. 6 : Ferraillage transversal des piles

Section	S1	S2
A_t (cm^2)	25.13	15.71
S_t (cm)	20	20
$Ø_t$	HA 20	HA 20

Condition de non fragilité

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$A_{s,min} = 0.23 \times 2.5 \times 0.9 \times 4 \times \frac{2.4}{500} = 99.36\ cm^3$; pour S1 condition vérifiée

$A_{s,min} = 0.23 \times 2.5 \times 0.9 \times 3 \times \frac{2.4}{500} = 69.55\ cm^3$; pour S2 condition vérifiée

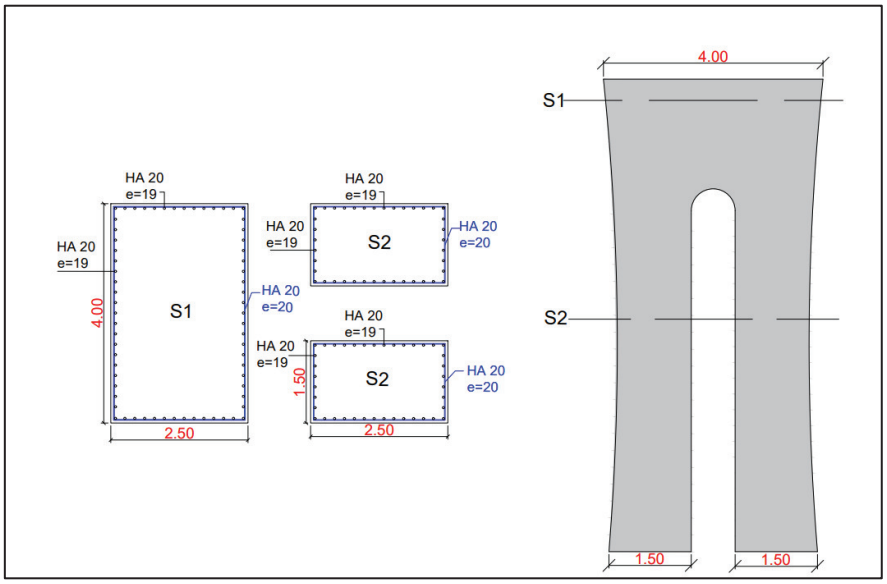


Figure VIII. 2 : Plan de ferraillage de la pile

VIII.3. ETUDE DE LA CULEE

VIII.3.1. Prédimensionnement de la culée

On opte pour une culée remblayée (appui et soutien des remblais).
Les dimensions choisis sont montrées dans la figure suivante :

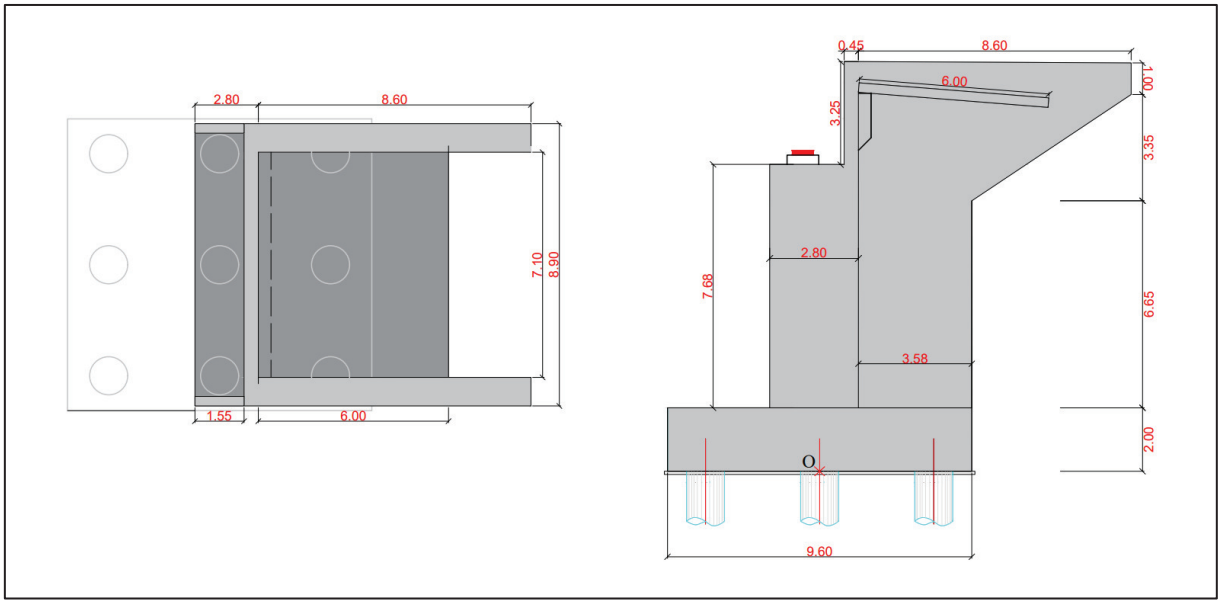


Figure VIII. 3 : Dimensions de la culée C01D.

VIII.3.2. Descente des charges :

Les tableaux de l'**ANNEXE C** donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée, en tenant compte les poids volumiques spécifiques suivants :

$$\gamma_{béton} = 25\ KN/m^3, \qquad \gamma_{remblais} = 18\ KN/m^3$$

Les efforts agissant sur la culée comprennent des forces horizontales et verticales dues au poids propre de la culée, à la charge descendante du tablier, au poids et à la poussée des terres, ainsi qu'aux effets du séisme, du freinage et des déformations différées.

On se limitera à l'étude de la culée C01D, qui est la culée la plus sollicitée.

VIII.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 a une distribution triangulaire, elle se calcule par la formule :

$$P = \frac{1}{2}\gamma . Ka . H^2 . L$$

- **H** : est la hauteur du mur ; γ = 18 KN/m^3 Poids volumique du sol derrière la culée.
- **Ka** : Coefficient de pression active des terres au repos. $K_a = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4})$: avec φ angle de frottement du sol (**Ka**=0.33)

- $\varphi = 30°$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh ; kv :

$$k_h = 0.3 \; ; \; k_v = 0.3 \times k_h = 0.09$$

k_h : Coefficient sismique horizontal ;
k_v : Coefficient sismique vertical.

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE- OKABE qui est citée dans le **RPOA** :

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2\theta \left[1 + \sqrt{sin\varphi . \sin(\varphi - \beta - \theta) / cos\beta . cos\theta}\right]^2}$$

Avec

- $\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale ;
- θ : angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = arctg(\frac{k_h}{1 \pm k_v})$.

Tableau VIII. 7 : Calcul des coefficients de poussée possibles.

Cas		k_H	k_V	θ (°)	K_{ad}
1	Normal	0.00	0.00	0.00	**0.33**
2	Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.3	0.09	15.38	0,543
3	Séisme Horizontal	0.3	0.00	16.69	0.66
4	Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.3	-0.09	18.24	0,603

En considérant leurs excentrements par rapport au point situé en bas de la semelle (Milieu de la semelle). Les résultats de calcul des efforts statique de la culée sont présentes dans l'**ANNEXE C.**

NB : Selon SETRA, une surcharge sur remblai **q** = 10 KN/m2 est appliquée sur le remblai d'accès. Cette surcharge provoque une poussée appliquée à mi-hauteur selon un diagramme rectangulaire.

VIII.3.2.2. Calcul des efforts sismiques d'inertie sur la culée :

D'après le RPOA, pour ce calcul on décompose la culée en volumes élémentaires sur lesquels on applique l'accélération horizontale. On détermine les sollicitations au pied du mur frontal et au niveau inférieur de la semelle. Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées avec :

$$F_h = P_p \times K_h \; ; \; F_v = P_p \times K_v$$

Avec :

- $K_h = A = 0.3$ où A est le coefficient d'accélération dynamique égale à 0.3 dans notre cas.
- $K_v = 0.3 \; K_h$
- P_p : le poids propre de l'élément.

NB : Les résultats sont présents dans l'**ANNEXE C.**

VIII.3.2.3. Evaluation des charges sismiques dues à la poussée des terres

La valeur de la poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, et appliquée à mi-hauteur de mur, est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = {}^{1}/_{2} \cdot \gamma . K_{ad}(1 \pm K_v) . H^2$$

Tableau VIII. 8 : Evaluation des efforts issus du tablier :

Cas	Kad	Fah (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0.543	6316.11	6.460	40802.07
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0.603	5853.37	6.460	37812.75

VIII.3.2.4. Evaluation des efforts issus du tablier :

Les résultats des charges statique et dynamique issues du tablier sont présentes dans l'**ANNEXE C**

Selon le RPOA, on applique la combinaison suivante :

G + H(r+f) + 0.4T + ΨQ avec : Ψ = 0.2

Tableau VIII. 9 : les réactions

	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
R max	16125.45	358.98	12521.82
R min	15967.89	353.56	12383.43

VIII.3.2.5. Cumul des efforts sismiques :

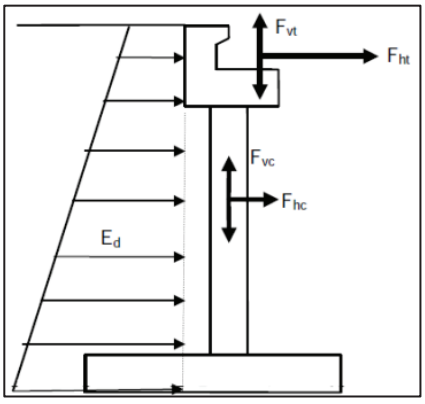
Les efforts de poussée et les efforts provenant de l'accélération de la culée se cumulent directement parce qu'ils sont concomitants.

Lorsque l'appareil d'appui est en caoutchouc fretté ou comporte un dispositif de glissement, les vibrations de l'appui peuvent être considérées comme indépendantes des vibrations du tablier. Dans ce cas, les forces d'inertie provenant du tablier et des appuis se cumulent quadratiquement :

$$E = \sqrt{E^2_{tablier} + E^2_{appui}}$$

On s'intéresse aux cas défavorables suivants :

- Cas 01 : Séisme horizontal avec séisme vertical descendant.
- Cas 02 : Séisme horizontal avec séisme vertical ascendant.
- Cas 03 : Séisme vertical



Le séisme horizontal présente deux cas, car la valeur de la poussée dynamique totale a deux valeurs à prendre en compte (voir tableau VIII.13). Nous nous intéressons uniquement au séisme sortant, qui a le même sens que la poussée.

Les résultats sont donnés ci-après :

Tableau VIII. 10 : Efforts sismiques totales

	Efforts provenant de l'appui			Efforts totales		
Cas	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
1	0.00	11047.86	65330.98	0.00	11173.95	67491.45
2	0.00	10585.12	62341.67	0.00	10716.65	64602.19
3	1419.53	0.00	1659.56	4781.42	0.00	2934.29

VIII.3.3. Combinaisons des charges pour les culées :

Combinaisons à l'ELU

- 1.35G+1.6 (A(L) +surcharges des trottoirs) +0.9T ;
- 1.35G+1.6 (Bc +surcharges des trottoirs) +0.9T ;
- 1.35G+1.35 (Mc120 ; D240) +0.9T.

Combinaisons à l'ELS :

- G+1.2 (A(L) +surcharges des trottoirs) +0.6T ;
- G+1.2 (Bc +surcharges des trottoirs) +0.6T ;
- G+ (Mc120 ; D240) +0.6T.

Combinaisons à l'ELA :

- G+E+0,2Q ;

Les résultats détaillés des combinaisons sont présentés dans l'**ANNEXE C.**

Pour obtenir les moments transversaux, nous avons modélisé la culée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

	ELS	**ELU**	**ELA**
M_T(KN.m/ml)	775.65	818.85	985.79

NB : Les résultats détaillés sont dans l'**ANNEXE B**

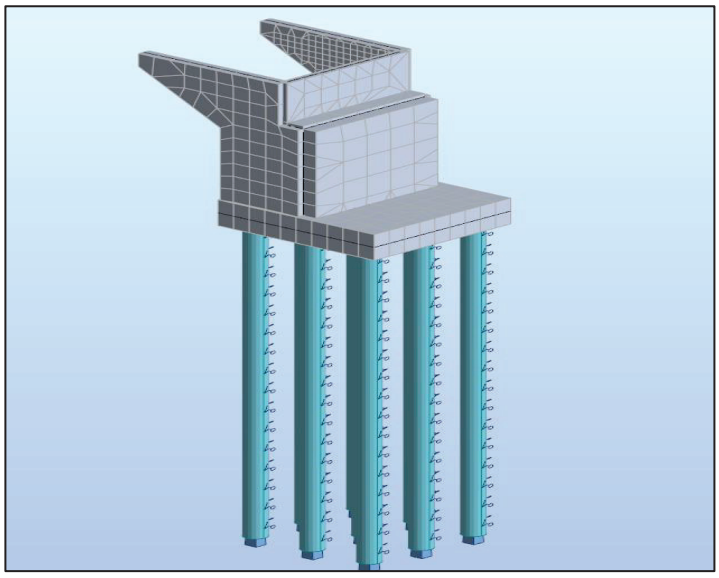


Figure VIII. 4 : Vue en 3D de la culée avec les pieux modélisé sur le logiciel.

VIII.3.4. Ferraillage des éléments de la culée

VIII.3.4.1. Mur garde grève

➢ **Evaluation des efforts**

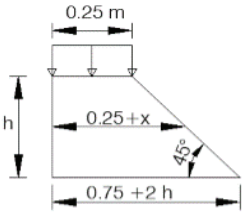
Le mur garde-grève est soumis aux efforts suivants :

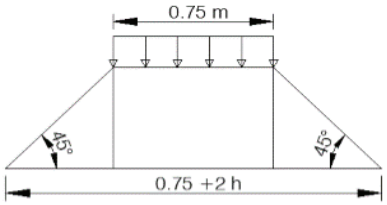
- Poussée due aux surcharges sur le remblai

$$M_p = \frac{12K}{0{,}75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{(0{,}25+x)}dx \quad \text{, avec: } K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : coefficient de pondération. γ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ;
Bc : coefficient de pondération du système **Bc** ;
δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;
h : hauteur de mur garde grève.





$\boldsymbol{\delta}$ = 1.062 ; $\mathbf{b_c}$ = 1.2 ; h=3.25m ; k_u= 0.67 ; k_s=0.5

$$\frac{M_p}{K} = 9.90(t.m/ml)$$

M_p/K $(t.m/ml)$	9.90
$M_{p.ult}$ KN.m/ml.	66.05
$M_{p.ser}$ KN.m/ml.	49.54

- Poussée des terres

$$P = \frac{1}{2}\gamma.Ka.H^2 \quad M_p = P.\frac{H}{3} \qquad \text{H=3.25 m} \quad \text{Ka=0.33}$$

P	31.37
$M_{p.ser}$ KN.m/ml.	33.98
$M_{p.ult}$ KN.m/ml.	45.87

- Effort de freinage $M_f = \frac{2\mu.P.h}{0.25+2h}$ P = 60 KN

μ : coefficient de pondération, μ = 1.6 à l'ELU et μ = 1.2 à l'ELS ;

Freinage Bc	60
$M_{p.ser}$ KN.m/ml.	69.33
$M_{p.ult}$ KN.m/ml.	92.44

➢ **Combinaisons d'actions :**

A l'ELU : M_u = 1.35MG + 1.6 MQ → **M_u = 204,36** kN.m.

A l'ELS : M_s = MG + 1.2 MQ → **M_s = 152,85** kN.m.

➢ **Ferraillage de mur garde-grève :**

Le calcul se fait à l'ELU et en flexion simple selon P.P.73, la fissuration est considérée préjudiciable.

- Section d'acier : on trouve As = 17cm², On prend 6HA20/ml (As=18.85 cm²), coté remblai, avec un espacement de 17 cm.
- Armatures transversales : As_t= As/4 ; Soit : 6HA12/ml avec St= 20cm ;
- Armature de construction : A's = As/3 ; Soit : 6HA12/ml avec St= 20cm ;

VIII.3.4.2. Dalle de transition :

➢ **Evaluation des efforts :**

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités,

- Remblais : h = 0.9 m ; γ = 18 kN/m² → $G_{remblais}$ = 16.2 KN/ml ;
- Poids propre de la dalle : $G_{P.dalle}$= 25×0.3 → $G_{P.dalle}$ = 7.5 KN/ml ;
- Revêtement : $G_{P.Revêtement}$ =24×0.08 → $G_{P.Revêtement}$=1.92 KN/ml ;
- Surcharge d'exploitation : Q = 10 KN/ml.

Tableau VIII.11: Evaluations des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	Q (Kn/ ml)	Moment (t.m/ m²)	Effort tranchant (t)
Poids propre	7.5	33.75	22.5
Revêtement	1,92	8.64	5.76
Remblai	16.2	72.9	48.6
Surcharges	10	45	30

➢ **Combinaison d'actions sur la dalle de transition :**

	ELU	ELS
Combinaison	1.35G+1.6Q	G+1.2Q
M (KN.m) /ml	227.64	169.29
V (KN) /ml	151.76	112.86

➢ **Ferraillage de la dalle de transition :**

Le calcul se fait à l'ELU et en flexion simple selon P.P.73, la fissuration est considérée préjudiciable.

- **Section d'acier :** Avec Robot expert As = 32 cm² On prend 7HA25/ml (As = 34.36 cm²), coté remblai, avec un espacement de 15 cm.
- **Armatures transversales :** At = AS/4, donc : on opte pour 5HA16/ml avec e = 25 cm.
- **Armature de construction :** A'S = AS/3, donc : on opte pour 7HA14/ml / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

VIII.3.4.3. Corbeau d'appui :

D'après le BAEL, son rôle est d'assurer le support de la dalle de transition, donc il est supposé travailler comme une console courte. L'effort sollicitant est la réaction de la dalle de transition.

- Réaction de la dalle de transition : R=159.73 KN
- Poids du corbeau : 113.55 KN
- Réaction des surcharges : 284 KN
- Poids des terres sur DDT : 341.9 KN

V=899.2 KN ; M=202.32 KN.m

Avec :
M_u : moment de flexion a ELU dans la section d'encastrement
V_u : l'effort tranchant a ELU dans la section d'encastrement
a : la distance de la résultante de la charge au nu de la section
d : la hauteur utile

$$a = \frac{Mu}{Vu} = 0.225\,m \;;\; d = 0.9 \times h = 1.44\,m \;;$$

$$z = 0.7d(1 + 0.1) = 0.97 \;;\; \delta = \frac{d}{a} = 0.9702$$

Contrainte tangentielle conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 509.75\ KPa$

Limitation des contrainte : la plus petite des deux valeurs $\tau_u^{lim} = 0.03(2 + \delta) fcj\ et\ 4\ MPa$

$$\tau_u^{lim} = 2.67\ MPa > \tau_u$$

➢ **Ferraillage du corbeau :**

Armatures supérieur tendu :

$A_s = \frac{M_u}{z \times fe/\gamma} = 4.99\ cm^2$; 7 HA 10 e=15cm

Armatures de répartition :

$A_r = A_s$; 7 HA 10 e=15 cm

VIII.3.4.4. Mur frontal :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propre de la superstructure, poussée des terres, séisme), et aux surcharges d'exploitations et remblais, Il est encastré sur les deux cotés latéraux, et à la base sur la semelle.

- Epaisseur du mur e = 2.8 m
- Hauteur du mur h= 7.68 m
- Largeur du mur L= 8.9 m

Les sollicitations dues aux charges permanentes, surcharges du remblai et du tablier sur le mur frontal sont présentées dans l'**ANNEXE C**

Selon le RPOA, on applique la combinaison suivante :

$$\mathbf{G + H(r+f) + 0.4T + \Psi Q} \text{ avec : } \Psi = 0.2$$

Tableau VIII. 11 : Les réactions

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
R max	10305.986	358.984	-2012.33
R min	10148.424	353.56	-2111.52

➢ **Détermination des sollicitations sismiques**

Le calcul dynamique de la culée prend en considération : les charges d'inertie, les poussées dynamiques et les charges dues au tablier.

Calcul des poussées dynamiques :

Les poussées dynamiques pour les deux cas, sont égales à :

Tableau VIII. 12 : Calcul des poussées dynamiques sur mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	Z_v	Z_h	M_N(Kn.m)	M_h(Kn.m)
Pad (1+kv)	/	2231.76	/	3.84	/	8569.95
Pad (1-kv)	/	2068.25	/	3.8	/	7942.08

➢ **Calcul des efforts sismiques d'inertie sur mur frontal :**

Les résultats des efforts sismiques sont présentés dans l'**ANNEXE C**

➢ **Les charges Sismique due au tablier :**

Tableau VIII. 13 : Les efforts sismiques dus au tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	Z_v	Z_h	MN(Kn.m)	Mh(Kn.m)
Séisme Tablier	4565.84	1673.90	0.35	8.12	-1598.04	13592.07

➢ **Combinaisons des actions sismiques de la culée :**

L'évaluation de l'action sismique totale se fait pour trois cas :

- 1 ère cas : cas de séisme horizontal (1+kv).
- 2 -ème cas : cas de séisme horizontal (1-kv).
- 3 -ème cas : cas de séisme vertical.

La force sismique horizontal est prise dans le même sens que la poussée.

Les résultats sont présentés ci-dessous :

Tableau VIII. 14 : Efforts sismiques totales.

	N (kN)	H (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0	4291.78	21619.98
CAS 2	0	4141.72	21135.39
CAS 3	4594.90	0	1612.62

Le résultat des combinaisons les plus défavorable est montré dans le tableau :

Tableau VIII. 15 : Sollicitation sur mur frontal.

ELS		ELU		ELA	
M_{max} (KN.m)	N(KN)	M_{max} (KN.m)	N(KN)	M_{max} (KN.m)	N(KN)
-7117.27	11394.734	-8929.76	14999.67	-23730.7097	8769.95104
M_{max} (KN.m/ml)	N(KN/ml)	M_{max} (KN.m/ml)	N (KN/ml)	M_{max} (KN.m/ml)	N (KN/ml)
-799.69	1280.30	-1003.34	1685.35	-2666.37	985.38

NB : Le détail de calcul est dans l'**ANNEXE C**

➢ **Ferraillage mur frontal :**

En considérant une section rectangulaire (1 × 2.8) m en flexion composée, sous le cas de chargement le plus défavorable.

- Ferraillage vertical : Avec logiciel de calcul on trouve $A_s = 28\ cm^2$ .On prend 7HA25/ml, coté remblai, avec St=15 cm.
- Ferraillage horizontal **:** A_st = As/4 ; Soit : 5HA16/ml avec St=25 cm.
- Armature de construction : A'_s = As/3 ; Soit : 5HA20/ml avec St=25 cm.

VIII.3.4.5. Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges :

- Poussée des terres : $P_{terres} = 0.33 \times 18 \times 10.92 = 64,86$ KN/ml ;
- Poussée dynamique : $P_{dynamique} = 0,5\ K_{ad}\ \gamma(1+k_v).h$; avec : $K_{ad} = 0.603$; H = 10.92 m ; $\gamma_{remblai} = 18$ kN/m^3 ; $k_v = 0.09$ donc P = 64.59 KN/m2 ;
- Poussée des surcharges de remblais : $P_{surcharges} = 3,33$ KN/m^2 ;
- Poids de CCP : Peq = 8.85 KN/ml ;
- Poids propre du mur Pp=979.5 KN.

➢ **Modélisation du mur :**

On a modélisé le mur en retour par logiciel de calcul Robot comme un voile en utilisant l'élément coque avec une épaisseur de 0,90 m et une hauteur de 10.92 m.

Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés.

Sollicitations M_{xx} :

Tableau VIII. 16 : SOLLICITATIONS DE MXX

ELS	ELU	ELA
M_{max} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	M_{max} (KN.m)
540	680	2200

Sollicitations M_{YY} :

Tableau VIII. 17 : Les moments MYY sur le mur en retour.

ELS	ELU	ELA
M (KN.m/ml)	M (KN.m/ml)	M (KN.mml)
240	320	960

NB : Les résultats détaillés dans l'**ANNEXE B**

➢ **Ferraillage du mur en retour :**

Le mur est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- **Ferraillage vertical :** Avec logiciel de calcul on trouve $A_s = 29.4$ cm². On prend 6HA25/ml, coté remblai, avec St=20 cm.
  Armatures de construction : As/3 Choix des barres : 6 HA 16 Espacement : 20cm
- **Ferraillage horizontal :** Coté remblais : As =55.9 cm2 Choix des barres : 7HA32 Espacement : 15cm
  Armatures de construction : As/3 Choix des barres : 7HA 20 Espacement 15cm.

VIII.4. Etude de fondation

VIII.4.1. Etude de la semelle

Tableau VIII. 18 : Les dimensions de la semelle sous pile et culée.

Sous la Culée		Sous la Pile	
Longueur (m)	9.6	**Longueur (m)**	6
Largeur (m)	9.2	**Largeur (m)**	9
Epaisseur (m)	2	**Epaisseur (m)**	2

VIII.4.1.1. Calcul de sollicitation

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment.

Tableau VIII. 19 : Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle

	Sous pile				Sous culée			
Etat	**N(MN)**	**H(MN)**	**M_L (MN.m)**	**M_T (MN.m)**	**N(MN)**	**H(MN)**	**M_L (MN.m)**	**M_T (MN.m)**
ELS	19.716	0.197	1.721	0.438	21.128	5.332	7.078	7.130
ELU	25.672	0.266	2.324	2.372	28.551	7.213	8.053	7.525
ELA	15.236	2.99	29.332	22.83	21.779	11.070	41.039	9.062

NB : Les résultats du tableau dans l'annexe C

VIII.4.1.2. 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

Tableau VIII. 20 : Nombre de pieux sous la semelle.

Cas de la pile		Cas de la culée	
N_{max} (KN)	19 716.38	**N_{max} (KN)**	21 128.48
Q_p (KN)	4845	**Q_p (KN)**	4845
n_p	4.06	**n_p**	4.36
On prend	On prend 6 pieux de profondeur de 30 m	**On prend**	On prend 9 pieux de profondeur de 30 m

VIII.4.1.3. Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x}{W_L} \pm \frac{M_y}{W_T}$$

Avec :

$\boldsymbol{n}$: Nombre des pieux

$\boldsymbol{N}$: Effort normal

$\boldsymbol{M_x}$, $\boldsymbol{M_y}$: Moments dans les sens x, y

$\boldsymbol{W_L}, \boldsymbol{W_T}$: La distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle. $W_i = \frac{\sum n_i \times d_i^2}{d_i}$

Cas de la pile :

$$\begin{cases} R_{max,ELS} = \frac{N}{6} + \frac{M}{14} = 3409.03\ KN < 4845\ KN \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement} \\ R_{max,ELA} = \frac{N}{6} + \frac{M}{14} = 4634.57\ KN < 4845\ KN \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement} \\ R_{min} = \frac{N}{6} - \frac{M}{14} = 444.18\ KN > 0 \rightarrow \text{pas de risque de soulèvement.} \end{cases}$$

Cas de la culée :

$$\begin{cases} R_{max,ELS} = \frac{N}{9} + \frac{M}{21} = 2684.69\ KN < 4845\ KN \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement} \\ R_{max,ELA} = \frac{N}{9} + \frac{M}{21} = 4374.18\ KN < 4845\ KN \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement} \\ R_{min} = \frac{N}{9} - \frac{M}{21} = 339.41\ KN > 0 \rightarrow \text{pas de risque de soulèvement.} \end{cases}$$

VIII.4.1.4. Ferraillage de la semelle

D'après le document « BAEL » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode générale est égale à :

$$M_{s1} = \left(\frac{P_U}{2} + \frac{M_U}{b'}\right)\left(\frac{b'}{2} - 0.35b\right)$$

Tableau VIII. 21 : Moment de la semelle en S1

	Sous pile (KN.m)	Sous culée (KN.m)
ELS	9 561.16	12 384.33
ELU	12 470.52	17 401.03
ELA	14 583.64	22 065.45

➢ **Application numérique**

- **Cas de la pile** :

Mser = 1 062.35 KN.m/ml ;

σbc = 18 MPa ; **σst = 250 MPa** ;

b = 100cm ; **h = 200 cm** ; **d = 0.9 × h = 180 cm**

$X = \frac{15\times\sigma bc}{15\times\sigma bc+\sigma st} \times d$; **X = 93.46 cm**

$Z = d - \frac{X}{3}$; **Z = 148.85 cm**

$M1 = \frac{1}{2} \times b \times x \times \sigma bc \times z$; **M1 = 12 448.87 KN.m**

Mser < M1 Donc on a (S.S.A.C)

$Aser = \frac{Mser}{Z\times\sigma st}$; **Aser = 28.55 cm^2/ml**

- **Cas de la culée :**

Mser = 1 431.59 KN.m/ml ;

σbc = 18 MPa ; **σst = 250 MPa** ;

b = 100cm ; **h = 200 cm** ;

d = 0.9 × h = 180 cm

$X = \frac{15\times\sigma bc}{15\times\sigma bc+\sigma st} \times d$; **X = 93.46 cm**

$Z = d - \frac{X}{3}$; **Z = 148.85 cm**

$M1 = \frac{1}{2} \times b \times x \times \sigma bc \times z$; **M1 = 12 448.87 KN.m**

Mser < M1 Donc on a (S. S. A. C)

Aser = $\frac{\text{Mser}}{\text{Z}\times\sigma\text{st}}$; **Aser = 38.47 cm^2/ml**

Selon RPOA :

A_{min}= (0.25 ٪) ×B=0.0025×2×1= 50 cm^2/ml dans la zone tendue

A_{min}= (0.1٪) ×B=0.0025×2×1= 20 cm^2/ml dans la zone comprimée

Tableau VIII. 22 : Ferraillage de la semelle

Type d'armatures	Cas de la pile		Cas de la culée	
	As (cm^2)	ϕ	As (cm^2)	ϕ
Transversal inferieur A_{s1}	50	HA 32 e=15	50	HA 32 e=15
Transversal supérieur $A_{s2} = \frac{A_s}{3}$	20	HA 20 e=15	20	HA 20 e=15
Longitudinal inferieur A_{s3}	50	HA 32 e=15	50	HA 32 e=15
Longitudinal supérieur $A_{s4} = \frac{A_s}{3}$	20	HA 20 e=15	20	HA 20 e=15
Latéral $A_{s4} = \frac{A_s}{10}$	5	HA 14 e=25	5	HA 14 e=25

VIII.4.2. Etude des pieux

VIII.4.2.1. Calcul de sollicitation

La méthode de WARNER permet de calculer les moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différents points.

Le moment fléchissant en tête du pieu est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{M} = \frac{\mathbf{X_{op}}}{\mathbf{X_{om}}} \times \frac{\mathbf{P}}{\boldsymbol{\lambda}}$$

M : Moment en tête du pieu

P : Effort tranchant en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$\mathbf{X_{op}}$, $\mathbf{X_{om}}$ **:** Coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de L.

Calcul λ :

Il est donné par la formule suivante : $\boldsymbol{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{C_u \times b}{4 \times EI}}$

C_u : Module de réaction du sol égale à 30 MPa.

b : Diamètre du pieu égale à 1,2 m.

E : Module d'élasticité du béton égale à 34 180 MPa.

I : Moment d'inertie de la section du pieu égale à 0.1018 m^4.

Tableau VIII. 23 : Moment & effort tranchant appliqués sur seul pieu.

	Sur pile	Sur culée
λ	0.225	0.225
X_{op}	1.45	1.45
X_{om}	1.65	1.65
P_{ELA} (KN)	498.49	1230
P_{ELS} (KN)	32.91	592.44
P_{ELU} (KN)	44.43	801.44
M_{ELA} (KN.m)	1946.96	4 804.04
M_{ELS} (KN.m)	128.53	2 313.91
M_{ELU} (KN.m)	173.53	3 130.20

VIII.4.2.2. 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 :

- 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).

VIII.4.2.3. Ferraillage transversal

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.

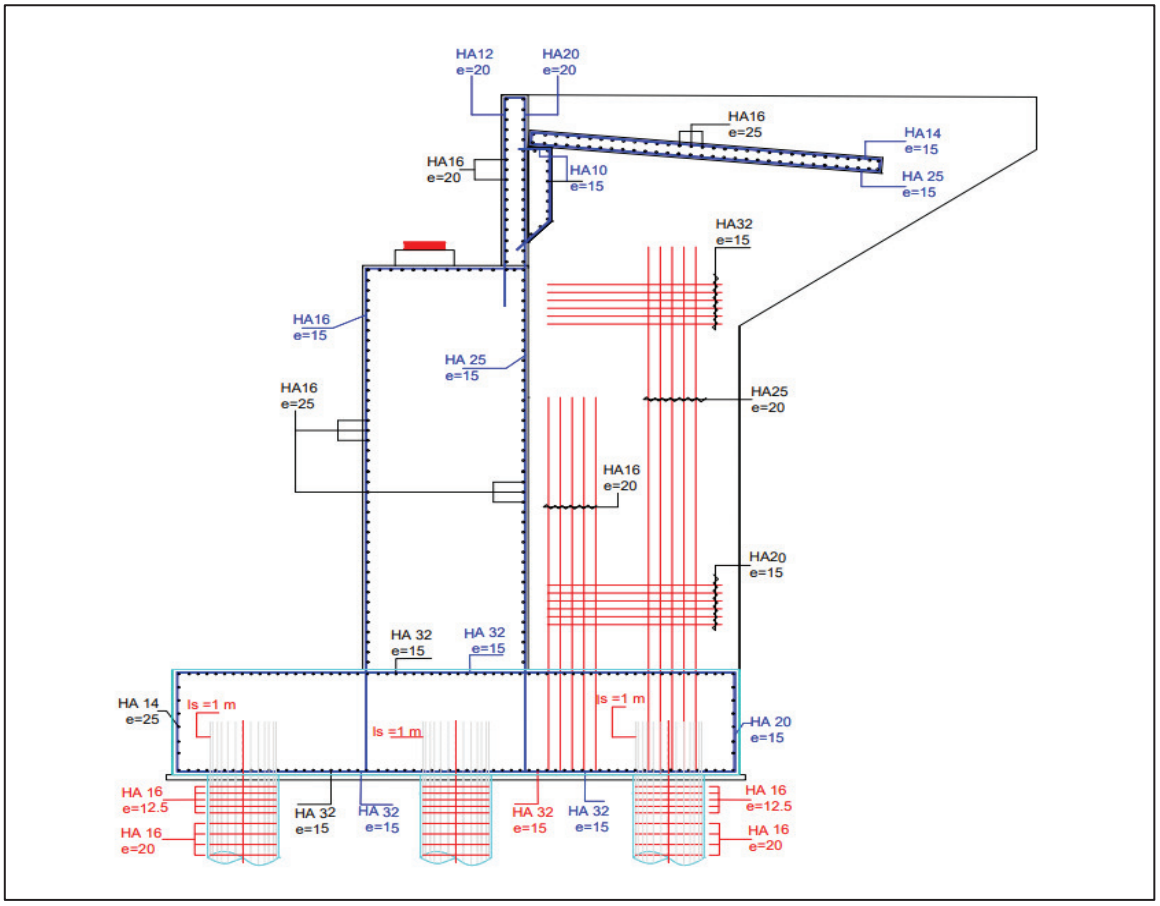


Figure VIII. 5 : Plan de ferraillage de la semelle, pieux et culée

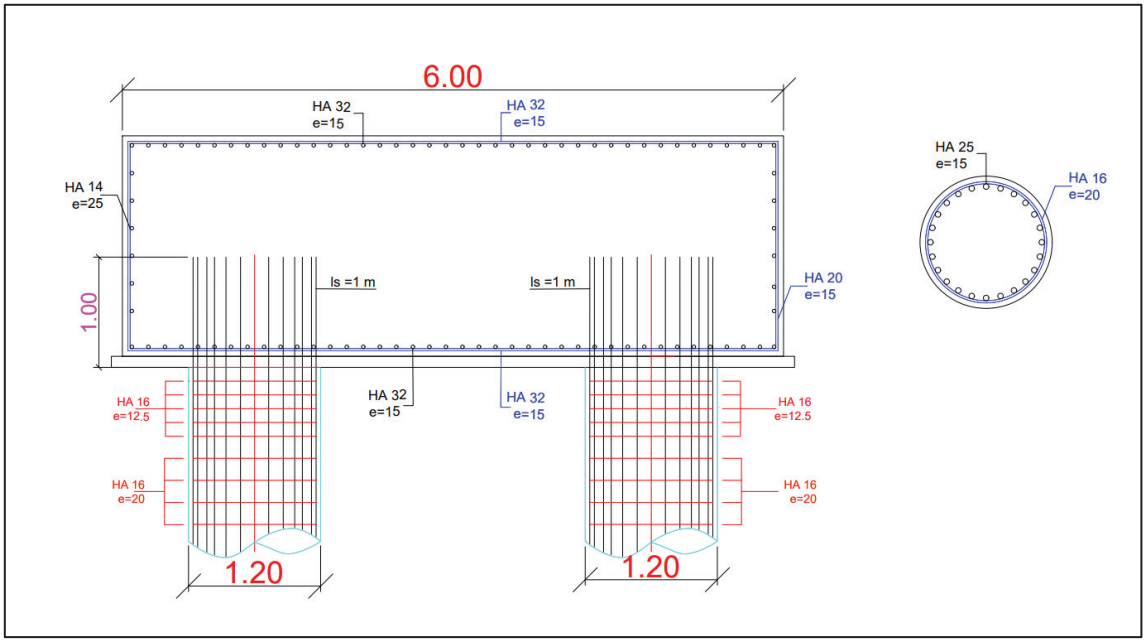


Figure VIII. 6 : Plan de ferraillage de la semelle et pieux de la pile

CONCLUSION GENERAL

Conclusion General

Ce mémoire de fin d'études a porté sur la conception et l'étude détaillée d'un ouvrage d'art situé à Alger, dans le cadre du projet de travaux d'accessibilité de la ZET de SIDI FREDJ et PALM BEACH sur 230 mètres. Au cours de cette étude, nous avons exploré les aspects essentiels de la conception d'un viaduc en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

Voici les principaux enseignements que nous avons tirés de ce travail :

Complexité de la conception : La conception d'un ouvrage en béton précontraint par encorbellements successifs est exigeante. L'ingénieur doit évaluer le comportement de la structure à différentes sections et sous diverses charges, tant pendant la construction que pendant la durée de vie de l'ouvrage.

Techniques de modélisation : Nous avons acquis des compétences en modélisation et en utilisation de logiciels pour analyser le comportement de la structure. Nous avons également maîtrisé les réglementations telles que le BPEL, le BAEL et les documents SETRA, ainsi que le règlement parasismique algérien RPOA 2008.

Adaptabilité de l'ingénieur : Face aux difficultés, l'ingénieur doit rechercher des solutions optimales tout en respectant les contraintes du site, telles que l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation.

Couronnement de nos études : Ce mémoire représente le fruit de cinq années d'études. Il nous permettra de mettre à l'épreuve nos connaissances et de les confronter à la pratique.

En somme, la conception d'un ouvrage d'art est un processus multidisciplinaire qui requiert une maîtrise des sciences de l'ingénieur, de la réglementation et de l'art. Ce projet a renforcé notre passion pour le domaine des ouvrages d'art et nous a préparés pour les défis futurs.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographies

-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.

-SETRA (service d'Études techniques des routes et autoroutes), juillet 2007. Appareils d'appui en élastomère fretté, Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires -Guide technique.

-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 en élastomère fretté, Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires -Guide technique.

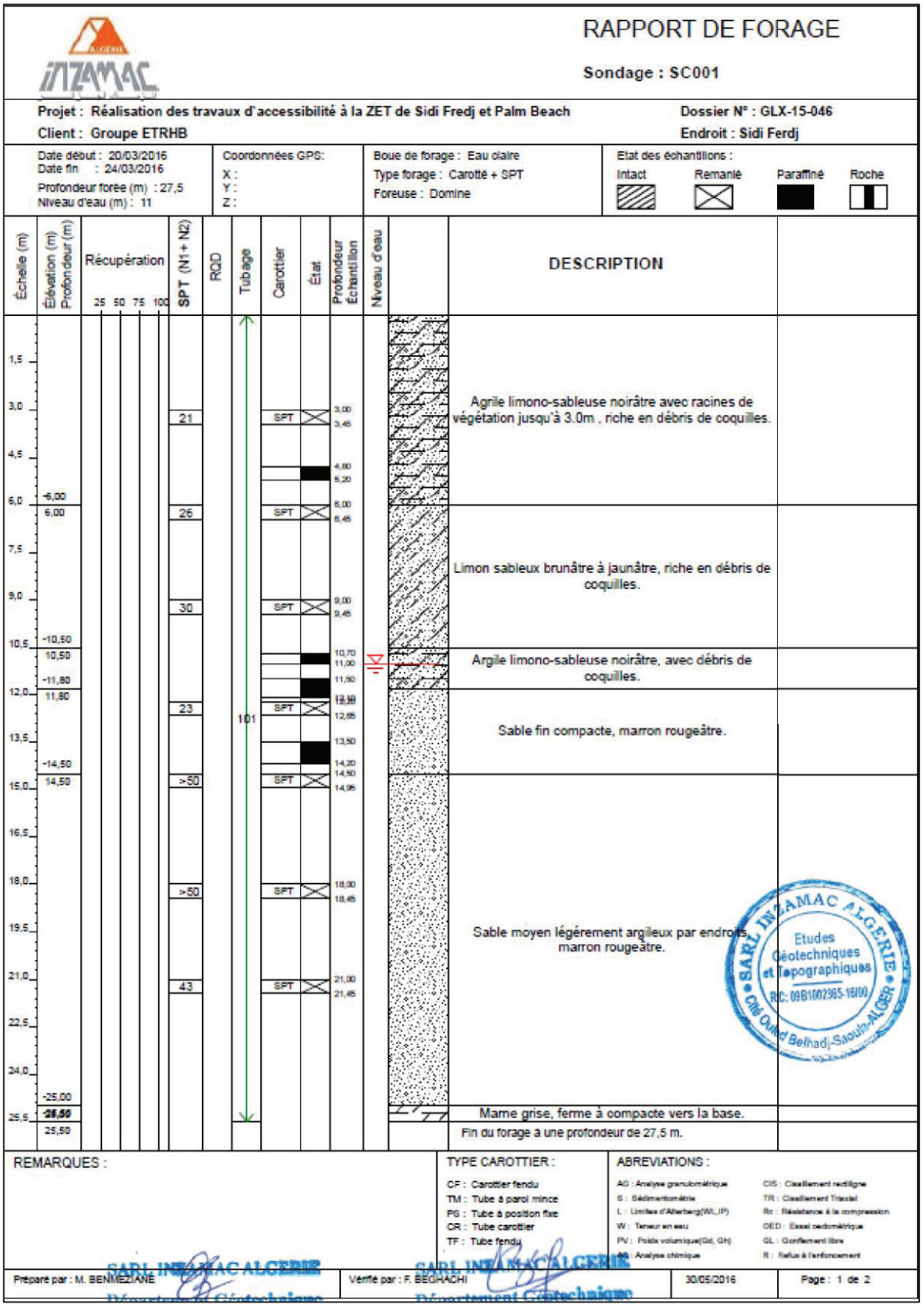
-SETRA. Appuis des tabliers P.P.73 (1.3.1). 46P, Avenue Aristide Briand BP 100-92 223-BAGNEUX.

-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 :
Résultats des Essais Géotechniques

LOGS DE SONDAGE



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC001

Projet : Réalisation des travaux d'accessibilité à la ZET de Sidi Fredj et Palm Beach — Dossier N° : GLX-15-046

Client : Groupe ETRHB — Endroit : Sidi Ferdj

Date début : 20/03/2016
Date fin : 24/03/2016
Profondeur forée (m) : 27,5
Niveau d'eau (m) : 11

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carotté + SPT
Foreuse : Domine

Etat des échantillons : Intact, Remanié, Paraffiné, Roche

Échelle (m)	Élevation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
1,5 / 3,0	-6,00		21			SPT		3,00 / 3,45		Agrile limono-sableuse noirâtre avec racines de végétation jusqu'à 3.0m , riche en débris de coquilles.
4,5 / 6,0	6,00		26			SPT		4,00 / 5,20 / 6,00 / 6,45		Limon sableux brunâtre à jaunâtre, riche en débris de coquilles.
7,5 / 9,0			30			SPT		9,00 / 9,45		
10,5	-10,50 / 10,50 / -11,80							10,70 / 11,00 / 11,50		Argile limono-sableuse noirâtre, avec débris de coquilles.
12,0	11,80		23		101	SPT		12,85		Sable fin compacte, marron rougeâtre.
13,5	-14,50							13,50 / 14,20 / 14,50		
15,0	14,50		>50			SPT		14,95		Sable moyen légérement argileux par endroits, marron rougeâtre.
16,5 / 18,0			>50			SPT		18,00 / 18,45		
19,5 / 21,0			43			SPT		21,00 / 21,45		
22,5 / 24,0	-25,00									
25,5	-25,50 / 25,50									Marne grise, ferme à compacte vers la base.
										Fin du forage à une profondeur de 27,5 m.

SARL INZAMAC ALGERIE Etudes Géotechniques et Topographiques RC: 09B1002365-16/00 Cité Ouled Belhadj-Saoula-ALGER

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Prépare par : M. BENMEZIANE — SARL INZAMAC ALGERIE Département Géotechnique
Vérifié par : F. BECHACHI — SARL INZAMAC ALGERIE Département Géotechnique
30/05/2016
Page : 1 de 2

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC001

Projet : Réalisation des travaux d'accessibilité à la ZET de Sidi Fredj et Palm Beach — **Dossier N° : GLX-15-046**

Client : Groupe ETRHB — **Endroit : Sidi Ferdj**

Date début : 20/03/2016
Date fin : 24/03/2016
Profondeur forée (m) : 27,5
Niveau d'eau (m) : 11

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carotté + SPT
Foreuse : Domine

Etat des échantillons :
Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Echelle (m)	Elévation (m) Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
27,0	-27,50				101					Marne grise, ferme à compacte vers la base.
	27,50									Fin du forage à une profondeur de 27,5 m.
28,5										
30,0										
31,5										
33,0										
34,5										
36,0										
37,5										
39,0										
40,5										
42,0										
43,5										
45,0										
46,5										
48,0										
49,5										
51,0										

SARL INZAMAC ALGERIE Etudes Géotechniques et Topographiques R.C: 09B1002365-16/00 Cité Ouled Belhadj-Saoula-ALGER

REMARQUES :

SARL INZAMAC ALGERIE Département Géotechnique

SARL INZAMAC ALGERIE Département Géotechnique

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : M. BENMEZIANE — Vérifié par : F.BEGHACHI — 30/05/2016 — Page : 2 de 2

Sondage carotté (SC 001)



Client : GROUPE ETRHB

Projet : Travaux d'aménagement de la ZET de Sidi-Fredj à Palm-Beach

Sondage : SC001
Caisse n° : 01/07
Profondeur : 0,00 à 3,45 m



Client : GROUPE ETRHB

Projet : Travaux d'aménagement de la ZET de Sidi-Fredj à Palm-Beach

Sondage : SC001
Caisse n° : 02/07
Profondeur : 3,45 à 7,50 m



Client : GROUPE ETRHB

Projet : Travaux d'aménagement de la ZET de Sidi-Fredj à Palm-Beach

Sondage : SC001
Caisse n° : 03/07
Profondeur : 7,50 à 11,00 m

SARL INZAMAC ALGERIE
Etudes Géotechniques et Topographiques
R.C. 09B1002365-18/00
Cité Ouled Belhadj-Sasuda-ALGER

Sondage carotté (SC 001)



Client : GROUPE ETRHB

Projet : Travaux d'aménagement de la ZET de Sidi-Fredj à Palm-Beach

Sondage : SC18
Caisse n° : 04/07
Profondeur : 11,00 à 14,20 m



Client : GROUPE ETRHB

Projet : Travaux d'aménagement de la ZET de Sidi-Fredj à Palm-Beach

Sondage : SC001
Caisse n° : 05/07
Profondeur : 16,20 à 18,00 m

SARL INZAMAC ALGERIE
Etudes Géotechniques et Topographiques
R.C: 09B1002365-16/00
Cité Ouled Belhadj-Sauth-ALGER



Client : GROUPE ETRHB

Projet : Travaux d'aménagement de la ZET de Sidi-Fredj à Palm-Beach

Sondage : SC001
Caisse n° : 06/07
Profondeur : 18,00 à 24,60 m

Sondage carotté (SC 001)

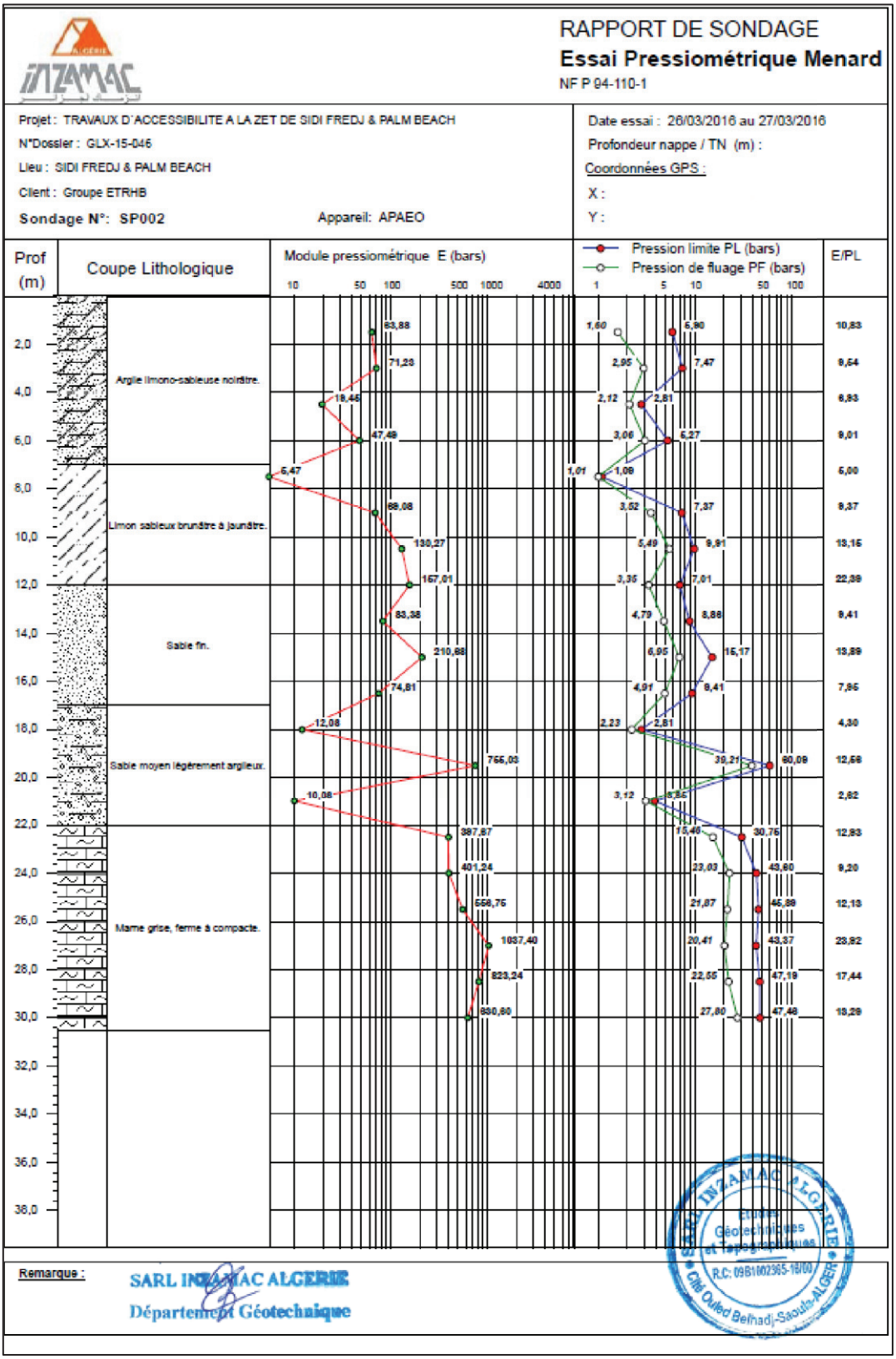


Client : GROUPE ETRHB

Projet : Travaux d'aménagement de la ZET de Sidi-Fredj à Palm-Beach

Sondage : SC001
Caisse n° : 07/07
Profondeur : 24,60 à 27,50 m

Courbe de sondage pressiométrique



Essai pressiométrique Menard (SP6) sur 30 m de profondeur

Profondeur(m)	Module E en bars,	Pression (PL) en bars	Formations géologique
1.5	87	6	Argile limoneuse
3	26	1	Argile limoneuse
4.5	98	4	Argile limoneuse
6	165	6	Argile limoneuse
7.5	51	8	limons argileux finement sableux brunâtre
9	225	7	limons argileux finement sableux brunâtre
10.5	130	9	sable fin à moyen légèrement argileux
12	100	14	sable fin à moyen légèrement argileux
13.5	83	9	sable fin à moyen légèrement argileux
15	130	10	sable fin à moyen légèrement argileux
16.5	136	10	sable fin à moyen légèrement argileux
18	10	13	sable fin à moyen légèrement argileux
19.5	218	3	sable fin à moyen légèrement argileux
21	346	18	sable fin à moyen légèrement argileux
23.5	465	26	grès fracturée dure très mal récupéré
25	654	43	marne grise ferme a compacte en profondeur
27.5	823	43	marne grise ferme a compacte en profondeur
28.5	585	47	marne grise ferme a compacte en profondeur
30	728	50	marne grise ferme a compacte en profondeur

Module D'élasticitié

SP 02

Z (m)	1.50	3.00	4.50	6.00	7.50	9.00	10.50	12.00
P_l (bar)	6.80	7.47	2.81	6.27	1.08	7.37	9.91	7.01
E_M (bar)	63.88	71.23	18.46	47.49	6.47	88.08	130.27	167.01
E_M/P_l	9.39	9.54	6.57	7.57	5.99	11.95	13.15	23.82
α	0.67	0.67	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.67
K_f (t/m^2)	2846.25	3173.74	1088.67	2800.69	381.56	5194.46	7682.59	7441.34
K_q $(t/m3)$	2555.20	2849.20	738.40	1899.60	258.80	3523.20	5210.80	6680.40
K_τ $(t/m3)$	425.87	474.87	123.07	316.60	43.13	587.20	868.47	1113.40
K_h (t/m)	4269.38	4760.61	1633.00	4201.04	572.35	7791.69	11523.89	11162.00
K_u (t/m)	2408.22	2685.31	695.93	1790.33	243.91	3320.54	4911.06	6296.13
K_v (t/m)	11559.45	12889.48	3340.44	8593.59	1170.78	15938.58	23573.10	30221.42

Z (m)	13.50	15.00	16.50	18.00	19.50	21.00	22.50	24.00
P_l (bar)	8.88	16.17	9.41	2.81	3.34	3.86	30.75	43.80
E_M (bar)	83.38	210.88	74.81	12.08	11.08	10.08	397.87	401.24
E_M/P_l	9.39	13.04	7.95	4.30	3.32	2.61	12.94	9.16
α	0.33	0.50	0.33	0.33	0.33	0.33	0.50	0.67
K_f (t/m^2)	6689.69	12436.52	6002.10	969.19	888.96	808.73	23464.14	17877.74
K_q $(t/m3)$	3335.20	8435.20	2992.40	483.20	443.20	403.20	15914.80	16049.60
K_τ $(t/m3)$	555.87	1405.87	498.73	80.53	73.87	67.20	2652.47	2674.93
K_h (t/m)	10034.53	18654.78	9003.16	1453.79	1333.44	1213.10	35196.20	26816.61
K_u (t/m)	3143.35	7949.99	2820.27	455.41	417.71	380.01	14999.35	15126.39
K_v (t/m)	15088.09	38159.95	13537.30	2185.95	2004.99	1824.03	71996.86	72606.68

Z (m)	25.50	27.00	28.50	30.00
P_l (bar)	45.88	43.37	47.19	47.48
E_M (bar)	668.75	1037.40	823.24	630.80
E_M/P_l	14.58	23.92	17.45	13.29
α	0.67	0.67	0.67	0.67
K_f (t/m^2)	29796.98	46222.63	36680.47	28106.07
K_q $(t/m3)$	26750.00	41496.00	32929.60	25232.00
K_τ $(t/m3)$	4458.33	6916.00	5488.27	4205.33
K_h (t/m)	44695.47	69333.95	55020.71	42159.11
K_u (t/m)	25211.28	39109.06	31035.42	23780.60
K_v (t/m)	121014.15	187723.48	148970.00	114146.88

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3}\cdot\frac{B_0}{B}\left(2{,}65\cdot\frac{B}{B_0}\right)^{\alpha}+\alpha}$$

$B_0 =$ 0.6 Largeur de référence

$B =$ 1.2 diamètre pieu

α = Coefficient caractéristique du sol

Le tableau suivant du fascicule 62-V (page 92)

Tableau 8 – Coefficient de structure α en fonction du type de sol et du rapport E_M/p_ℓ obtenu au pressiomètre [18]

Type de sol	Tourbe	Argiles		Limons		Sables		Sables et graviers		Type de roches	
	α	E_M/p_ℓ	α	E_M/p_ℓ	α	E_M/p_ℓ	α	E_M/p_ℓ	α		α
Surconsolidé ou très serré	.....	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	très peu fracturé	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	normal	1/2
Sous-consolidé, altéré et remanié ou lâche.....	.....	7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			très fracturé.....	1/3
										très altéré	2/3

SOL GRANULAIRES

$$K_p = \frac{0{,}8 * E_M}{B} \qquad K_a = \frac{4{,}8 * E_M}{B}$$

les paramétres de frottement horizontal et vertical et le paramétre de la pointe doit calcul pour modélisation :

$$K_h = K_f \times l_i$$
$$K_u = K_\tau \times \pi D \times l_i$$
$$K_v = K_q \times \pi D^2$$

ANNEXE B : LES DIAGRAMMES DES EFFORTS

VIII.1. Les Diagrammes Des Efforts Internes En Construction :

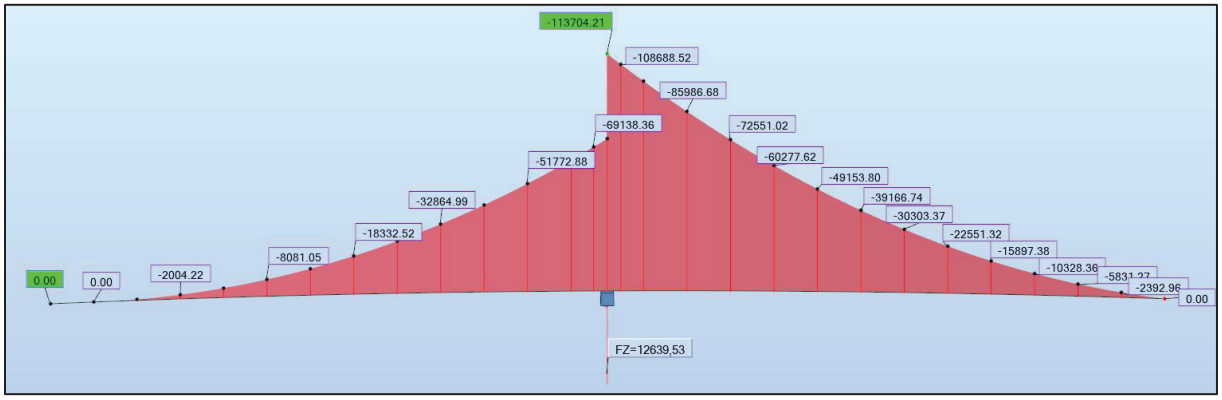


Figure B.1 : Diagramme des moments sous l'effort de la combinaison (A1).

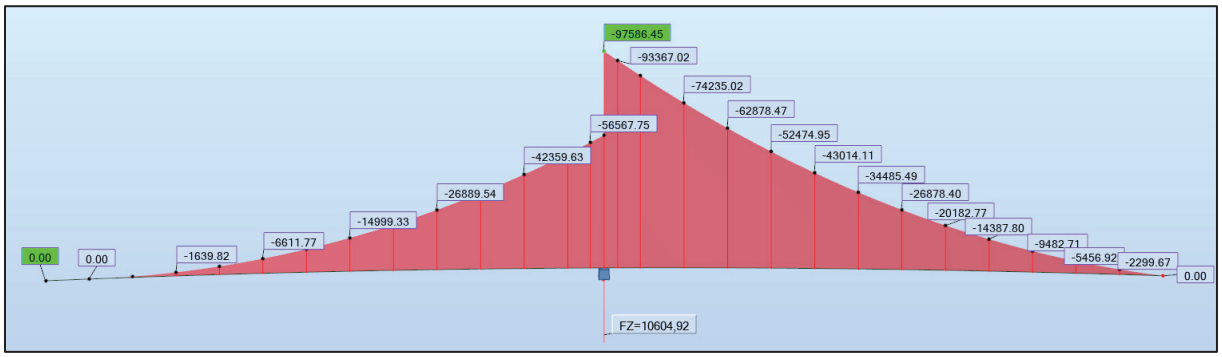


Figure B.2 : Diagramme des moments sous l'effort de la combinaison (A2).

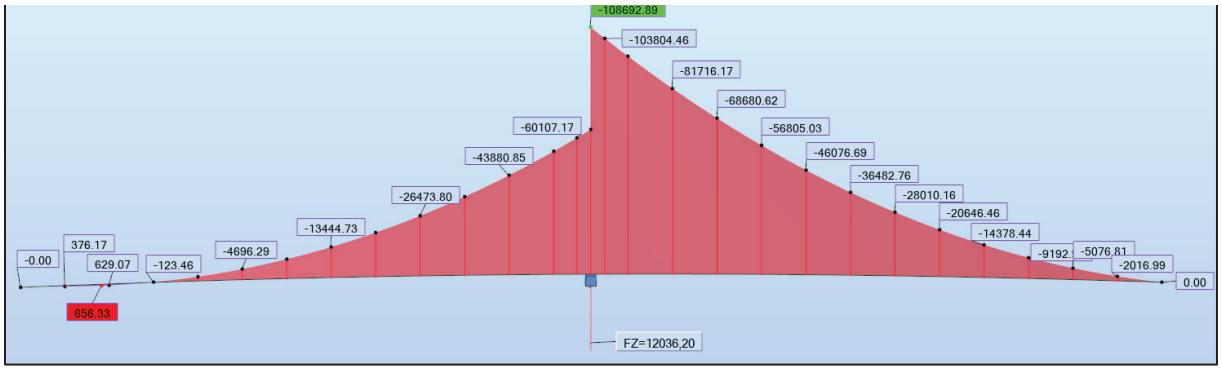


Figure B.3 : Diagramme des moments sous l'effort de la combinaison (B1).

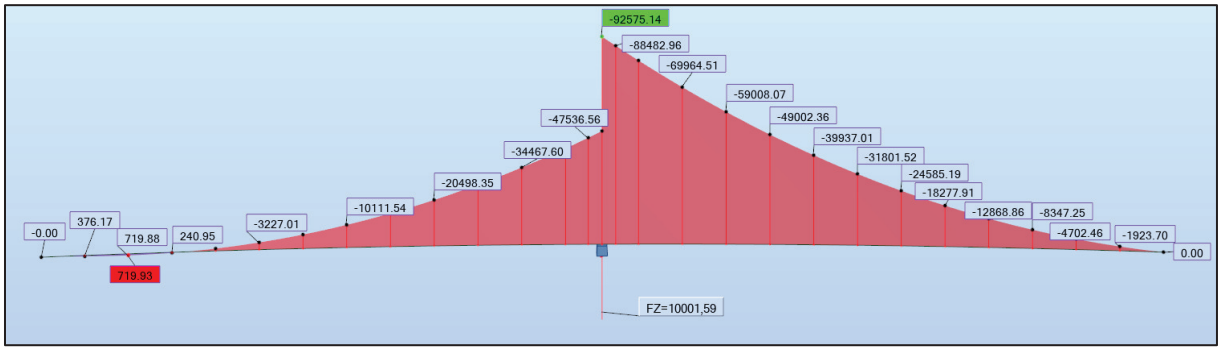


Figure B.4 : Diagramme des moments sous l'effort de la combinaison (B2).

VIII.2. Les Diagrammes Des Efforts Internes En phase de Service :

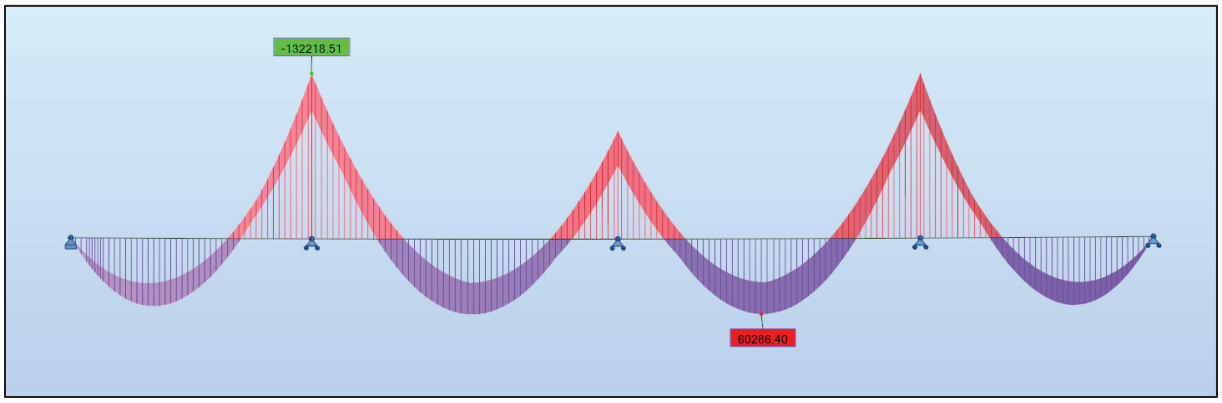


Figure B.5 : Diagramme Des Moments Maximum à ELS.

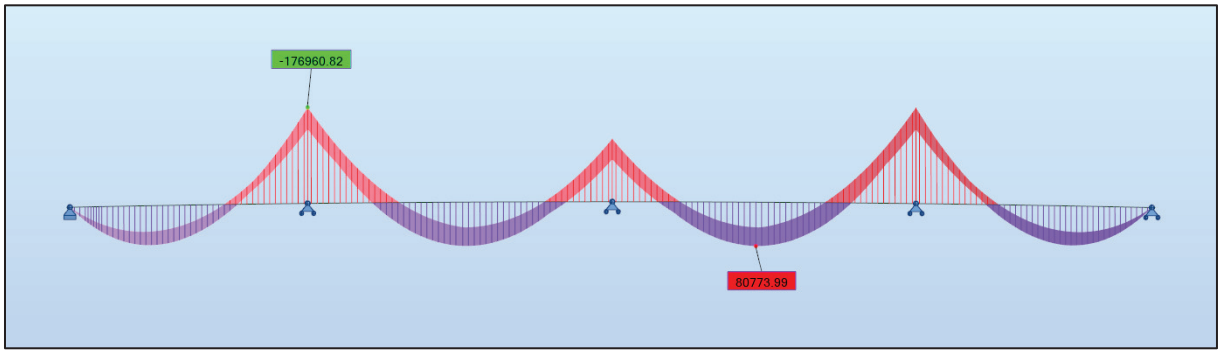


Figure B.6 : Diagramme Des Moments Maximum à ELU.

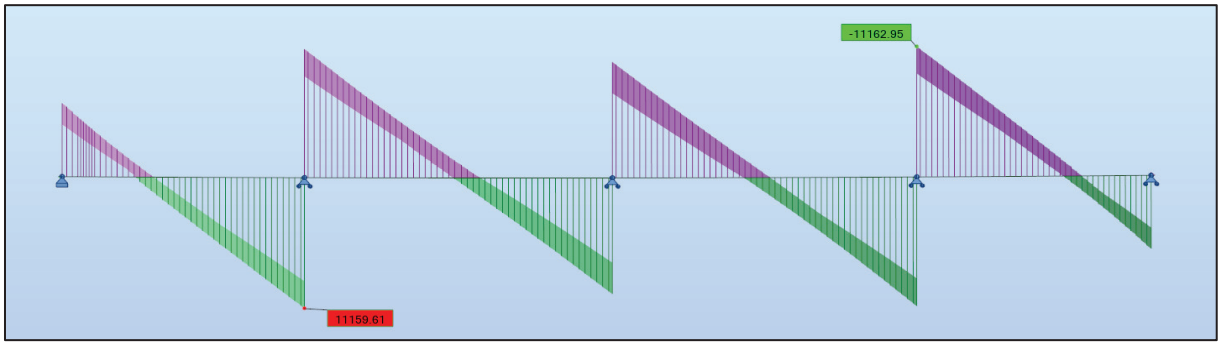


Figure B.7 : Diagramme Des Efforts Tranchant Maximum à ELS.

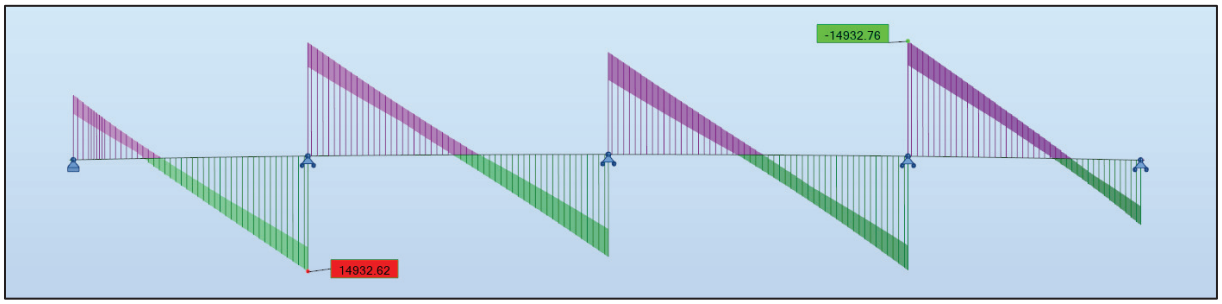


Figure B.8 : Diagramme Des Efforts Tranchant Maximum à ELU.

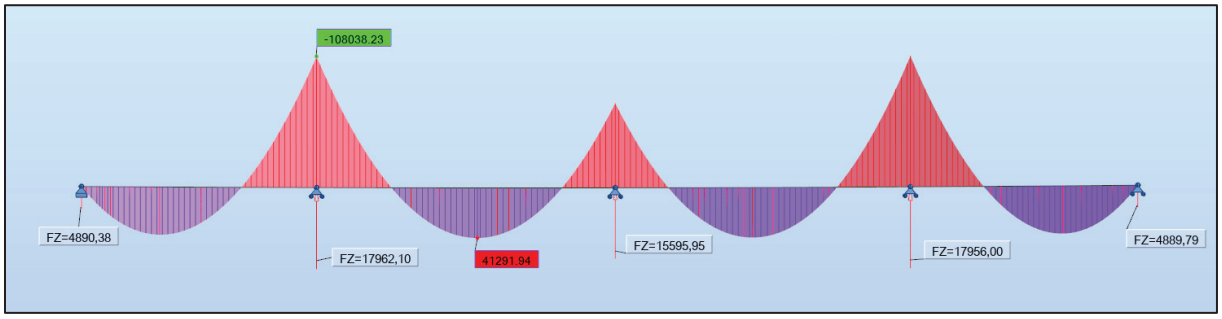


Figure B.9 : Diagramme de Moment Aux Poids Propre.

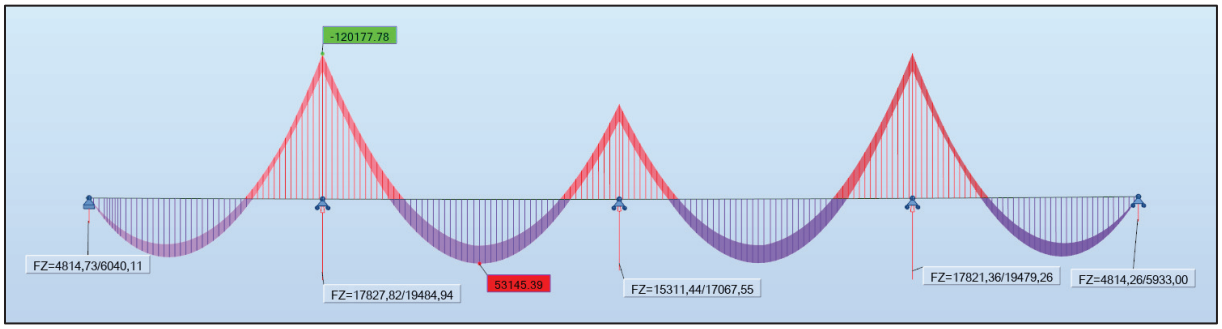


Figure B.10 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc2v+St.

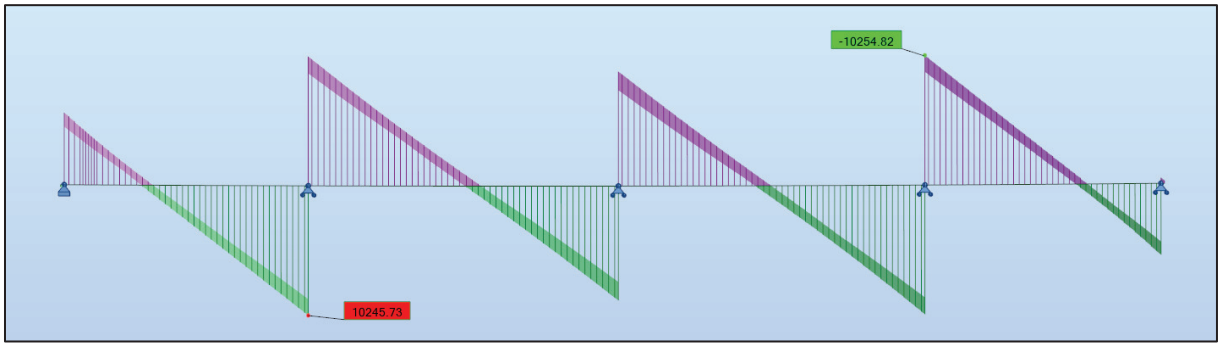


Figure B.11 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc2v+St.

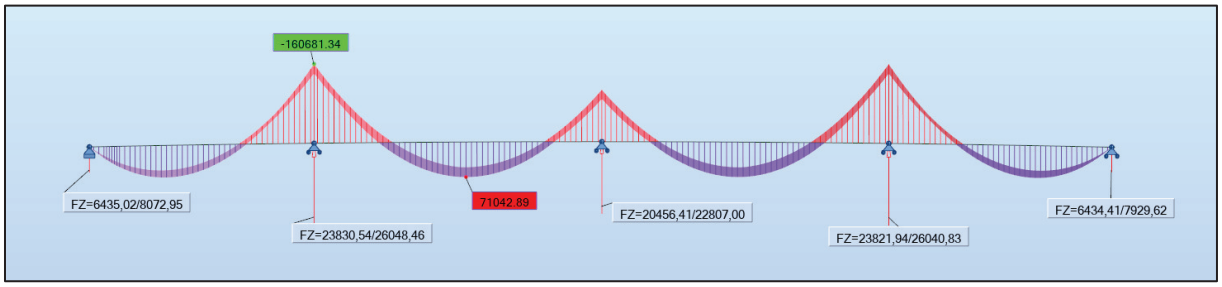


Figure B.12 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc2v+1.6St

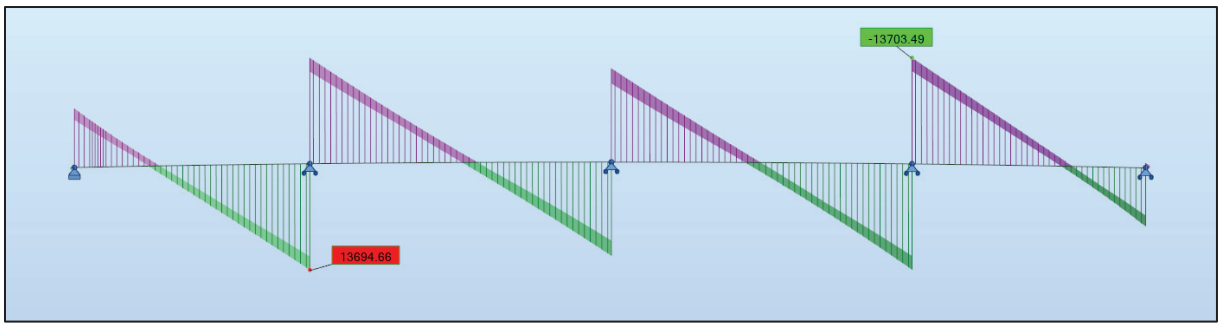


Figure B.13 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc2v+1.6St

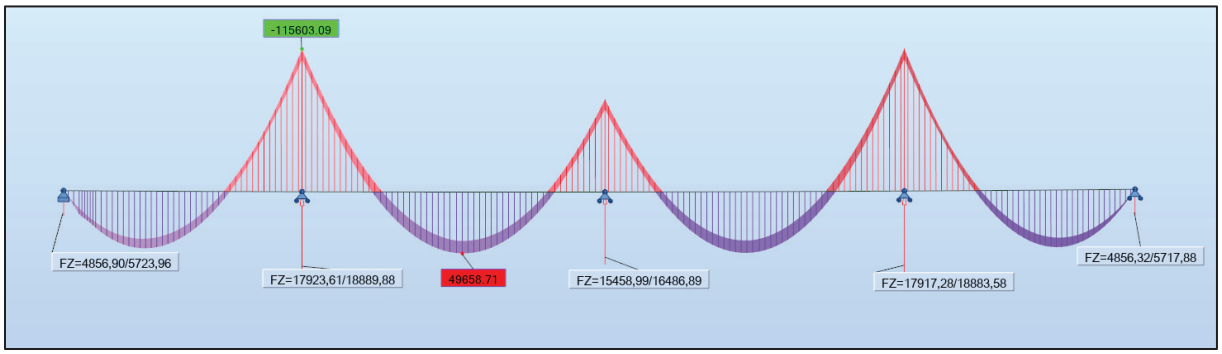


Figure B.14 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt2v+St

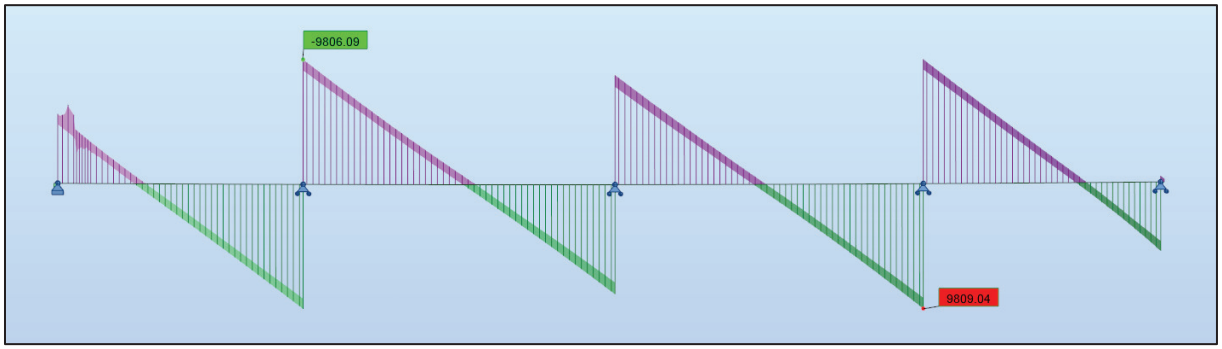


Figure B.15 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt2v+St

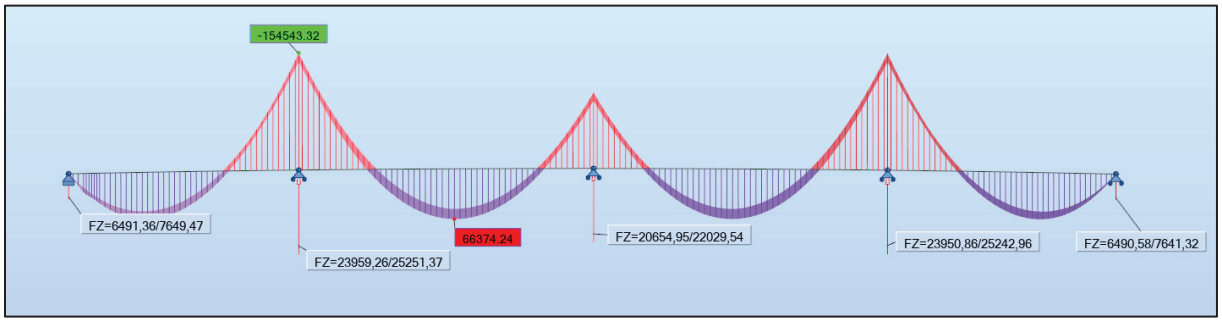


Figure B.16 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2v+1.6St

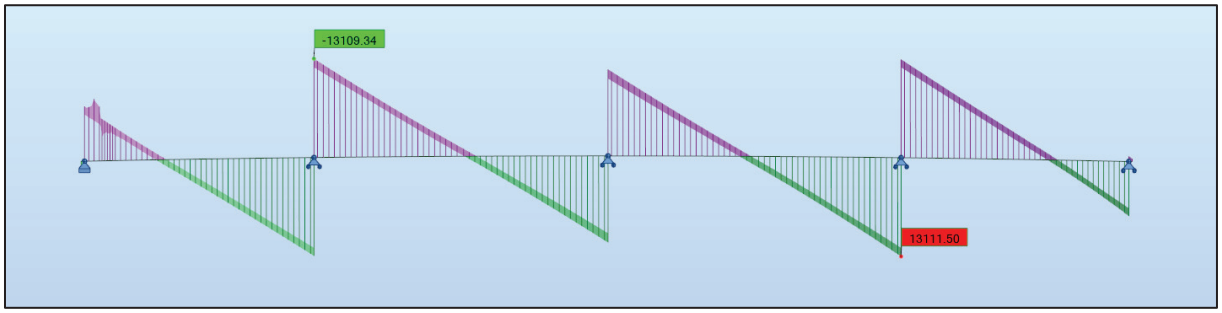


Figure B.17 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2v+1.6St

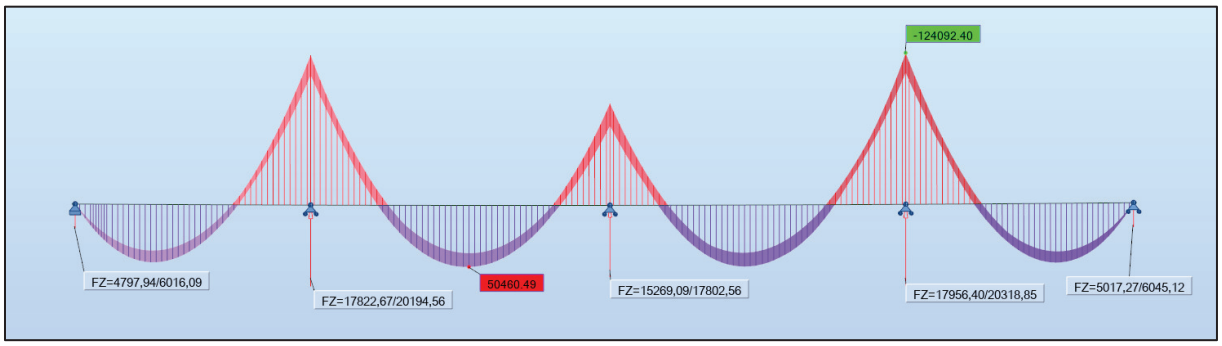


Figure B.18 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120

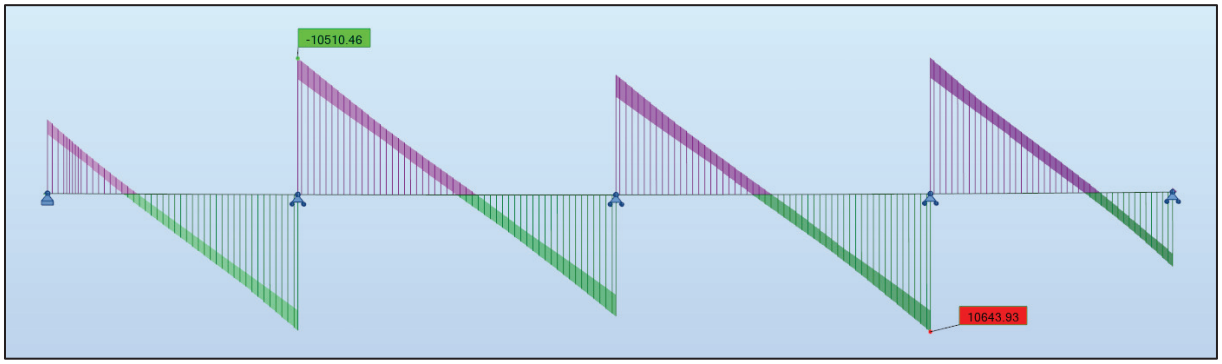


Figure B.19 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+Mc120

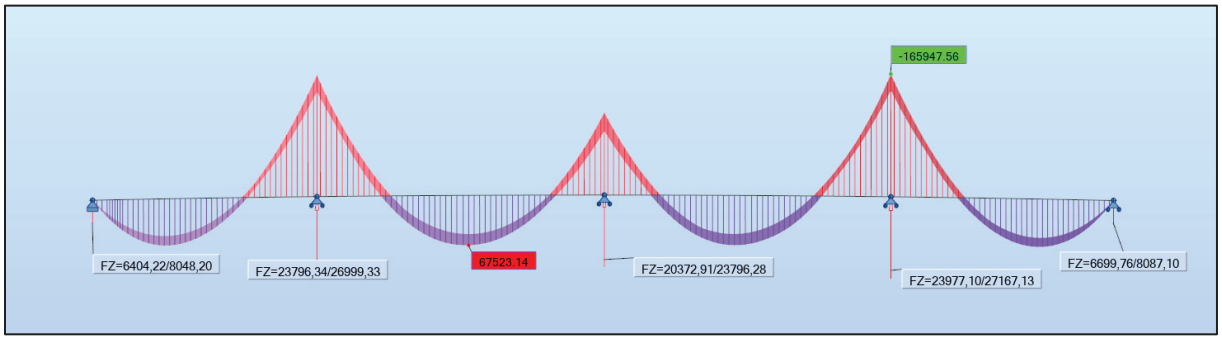


Figure B.20 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120

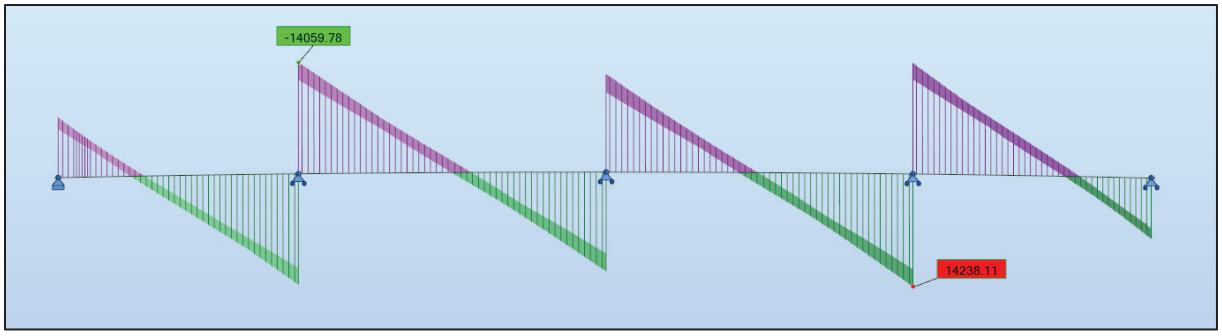


Figure B.21 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120

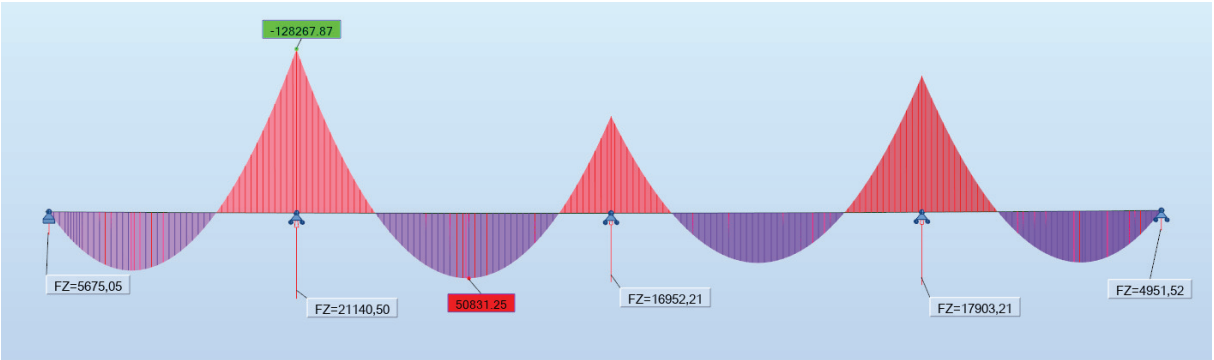


Figure B.22 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L)+St.

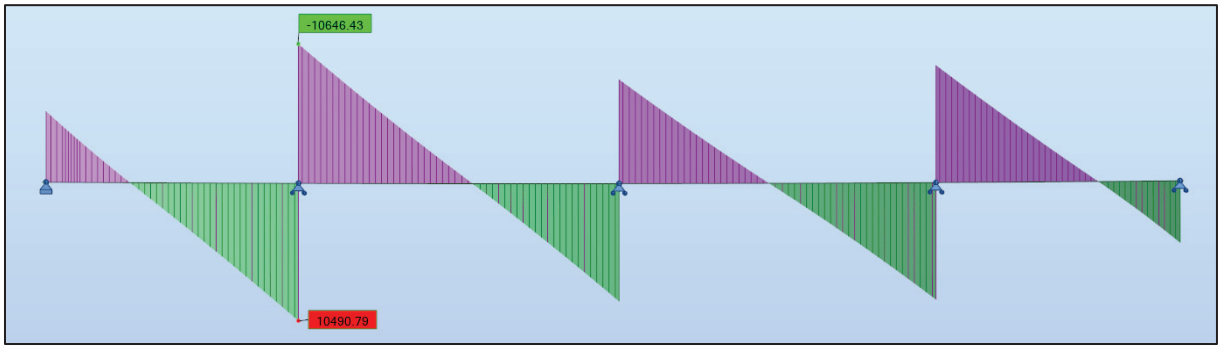


Figure B.23 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+1.2A(L)+St.

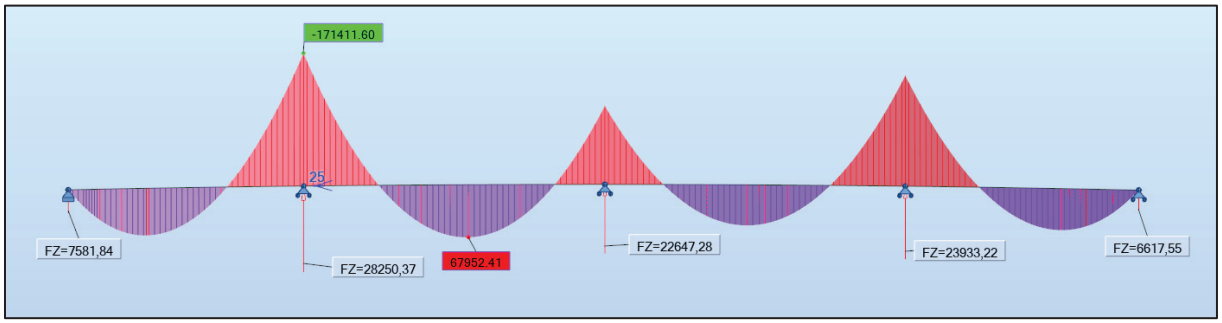


Figure B.24 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L)+1.6St

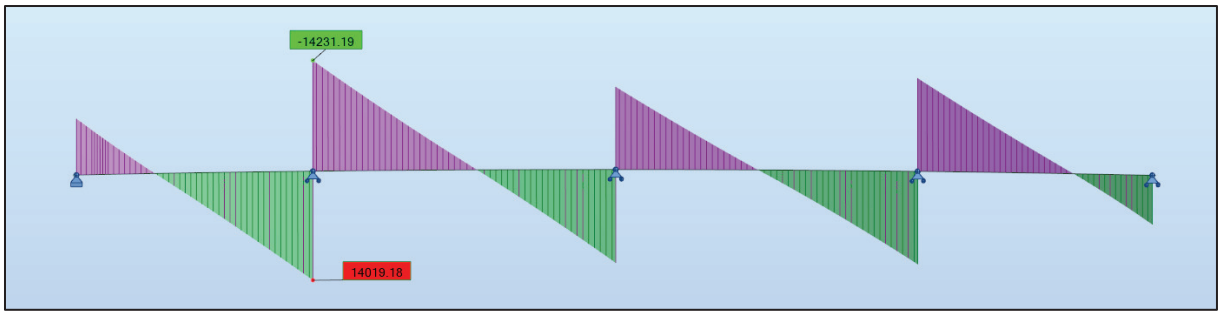


Figure B.25 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6A(L)+1.6St.

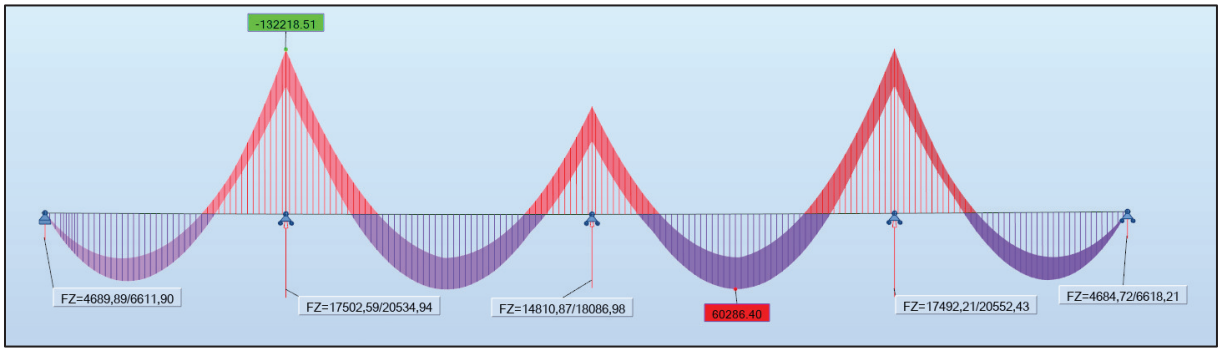


Figure B.26 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.

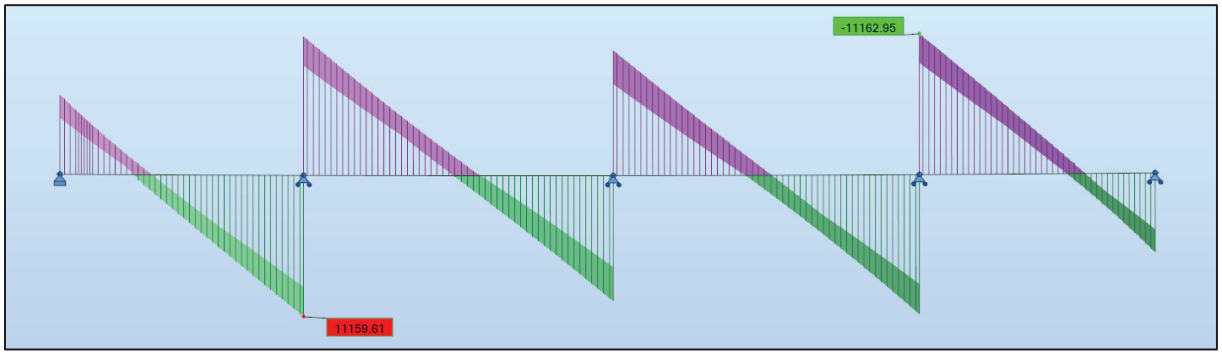


Figure B.27 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison G+D240.

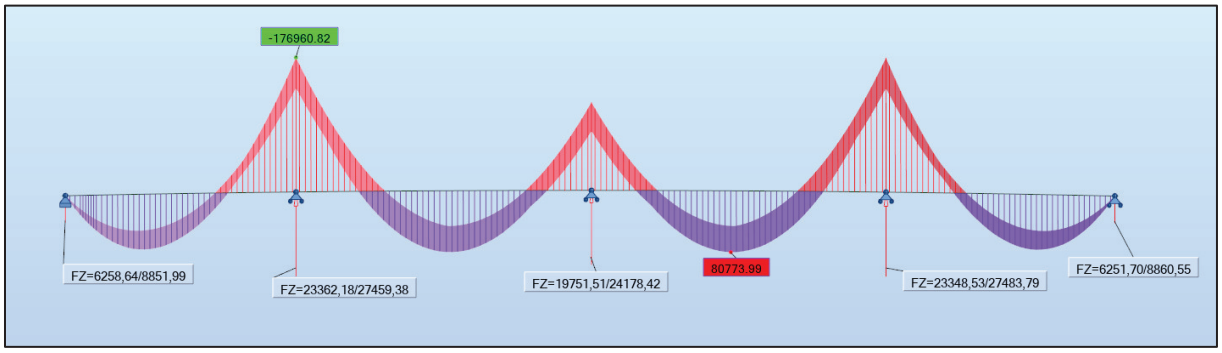


Figure B.28 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

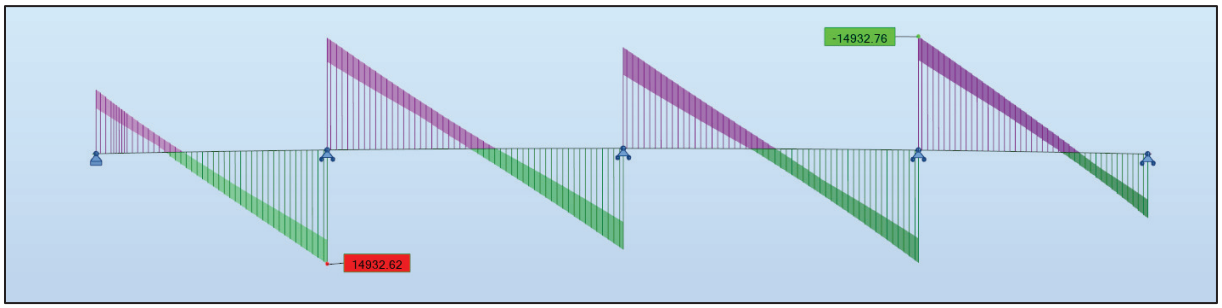


Figure B.29 : Effort tranchant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.

	FY [kN]	MX [kNm]	MZ [kNm]
MAX	11159,61	4148,61	60173,80
Barre	104	86	66
Noeud	24	87	66
Cas	G+D240+0.6T+0.5Δθ/33	G+D240+0.6T+0.5Δθ/197	G+D240+0.6T+0.5Δθ/137
MIN	-11162,95	-4139,90	-132218,51
Barre	109	17	105
Noeud	80	17	24
Cas	G+D240+0.6T+0.5Δθ/180	G+D240+0.6T+0.5Δθ/12	G+D240+0.6T+0.5Δθ/17

Tableau B.30 : Sollicitations max à ELS.

	MZ [kNm]	FY [kN]	MX [kNm]
MAX	80774,00	14932,62	6200,95
Barre	65	104	86
Point	auto x=1,20 (+)	extr. (24)	orig. (86)
Cas	1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ/	1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ/	1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ/
MIN	-176960,82	-14932,76	-6193,91
Barre	105	109	17
Point	orig. (24)	orig. (80)	auto x=1,20 (+)
Cas	1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ/	1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ/	1.35G+1.35D240+0.9T+0.75Δθ/

Tableau B.31 : Sollicitations max à ELU.

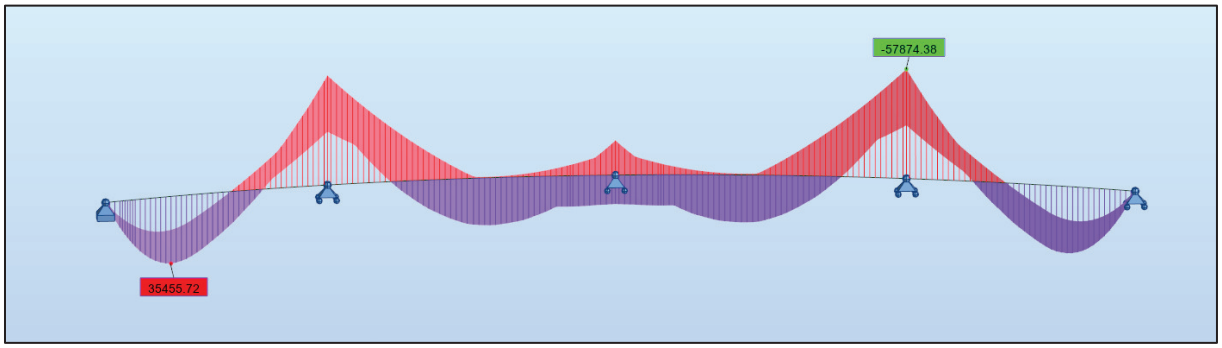


Tableau B.32 : Diagramme Des Moments dans la phase du clavage.

VIII.3. Les diagrammes des efforts internes transversaux de VSP

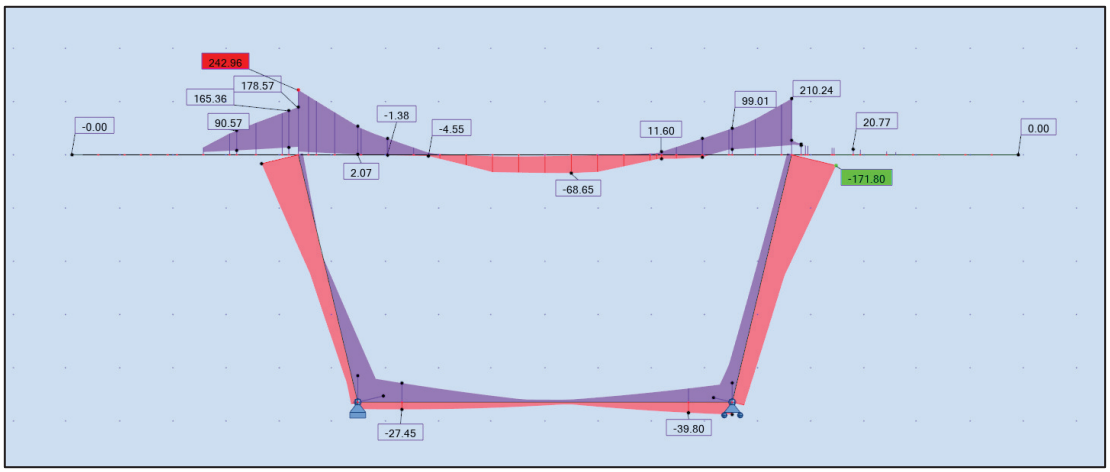


Figure B.33 : Diagramme des moments sous la combinaison G+1.2Bt2v+St.

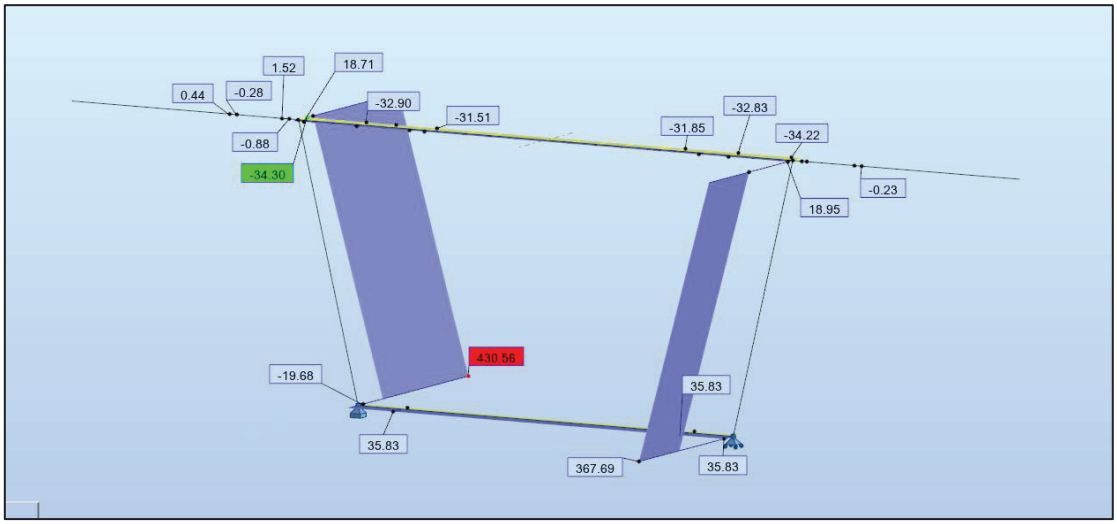


Figure B.34 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison G+1.2Bt2+St.

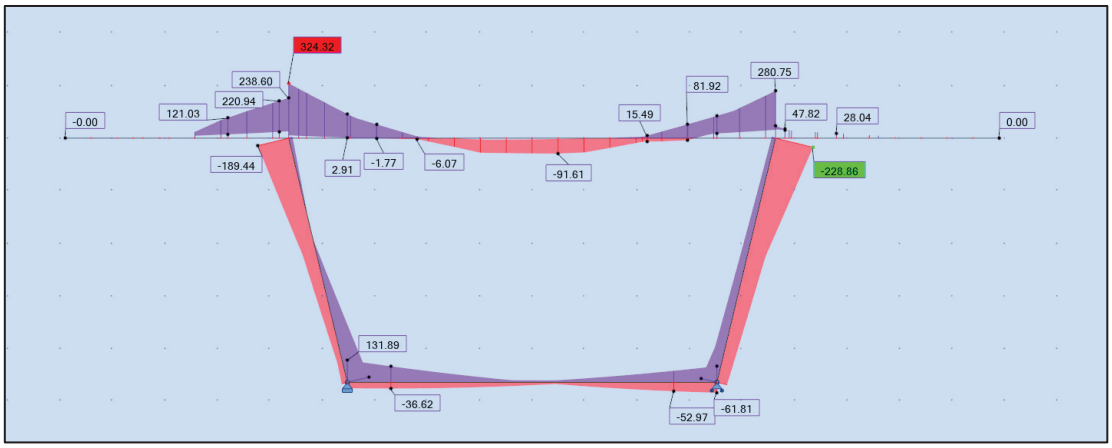


Figure B.35 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2+1.6St.

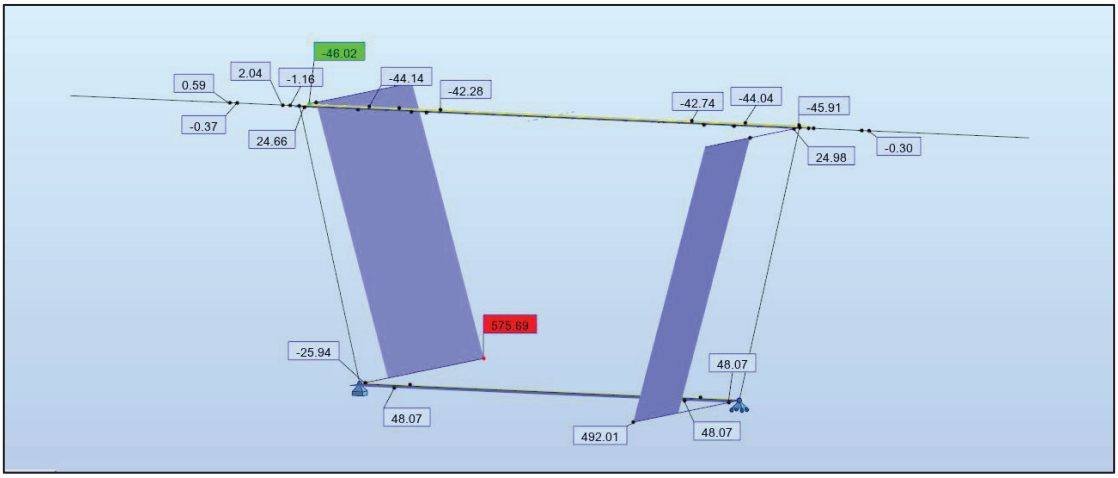


Figure B.36 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2+1.6St.

VIII.4. Diagrammes des efforts internes transversaux de VC

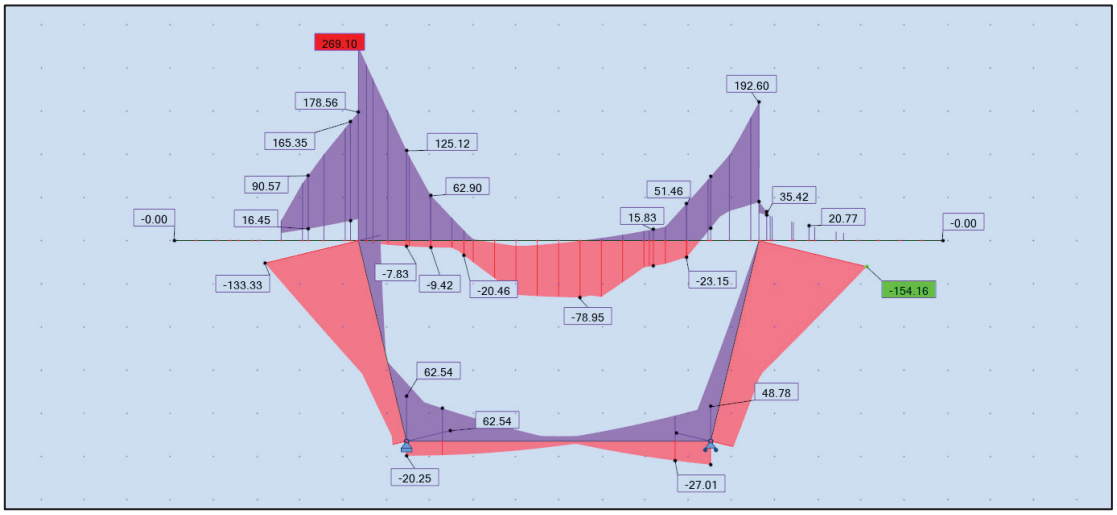


Figure B.37 : Diagramme des moments sous la combinaison G+1.2Bt2+St.

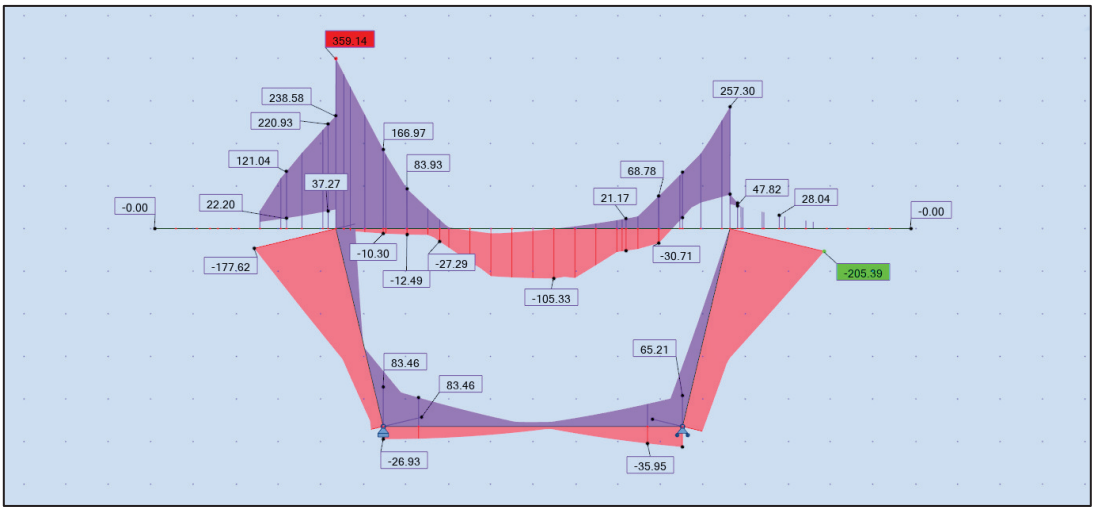


Figure B.38 : Diagramme des moments sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2+1.6St.

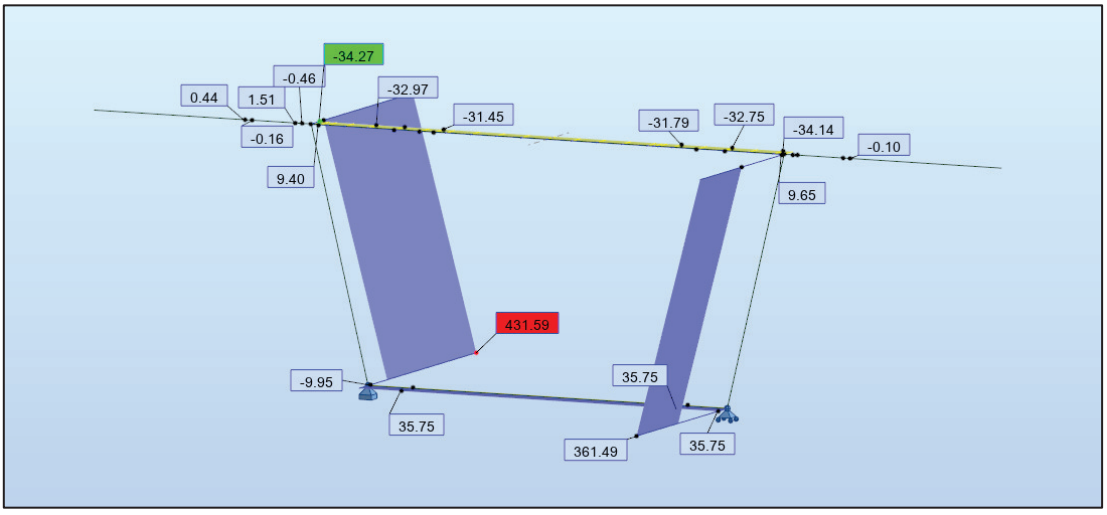


Figure B.39 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison G+1.2Bt2+St.

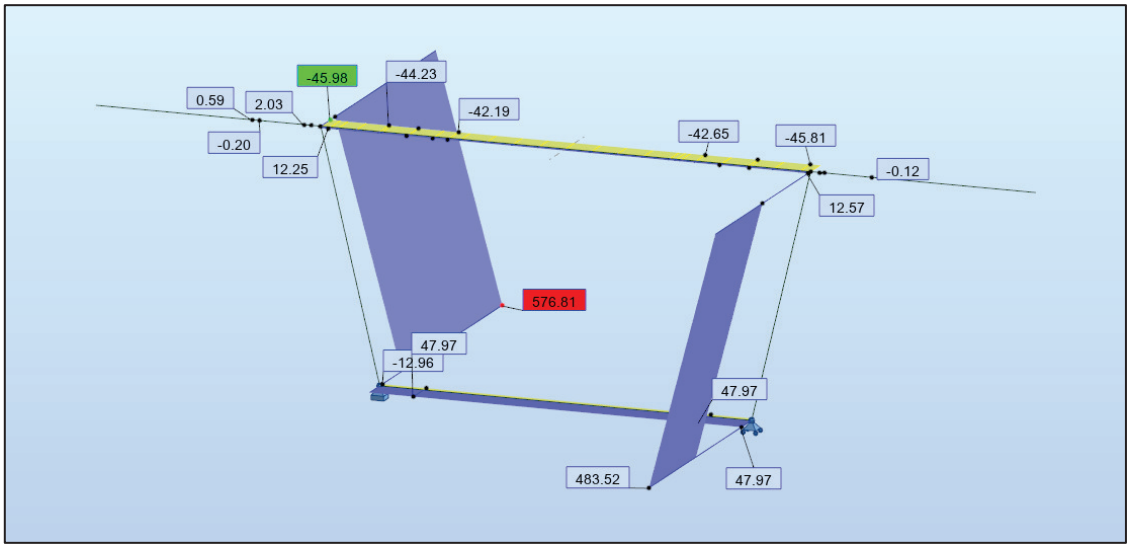


Figure B.40 : Diagramme des efforts normales sous la combinaison 1.35G+1.6Bt2+1.6St.

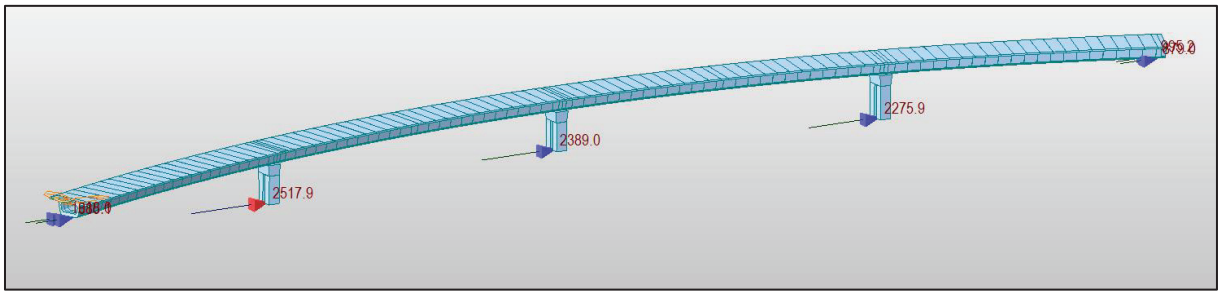


Figure B.41 : Réaction horizontale (selon X) sur chaque appui.

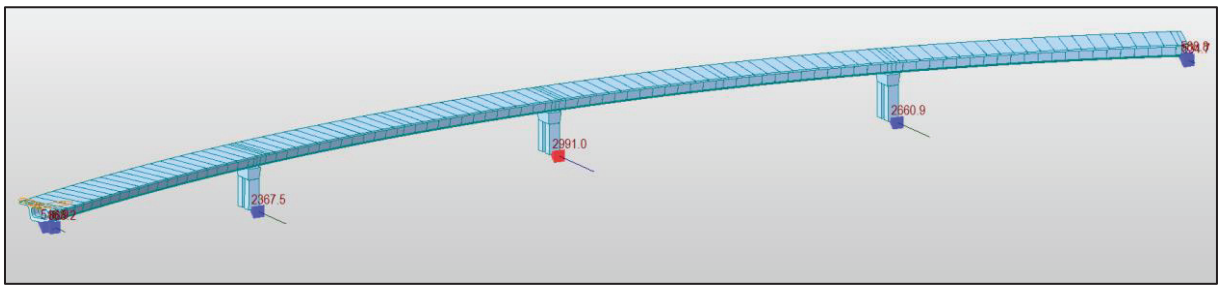


Figure B.42 : Réaction horizontale (selon Y) sur chaque appui.

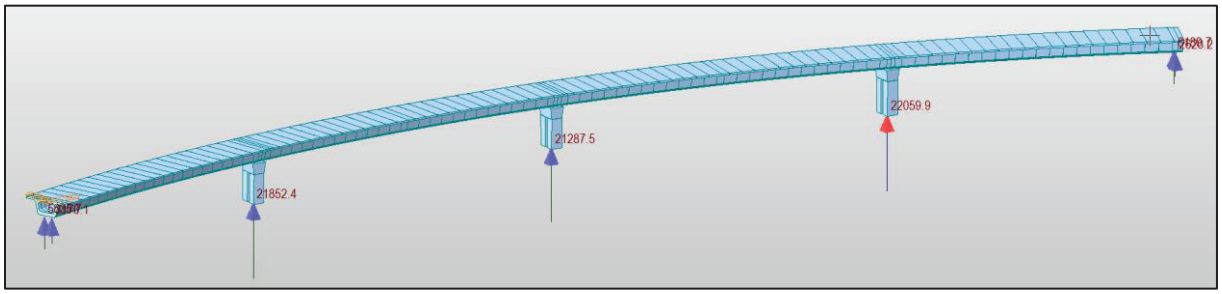


Figure B.43 : réaction verticale sur chaque appui.

VIII.5. Les sollicitations des éléments de la culée.

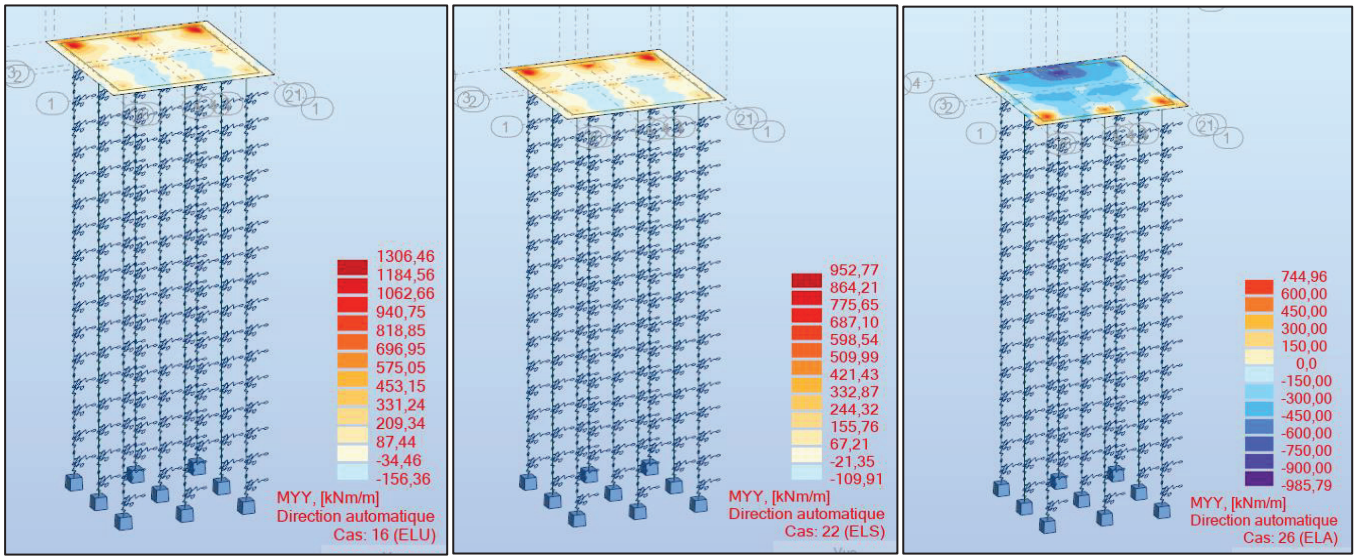


Figure B.44 : Les moments transversales sur la semelle.

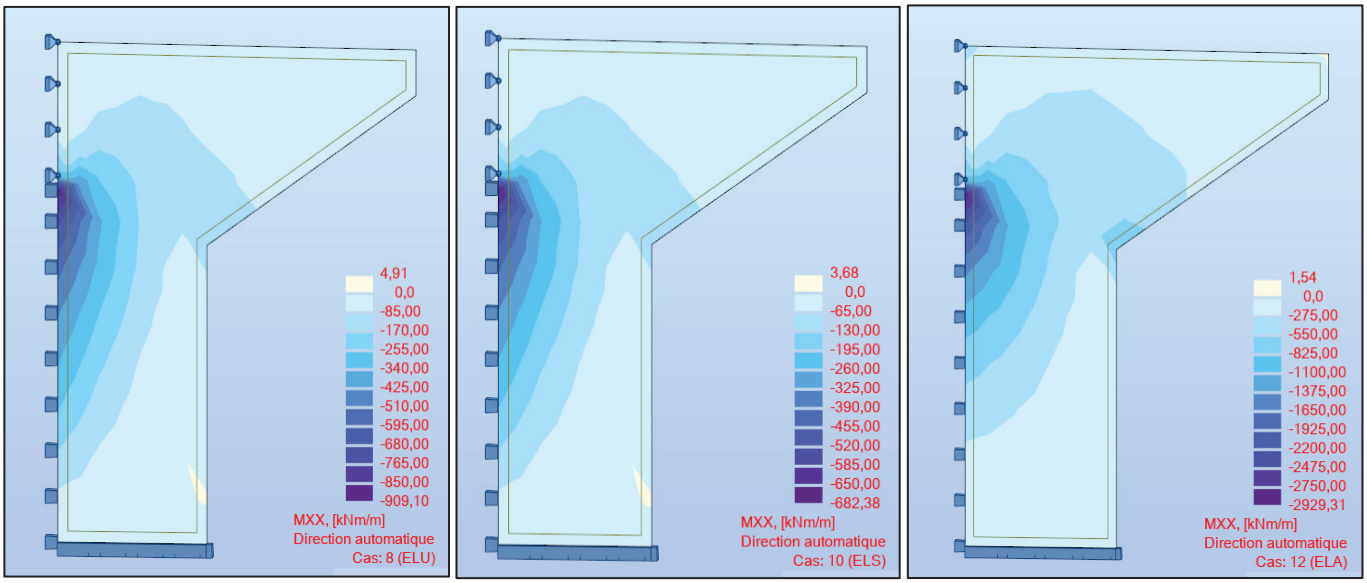


Figure B.45 : Les moments MXX sur le mur en retour.

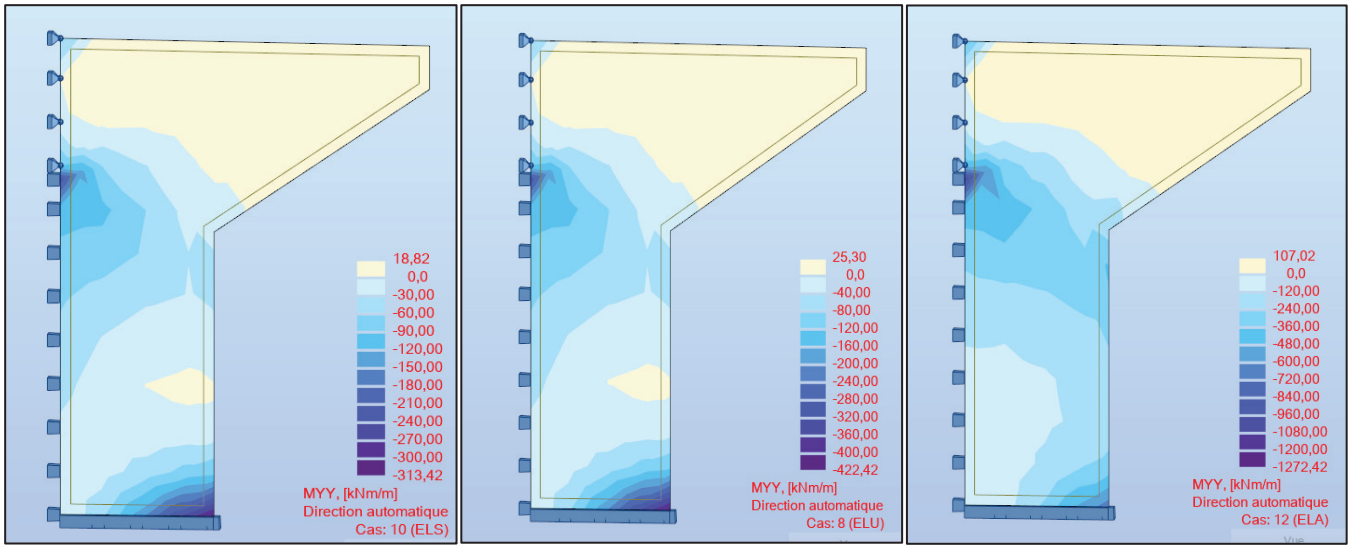


Figure B.46 : Les moments MYY sur le mur en retour.

ANNEXE C :

TABLEAU DE CALCULS

Tableau C.1 : Estimation du poids total des voussoirs.

N voussoire	L(m)	S(m^2)	V(m^3)	P(KN)
1/2VSP	2	7,52	15,04	376.5
V01	2.4	7,41	17.78	444.88
V02	2.4	7,33	17.60	439.76
V03	2.4	7,24	17.38	434.64
V04	2.4	7,15	17.16	429.52
V05	2.4	7,07	16.97	424.41
V06	2.4	6,98	16.75	419.29
V07	2.4	6,9	16.56	414.17
V08	2.4	6,81	16.34	409.05
V09	2.4	6,73	16.15	403.94
V10	2.4	6,64	15.94	398.82
V11	2.4	6,56	15.74	393.7
V12	2.4	6,47	15.53	388.58
Vc	1.4	6,43	9	225.18
Poids du demi-fléaux				**5 504.95**
Poids du Tablier				**41 947.72**

Tableau C.2 : Evaluation de poids propre de chaque demi-fléau.

Phase	Demi-fléau minoré		Demi-fléau majoré	
	G(KN)	G_{min} (KN)	G(KN)	G_{max} (KN)
Phase 01	1391,288	1363,46224	1391,288	1419,114
Phase 02	1391,288	1363,46224	1903,578	1941,65
Phase 03	1903,576	1865,50448	2410,746	2458,961
Phase 04	2405,624	2357,51152	2912,794	2971,05
Phase 05	2912,794	2854,53812	3409,732	3477,927
Phase 06	3409,732	3341,53736	3901,55	3979,581
Phase 07	3901,55	3823,519	4388,248	4476,013
Phase 08	4388,248	4300,48304	4869,826	4967,223
Phase 09	4869,826	4772,42948	5346,294	5453,22
Phase 10	5346,294	5239,36812	5817,642	5933,995
Phase 11	5817,642	5701,28916	6283,87	6409,547
Phase 12	6283,87	6158,1926	6744,978	**6879,878**
Phase 13	6744,978	**6610,07844**	6744,978	**6879,878**

Tableau C.3 : Evaluation des moments fléchissant (KN.m) de demi-fléau majoré.

Position	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison B2	
	M	T	M	T	M	T	M	T
Axe VSP	**113704,21**	**-4154.36**	**97586.45**	**-3625.43**	**108692.89**	**-3905.32**	**92575.14**	**-3376.38**
Fin VSP	100625,65	-3791.98	86579.78	-3314.13	95950.97	-3559.22	81905.11	-3081.37
Fin V01	85986,68	-3174.74	74235.02	-2783.05	81716.17	-2970.65	69964.51	-2578.96
Fin V02	72551,02	-2483.01	62878.47	-12185.86	68680.62	-2313.28	59008.07	-2016.12
Fin V03	60277,62	-1896.20	52474.95	-1677.28	56805.03	-1757.78	49002.36	-1538.85
Fin V04	49153,8	-1413.50	43014.11	-1257.06	46076.69	-1302.89	39937.01	-1146.45
Fin V05	39166,74	-1017.75	34485.49	-910.74	36482.76	-931.91	31801.52	-824.90
Fin V06	30303,37	-702.34	26878.40	-633.03	28010.16	-638.11	24585.19	-568.80
Fin V07	22551,32	-459.34	20182.77	-417.49	20646.46	-413.50	18277.91	-371.65
Fin V08	15897,38	-276.56	14387.80	-253.91	14378.44	-246.16	12868.86	-223.51
Fin V09	10328,36	-149.64	9482.71	-139.05	9192.90	-131.37	8347.25	-120.77
Fin V10	5831,27	-66.26	5456.92	-62.49	5076.81	-53.16	4702.25	-53.39
Fin V11	2392,96	-19.14	2299.67	-18.39	2016.99	-16.13	1923.70	-15.39
Fin V12	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau C.4 : Evaluation des efforts tranchants (KN) de demi-fléau majoré.

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	6765.76	5690.01	6595.92	5520.18
Fin VSP	6347.12	5346.68	6178.18	5177.74
Fin V01	5852.28	4940.84	5684.41	4772.97
Fin V02	5363.07	4539.61	5196.26	4372.80
Fin V03	4879.48	4142.97	4713.75	3977.24
Fin V04	4401.54	3750.96	4236.87	3586.29
Fin V05	3929.22	3363.54	3765.62	3199.94
Fin V06	3462.52	2980.73	3299.98	2818.19
Fin V07	3001.46	2602.53	2839.99	2441.06
Fin V08	2546.04	2228.94	2385.64	2068.54
Fin V09	2096.24	1859.95	1936.91	1700.62
Fin V10	1652.07	1495.57	1493.81	1337.31
Fin V11	1213.54	1135.80	1056.35	978.61
Fin V12	780.62	780.62	624.50	624.50

Tableau C.1 : Pertes par frottements

Cable	L	Θ (rd)	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	Fin V12
			0	2	4.4	6.8	9.2	11.6	14	16.4	18.8	21.2	23.6	26	28.4	30.8
C0	2	0	8,901													
C 01	4.4	0,205	75,169	66,666	56,396											
C 02	6.8	0,242	96,279	87,904	77,787	67,597										
C 03	9.2	0,242	106,264	97,948	87,904	77,787	67,597									
C 04	11.6	0,326	139,824	131,711	121,910	112,039	102,096	92,082								
C 05	14	0,326	149,496	141,441	131,711	121,910	112,039	102,096	92,082							
C 06	16.4	0,1692	111,402	103,117	93,110	83,031	72,878	62,653	52,353	41,979						
C 07	18.8	0,213	135,080	126,938	117,103	107,197	97,219	87,169	77,047	66,851	56,582					
C 08	21.2	0,213	144,786	136,702	126,938	117,103	107,197	97,219	87,169	77,047	66,851	56,582				
C 09	23.6	0,307	180,947	173,081	163,580	154,009	144,370	134,661	124,882	115,032	105,111	95,118	85,053			
C 10	26	0,307	190,324	182,515	173,081	163,580	154,009	144,370	134,661	124,882	115,032	105,111	95,118	85,053		
C 11	28.4	0,411	227,091	219,503	210,337	201,104	191,805	182,439	173,005	163,503	153,932	144,292	134,583	124,803	114,952	
C 12	30.8	0,411	236,137	228,603	219,503	210,337	201,104	191,805	182,439	173,005	163,503	153,932	144,292	134,583	124,803	117,421
$\Delta\sigma_{frott}$ (MPa)			141,729	133,627	124,668	111,839	98,929	86,753	73,486	60,951	52,592	44,029	36,230	27,145	18,821	9,032
$\Delta\sigma_{frott}$ (%)			**9,525**	**8,980**	**8,378**	**7,516**	**6,648**	**5,830**	**4,939**	**4,096**	**3,534**	**2,959**	**2,435**	**1,824**	**1,265**	**0,607**

- **θ :** 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).

Tableau C.2 : Pertes par recul d'ancrage.

Cable	L	k	d	Θ (rd)	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	Fin V12
					0	2	4.4	6.8	9.2	11.6	14	16.4	18.8	21.2	23.6	26	28.4	30.8
C0	2	0,003	9,226	0	64,517													
C 01	2,4	0,019	3,656	0,193		93,592	213,128											
C 02	2,4	0,029	2,936	0,319			63,439	228,905										
C 03	2,4	0,029	2,936	0,319				63,439	228,905									
C 04	2,4	0,046	2,354	0,516					0,000	0,000								
C 05	2,4	0,046	2,354	0,516						0,000	0,000							
C 06	2,4	0,014	4,136	0,143							74,527	196,662						
C 07	2,4	0,027	3,046	0,294								68,432	216,637					
C 08	2,4	0,027	3,046	0,294									68,432	216,637				
C 09	2,4	0,045	2,380	0,504											0,000			
C 10	2,4	0,045	2,380	0,504												0,000		
C 11	2,4	0,059	2,065	0,682													0,000	
C 12	2,4	0,059	2,065	0,682														0,000
$\Delta\sigma_g$ (MPa)					4,963	7,199	5,287	26,577	22,890	0,000	9,316	37,871	47,511	43,327	0,000	0,000	0,000	0,000
$\Delta\sigma_g$ (%)					**0,334**	**0,484**	**0,355**	**1,786**	**1,538**	**0,000**	**0,626**	**2,545**	**3,193**	**2,912**	**0,000**	**0,000**	**0,000**	**0,000**

Tableau C.3 : Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles.

Section	n cable	V (m)	d_{moy}(m)	e_{moy} (m)	I(m^4)	S(m^2)	Mg(KN.m)	P(KN)	σ_b (Mpa)	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{racc}$ (%)
AXE VSP	26	1,2151	0,243	0,9721	7,96	7,52	113704,21	57828,526	669,215	1766,729	**0,118**
FIN VSP	24	1,2151	0,243	0,9721	7,96	7,52	100625,65	51176,935	592,240	1563,515	**0,105**
FIN VS1	22	1,2016	0,187	1,0146	7,87	7,41	85986,68	43748,289	540,925	1428,043	**0,095**
FIN VS2	20	1,1909	0,19	1,0009	7,79	7,33	72551,02	36953,662	471,965	1245,988	**0,083**
FIN VS3	18	1,1797	0,193	0,9867	7,71	7,24	60277,62	30716,25	407,129	1074,820	**0,072**
FIN VS4	16	1,1679	0,196	0,9719	7,62	7,15	49153,8	25073,073	345,461	912,019	**0,061**
FIN VS5	14	1,1555	0,201	0,9545	7,53	7,07	39166,74	20011,271	286,892	757,395	**0,050**
FIN VS6	12	1,1426	0,208	0,9346	7,43	6,98	30303,37	15506,626	232,771	614,515	**0,041**
FIN VS7	10	1,1291	0,218	0,9111	7,32	6,9	22551,32	11572,667	182,662	482,229	**0,032**
FIN VS8	8	1,115	0,232	0,883	7,21	6,81	15897,38	8175,3935	137,651	363,401	**0,024**
FIN VS9	6	1,1002	0,252	0,8482	7,09	6,73	10328,36	5330,0904	97,234	256,697	**0,017**
FIN VS10	4	1,0847	0,287	0,7977	6,96	6,64	5831,27	3019,7508	62,531	165,083	**0,011**
FIN VS11	2	1,0685	0,355	0,7135	6,82	6,56	2392,96	1245,3703	32,455	85,683	**0,005**
FIN VS12	0	1,0516	0,56	0,4916	6,68	6,47	0	0	0	0	**0**

Tableau C.4 : Pertes par fluage.

Section	n cable	v (m)	d_{moy}(m)	e_{moy} (m)	I(m^4)	S(m^2)	Mg(KN.m)	P(KN)	σ_b (Mpa)	$\Delta\sigma_{fluage}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fluage}$ (%)
AXE VSP	26	1,2151	0,235	0,9801	7,96	7,52	113704,21	67914,616	3226,804	42597,502	**2,863**
FIN VSP	24	1,2151	0,235	0,9801	7,96	7,52	100625,65	62974,788	3584,122	47314,518	**3,180**
FIN VS1	22	1,2016	0,235	0,9666	7,87	7,41	85986,68	58199,208	4202,518	55478,047	**3,728**
FIN VS2	20	1,1909	0,235	0,9559	7,79	7,33	72551,02	52585,269	4439,448	58605,790	**3,939**
FIN VS3	18	1,1797	0,235	0,9447	7,71	7,24	60277,62	47915,624	4778,805	63085,697	**4,240**
FIN VS4	16	1,1679	0,235	0,9329	7,62	7,15	49153,8	43690,532	5082,794	67098,703	**4,509**
FIN VS5	14	1,1555	0,235	0,9205	7,53	7,07	39166,74	38341,086	4949,521	65339,340	**4,391**
FIN VS6	12	1,1426	0,235	0,9076	7,43	6,98	30303,37	32492,477	4555,748	60141,085	**4,042**
FIN VS7	10	1,1291	0,235	0,8941	7,32	6,9	22551,32	27054,690	4121,077	54402,930	**3,656**
FIN VS8	8	1,115	0,235	0,88	7,21	6,81	15897,38	21844,307	3613,581	47703,401	**3,206**
FIN VS9	6	1,1002	0,235	0,8652	7,09	6,73	10328,36	16982,672	3056,100	40344,014	**2,711**
FIN VS10	4	1,0847	0,235	0,8497	6,96	6,64	5831,27	11393,411	2185,861	28855,865	**1,939**
FIN VS11	2	1,0685	0,235	0,8335	6,82	6,56	2392,96	8814,546	1949,125	25730,682	**1,729**
FIN VS12	0	1,0516	0,235	0,8166	6,68	6,47	0	0	0	0	**0**

Tableau C.5 : Pertes par relaxation.

Section	n cable	σpi	μ	Δσp(MPa)	Δσp (%)
AXE VSP	26	1339,539	0,720	58,307	**3,918**
FIN VSP	24	1345,615	0,723	59,230	**3,981**
FIN VS1	22	1356,625	0,729	60,920	**4,094**
FIN VS2	20	1348,340	0,725	59,647	**4,009**
FIN VS3	18	1365,117	0,734	62,236	**4,183**
FIN VS4	16	1400,338	0,753	67,819	**4,558**
FIN VS5	14	1404,435	0,755	68,482	**4,602**
FIN VS6	12	1388,567	0,747	65,931	**4,431**
FIN VS7	10	1387,420	0,746	65,748	**4,419**
FIN VS8	8	1400,276	0,753	67,809	**4,557**
FIN VS9	6	1451,511	0,780	76,287	**5,127**
FIN VS10	4	1460,694	0,785	77,852	**5,232**
FIN VS11	2	1469,091	0,790	79,294	**5,329**
FIN VS12	0	1478,968	0,795	81,005	**5,444**

Tableau C.14 : Pourcentages (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.

Section	$\Delta\sigma_v$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\rho$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
Axe VSP	9,525	0,3335	0,119	9,977	2,5538	2,863	3,918	8,682	18,659
VSP	8,98	0,4838	0,105	9,569	2,5538	3,180	3,981	9,051	18,619
V1	8,378	0,355	0,096	8,829	2,5538	3,728	4,094	9,694	18,523
V2	7,516	1,786	0,084	9,386	2,5538	3,939	4,009	9,833	**19,218**
V3	6,648	1,538	0,072	8,258	2,5538	4,240	4,183	10,279	18,537
V4	5,83	0	0,061	5,891	2,5538	4,509	4,558	10,861	16,752
V5	4,939	0,626	0,051	5,616	2,5538	4,391	4,602	10,780	16,396
V6	4,096	2,545	0,041	6,682	2,5538	4,042	4,431	10,288	16,970
V7	3,534	3,193	0,032	6,759	2,5538	3,656	4,419	9,892	16,651
V8	2,959	2,912	0,024	5,895	2,5538	3,206	4,557	9,557	15,453
V9	2,435	0	0,017	2,452	2,5538	2,711	5,127	9,537	11,990
V10	1,824	0	0,011	1,835	2,5538	1,939	5,232	8,853	10,688
V11	1,265	0	0,006	1,271	2,5538	1,729	5,329	8,724	9,995
V12	0,607	0	0,000	0,607	2,5538	0,000	5,444	7,090	7,697

Tableau C.15 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Section	n cable	v (m)	e(m)	I(m^4)	S(m^2)	Mg (KN.m)	P retenue	σ_{sup}	σ_{inf}
AXE VSP	26	1,215	1,095	7,96	7,52	-113704,21	60943,233	0,656	17,81
FIN VSP	24	1,215	1,095	7,96	7,52	-100625,65	60943,233	2,652	15,21
FIN VS1	22	1,201	1,081	7,87	7,41	-85986,68	56255,292	3,496	13,04
FIN VS2	20	1,190	1,070	7,79	7,33	-72551,02	51567,351	4,150	10,93
FIN VS3	18	1,179	1,059	7,71	7,24	-60277,62	46879,410	4,638	8,998
FIN VS4	16	1,167	1,047	7,62	7,15	-49153,8	42191,469	4,950	7,230
FIN VS5	14	1,155	1,035	7,53	7,07	-39166,74	37503,528	5,081	5,623
FIN VS6	12	1,142	1,022	7,43	6,98	-30303,37	32815,587	5,050	4,195
FIN VS7	10	1,129	1,009	7,32	6,9	-22551,32	28127,646	4,846	2,938
FIN VS8	8	1,115	0,995	7,21	6,81	-15897,38	23439,705	4,481	1,871
FIN VS9	6	1,100	0,980	7,09	6,73	-10328,36	18751,764	3,948	0,991
FIN VS10	4	1,084	0,964	6,96	6,64	-5831,27	14063,823	3,258	0,315
FIN VS11	2	1,068	0,948	6,82	6,56	-2392,96	9375,882	2,404	-0,150
FIN VS12	0	1,051	0,931	6,68	6,47	0	4687,941	1,390	-0,382

Tableau C.6 : Vérification des contraintes en phase de service : A vide.

	x	Mmax	N fleau	N cont	P_f	P_c	S	I	v	v'	e_f	e_c	σsub max (Mpa)	σinf max (Mpa)
Debut VSC2	0	-85,63	0	2	0	4687,94	7,52	7,96	1,21	1,58	0	1,43	**-0,417**	**1,980**
Fin VSC2	3,5	14117,11	0	4	0	9375,88	7,52	7,96	1,21	1,58	0	1,43	**1,348**	**1,115**
Vc1	5,9	22193,26	0	6	0	14063,82	7,33	7,79	1,19	1,60	0	1,45	**2,174**	**1,573**
Vc2	8,3	28680,88	0	8	0	18751,76	7,15	7,62	1,16	1,63	0	1,48	**2,759**	**2,432**
Vc3	10,7	33609,09	0	10	0	18751,76	6,98	7,43	1,14	1,65	0	1,50	**3,508**	**1,495**
Vc4	13,1	37016,19	0	10	0	23439,71	6,81	7,21	1,11	1,68	0	1,53	**3,602**	**3,200**
Vc5	15,5	38918,05	0	10	0	23439,71	6,73	7,09	1,10	1,69	0	1,54	**3,885**	**2,862**
Vc6	17,9	39371,31	0	10	0	23439,71	6,56	6,82	1,06	1,73	0	1,58	**3,934**	**2,989**
Vc7	20,3	38317,47	0	10	0	23439,71	6,47	6,68	1,05	1,74	0	1,59	**3,757**	**3,400**
V12	22,7	35846,58	2	10	4720,32	23439,71	6,47	6,68	1,05	1,74	0,93	1,598	**4,790**	**3,625**
V11	25,1	31922,23	4	10	9440,65	18751,76	6,56	6,82	1,06	1,73	0,94	1,598	**6,006**	**1,529**
V10	27,5	26531,57	6	8	14160,97	18751,76	6,64	6,96	1,08	1,71	0,96	1,581	**6,599**	**2,360**
V9	29,9	19651,02	8	8	18881,30	14063,82	6,73	7,09	1,10	1,69	0,98	1,56	**7,400**	**1,025**
V8	32,3	11274,09	10	6	23601,63	14063,82	6,81	7,21	1,11	1,68	0,99	1,54	**7,535**	**2,502**
V7	34,7	1374,92	12	4	28321,95	9375,88	6,9	7,32	1,12	1,67	1,00	1,53	**7,864**	**1,911**
V6	37,1	-10041,57	14	2	33042,28	4687,94	6,98	7,43	1,14	1,65	1,02	1,52	**7,961**	**1,699**
V5	39,5	-23021,09	16	0	37762,60	0	7,07	7,53	1,15	1,64	1,03	1,50	**7,809**	**1,829**
V4	41,9	-37558,16	18	0	42482,93	0	7,15	7,62	1,16	1,63	1,04	1,49	**7,008**	**4,451**
V3	44,3	-53673,34	20	0	47203,26	0	7,24	7,71	1,17	1,62	1,05	0	**5,961**	**7,287**
V2	46,7	-71380,37	22	0	51923,58	0	7,33	7,79	1,19	1,60	1,07	0	**4,672**	**10,342**
V1	49,1	-90696,16	24	0	56643,91	0	7,41	7,87	1,20	1,59	1,08	0	**3,151**	**13,622**
Vsp1	51,1	-108038,23	26	0	61364,19	0	7,52	7,96	1,21	1,58	1,08	0	**1,800**	**16,456**
Fin VSP1	53,1	-90411,5	26	0	61364,19	0	7,52	7,96	1,21	1,58	1,09	0	**4,617**	**12,782**
V1	55,1	-70974,77	24	0	56643,91	0	7,41	7,87	1,20	1,59	1,08	0	**6,162**	**9,616**

V2	57,9	-53148,47	22	0	51923,58	0	7,33	7,79	1,19	1,60	1,07	0	**7,459**	**6,576**
V3	60,3	-36912,96	20	0	47203,26	0	7,24	7,71	1,17	1,62	1,05	1,47	**8,525**	**3,765**
V4	62,7	-22256,19	18	0	42482,93	0	7,15	7,62	1,16	1,63	1,04	1,48	**9,354**	**1,174**
V5	65,1	-9155,64	16	2	37762,60	4687,94	7,07	7,53	1,15	1,64	1,03	1,49	**9,525**	**0,994**
V6	67,5	2392,37	14	4	33042,28	9375,88	6,98	7,43	1,14	1,65	1,02	1,50	**9,468**	**1,159**
V7	69,9	12406,33	12	6	28321,95	14063,82	6,9	7,32	1,12	1,67	1,00	1,52	**9,166**	**1,670**
V8	72,3	20909,69	10	8	23601,63	18751,76	6,81	7,21	1,11	1,68	0,99	1,53	**8,633**	**2,571**
V9	74,7	27909,38	8	10	18881,30	23439,70	6,73	7,09	1,10	1,69	0,98	1,54	**7,854**	**3,869**
V10	77,1	33426,55	6	10	14160,97	23439,70	6,64	6,96	1,08	1,71	0,96	1,56	**7,283**	**3,100**
V11	79,5	37475,7	4	10	9440,65	23439,70	6,56	6,82	1,06	1,73	0,94	1,58	**6,479**	**2,636**
V12	80,9	40071,66	2	10	4720,32	23439,70	6,47	6,68	1,051	1,74	0,93	1,59	**5,455**	**2,519**
VSC	83,3	40922,13	0	10	0	23439,70	6,43	6,6	1,05	1,75	0	1,6	**4,189**	**2,739**
V12	85,7	41291,94	2	10	4720,32	23439,70	6,47	6,68	1,051	1,74	0,93	1,59	**5,647**	**2,200**
V11	88,1	40095,44	4	10	9440,65	23439,70	6,56	6,82	1,06	1,73	0,94	1,58	**6,889**	**1,971**
V10	90,5	37486,58	6	10	14160,97	23439,70	6,64	6,96	1,08	1,71	0,9	1,56	**7,916**	**2,100**
V9	92,9	33394,44	8	10	18881,30	23439,70	6,73	7,09	1,10	1,69	0,98	1,54	**8,705**	**2,554**
V8	95,3	27798,83	10	10	23601,63	23439,70	6,81	7,21	1,11	1,68	0,99	1,53	**9,274**	**3,331**
V7	97,7	20685,85	12	8	28321,95	18751,76	6,9	7,32	1,12	1,67	1,00	1,52	**10,022**	**2,087**
V6	100,1	12037,55	14	6	33042,28	14063,82	6,98	7,43	1,14	1,65	1,02	1,50	**10,536**	**1,255**
V5	102,5	1847,6	16	4	37762,60	9375,88	7,07	7,53	1,15	1,64	1,03	1,49	**10,801**	**0,784**
V4	104,9	-9911,17	18	2	42482,93	4687,94	7,15	7,62	1,16	1,63	1,04	1,48	**10,837**	**0,673**
V3	107,3	-23249,79	20	0	47203,26	0	7,24	7,71	1,17	1,62	1,05	1,47	**10,616**	**0,894**
V2	109,7	-38183,1	22	0	51923,58	0	7,33	7,79	1,19	1,60	1,07	0	**9,747**	**3,485**
V1	111,7	-54728,08	24	0	56643,91	0	7,41	7,87	1,20	1,59	1,08	0	**8,642**	**6,316**
VSP2	113,7	-69758,1	26	0	61364,23	0	7,52	7,96	1,21	1,58	1,08	0	**7,643**	**8,834**

Tableau C.7 : Vérification des contraintes en phase de service : En charge

	x	M	N fleau	N cont	Pf	Pc	S	I	v	v'	ef	ec	σsub (Mpa)	σinf (Mpa)
Debut VSC2	0	-127.61	/	2	/	4687,941	7.52	7,96	1,2151	1,5849	1,0651	1,4349	**-0,423**	**1,988**
Fin VSC2	3.5	19171.15	/	4	/	9375,882	7.52	7,96	1,2151	1,5849	1,0651	1,4349	**2,120**	**0,108**
Vc1	5.9	30187.2	/	6	/	14063,82	7,33	7,79	1,1909	1,6091	1,0409	1,4591	**3,396**	**-0,078**
Vc2	8.3	39011.52	/	8	/	18751,76	7,15	7,62	1,1679	1,6321	1,0179	1,4821	**4,342**	**0,220**
Vc3	10.7	45928.95	/	10	/	23439,71	6,98	7,43	1,1426	1,6574	0,9926	1,5074	**4,988**	**0,995**
Vc4	13.1	50682.49	/	10	/	23439,71	6,81	7,21	1,115	1,685	0,965	1,535	**5,716**	**0,006**
Vc5	15.5	53458.74	/	10	/	23439,71	6,73	7,09	1,1002	1,6998	0,9502	1,5498	**6,141**	**-0,624**
Vc6	17.9	54375.2	/	10	/	23439,71	6,56	6,82	1,0685	1,7315	0,9185	1,5815	**6,284**	**-0,820**
Vc7	20.3	53326.34	/	10	/	23439,71	6,47	6,68	1,0516	1,7484	0,9016	1,5984	**6,120**	**-0,528**
V12	22.7	50341.37	2	10	4720,326	23439,71	6,47	6,68	1,0516	1,7484	0,9016	1,5984	**7,049**	**-0,131**
V11	25.1	45499.13	4	10	9440,652	23439,71	6,56	6,82	1,0685	1,7315	0,9185	1,5815	**7,691**	**0,671**
V10	27.5	39135.43	6	8	14160,978	18751,76	6,64	6,96	1,0847	1,7153	0,9347	1,5653	**8,544**	**-0,716**
V9	29.9	30676.3	8	8	18881,304	18751,76	6,73	7,09	1,1002	1,6998	0,9502	1,5498	**8,626**	**0,903**
V8	32.3	20753.91	10	6	23601,63	14063,82	6,81	7,21	1,115	1,685	0,965	1,535	**8,924**	**0,403**
V7	34.7	8819.35	12	4	28321,956	9375,882	6,9	7,32	1,1291	1,6709	0,9791	1,5209	**8,902**	**0,376**
V7	34.7	-5667.35	12	4	28321,956	9375,882	6,9	7,32	1,1291	1,6709	0,9791	1,5209	**6,667**	**1,095**
V6	37.1	-17581.89	14	2	33042,282	4687,941	6,98	7,43	1,1426	1,6574	0,9926	1,5074	**6,659**	**3,588**
V5	39.5	-31036.2	16	/	37762,608	/	7,07	7,53	1,1555	1,6445	1,0055	1,4945	**6,405**	**3,827**
V4	41.9	-48037.57	18	/	42482,934	/	7,15	7,62	1,1679	1,6321	1,0179	1,4821	**5,207**	**6,969**
V3	44.3	-67303.2	20	/	47203,26	/	7,24	7,71	1,1797	1,6203	1,0297	1,4703	**3,659**	**10,449**
V2	46.7	-88262.94	22	/	51923,586	/	7.33	7.79	1,1909	1,6091	1,0409	1,4591	**1,853**	**14,151**
V1	49.1	-111510.97	24	/	56643,912	/	7.41	7.87	1,2016	1,5984	1,0516	1,4484	**-0,287**	**18,194**
Vsp1	51.1	-132218.15	26	/	61364,1974	/	7.52	7.96	1,2151	1,5849	1,0651	1,4349	**-2,046**	**21,472**
Fin VSP1	53.1	-113659.77	26	/	61364,1974	/	7.52	7.96	1,2151	1,5849	1,0651	1,4349	**0,787**	**17,777**

V1	55.1	-92882.49	24	/	56643,912	/	7,41	7.87	1,2016	1,5984	1,0516	1,4484	**2,558**	**14,411**
V2	57.9	-73719.36	22	/	51923,586	/	7,33	7,79	1,1909	1,6091	1,0409	1,4591	**4,076**	**11,147**
V3	60.3	-56145.65	20	/	47203,26	/	7,24	7,71	1,1797	1,6203	1,0297	1,4703	**5,366**	**8,104**
V4	62.7	-40147.94	18	/	42482,934	/	7,15	7,62	1,1679	1,6321	1,0179	1,4821	**6,416**	**5,279**
V5	65.1	-25712.68	16	2	37762,608	4687,94102	7,07	7,53	1,1555	1,6445	1,0055	1,4945	**6,810**	**4,857**
V5	65.1	2925.64	16	2	37762,608	4687,94102	7,07	7,53	1,1555	1,6445	1,0055	1,4945	**11,205**	**-1,397**
V6	67.5	-12832.27	14	4	33042,282	9375,88205	6,98	7,43	1,1426	1,6574	0,9926	1,5074	**6,974**	**4,776**
V6	67.5	16496.93	14	4	33042,282	9375,88205	6,98	7,43	1,1426	1,6574	0,9926	1,5074	**11,484**	**-1,766**
V7	69.9	-1469.76	12	6	28321,956	14063,8231	6,9	7,32	1,1291	1,6709	0,9791	1,5209	**6,894**	**5,031**
V7	69.9	28416.54	12	6	28321,956	14063,8231	6,9	7,32	1,1291	1,6709	0,9791	1,5209	**11,504**	**-1,791**
V8	72.3	38175.64	10	8	23601,63	18751,7641	6,81	7,21	1,115	1,685	0,965	1,535	**11,194**	**-1,298**
V9	74.7	46156.38	8	10	18881,304	23439,7051	6,73	7,09	1,1002	1,6998	0,9502	1,5498	**10,598**	**-0,369**
V10	77.1	52447.98	6	10	14160,978	23439,7051	6,64	6,96	1,0847	1,7153	0,9347	1,5653	**10,181**	**-1,483**
V11	79.5	56752.48	4	10	9440,652	23439,7051	6,56	6,82	1,0685	1,7315	0,9185	1,5815	**9,454**	**-2,186**
V12	80.9	59331.93	2	10	4720,326	23439,7051	6,47	6,68	1,0516	1,7484	0,9016	1,5984	**8,465**	**-2,485**
VSC	83.3	60173.8	/	10	/	23439,7051	6.43	6,6	1,05	1,75	0,9502	1,6	**7,252**	**-2,366**
V12	85.7	**60292,4**	2	10	4720,326	23439,7051	6,47	6,68	1,0516	1,7484	0,9016	1,5984	**8,616**	**-2,736**
V11	88.1	57852,85	4	10	9440,652	23439,7051	6,56	6,82	1,0685	1,7315	0,9185	1,5815	**9,627**	**-2,466**
V10	90.5	54197.17	6	10	14160,978	23439,7051	6,64	6,96	1,0847	1,7153	0,9347	1,5653	**10,454**	**-1,914**
V9	92.9	48747,23	8	10	18881,304	23439,7051	6,73	7,09	1,1002	1,6998	0,9502	1,5498	**11,000**	**-0,991**
V8	95.3	41341,88	10	10	23601,63	23439,7051	6,81	7,21	1,115	1,685	0,965	1,535	**11,259**	**0,332**
V7	97.7	32450,18	12	8	28321,956	18751,7641	6,9	7,32	1,1291	1,6709	0,9791	1,5209	**11,706**	**-0,405**
V6	100.1	21479,36	14	6	33042,282	14063,8231	6,98	7,43	1,1426	1,6574	0,9926	1,5074	**11,835**	**-0,630**
V5	102.5	9972,78	16	4	37762,608	9375,88205	7,07	7,53	1,1555	1,6445	1,0055	1,4945	**11,874**	**-0,743**
V4	104.9	-11118.15	18	2	42482,934	4687,94102	7,15	7,62	1,1679	1,6321	1,0179	1,4821	**10,456**	**1,205**
V4	104.9	-23724,75	18	2	42482,934	4687,94102	7,15	7,62	1,1679	1,6321	1,0179	1,4821	**8,524**	**3,905**
V3	107.3	-37910.29	20	/	47203,26	/	7,24	7,71	1,1797	1,6203	1,0297	1,4703	**8,156**	**4,272**

V2	109.7	-53594.63	22	/	51923,586	/	7.33	7,79	1,1909	1,6091	1,0409	1,4591	**7,153**	**6,990**
V1	111.7	-71083.25	24	/	56643,912	/	7.41	7,87	1,2016	1,5984	1,0516	1,4484	**5,886**	**9,983**
VSP2	113.7	-86815.83	26	/	61364,238	/	7.52	7.96	1,2151	1,5849	1,0651	1,4349	**4,885**	**12,432**

Tableau C.8 : Modes Propres ; Résultats Midas Civil.

Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Masse modale Ux (%)	Masse cumulée (Ux)	Masse modale Uy (%)	Masse cumulée (Uy)	Masse modale Uz (%)	Masse cumulée (Uz)	Masse totale Ux (Kg)	Masse totale Uy (Kg)	Masse totale Uz (Kg)
1	0.480706	2.080275	0.30	0.30	91.97	91.97	0.00	0.00	15.33	4708.90	0.07
2	0.490200	2.039983	94.21	94.51	0.30	92.27	0.02	0.02	4838.83	4724.02	1.09
3	0.542825	1.842213	0.46	94.97	0.02	92.29	0.02	0.04	4862.54	4724.97	1.93
4	0.753006	1.328010	0.00	94.97	2.60	94.88	0.03	0.07	4862.58	4857.97	3.49
5	1.423807	0.702342	0.02	94.99	0.00	94.88	0.01	0.08	4863.36	4858.00	4.13
6	1.567774	0.637847	0.00	94.99	0.01	94.89	0.00	0.08	4863.51	4858.57	4.14
7	2.105296	0.474993	0.02	95.02	0.01	94.90	0.18	0.26	4864.78	4858.96	13.12
8	2.594543	0.385424	0.00	95.02	0.00	94.91	0.26	0.52	4864.78	4859.15	26.65
9	2.774742	0.360394	0.00	95.02	0.02	94.92	0.01	0.53	4864.96	4860.10	26.95
10	3.079671	0.324710	0.02	95.03	0.01	94.93	67.47	68.00	4865.74	4860.39	3481.53
11	4.135034	0.241836	0.00	95.03	0.00	94.93	0.00	68.00	4865.75	4860.39	3481.77
12	5.788418	0.172759	0.00	95.03	0.00	94.93	0.00	68.00	4865.75	4860.44	3481.77
13	6.030255	0.165830	0.00	95.03	0.00	94.93	0.00	68.00	4865.75	4860.44	3481.78
14	6.772047	0.147666	0.00	95.04	0.00	94.93	0.00	68.00	4865.85	4860.47	3481.80
15	7.546361	0.132514	0.00	95.04	0.00	94.93	0.01	68.01	4865.85	4860.49	3482.09
16	8.223098	0.121609	0.00	95.04	0.00	94.93	0.00	68.01	4865.86	4860.50	3482.12
17	8.593008	0.116374	0.00	95.04	0.01	94.94	0.01	68.02	4865.87	4860.84	3482.48
18	8.724056	0.114626	0.01	95.05	0.00	94.94	0.27	68.29	4866.34	4860.91	3496.52
19	10.692825	0.093521	0.00	95.05	0.00	94.94	0.02	68.31	4866.34	4860.99	3497.60
20	11.814895	0.084639	0.00	95.05	0.00	94.94	0.00	68.31	4866.34	4861.00	3497.61

Tableau C.9 : Evaluation des déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers dus au séisme.

Appuis	C01	P01	P02	P03	C02
θz (rad)	22	13	0.5	13	22
UL (cm)	22.15	22.69	22.84	22.78	22.44
UT (cm)	16.54	22.67	26.5	22.2	15.75

Tableau C.10 : Evaluation des charges Statiques.

	N (KN)	H (KN)	X (m)	Y (m)	M_N (KN.m)	M_H(KN.m)
Semelle	4416.00	/	0.00	1.00	0.00	/
Mur F	4784.64	/	-0.18	5.84	-861.24	/
DDT	159.75	/	1.43	11.92	228.44	/
Mur en R	1181.03	/	3.98	8.46	4700.48	/
Corbeau	113.55	/	1.43	11.02	162.37	/
MGG	325.41	/	1.00	11.92	325.41	/
Poids des Terres	4450.24	/	3.01	6.36	13395.22	/
Poids des T sur DDT	341.90	/	1.43	11.92	488.91	/
Poids des terres	/	3519.98	/	-4.31	/	-15159.37

Tableau C.11 : Surcharges du remblai

DÉSIGNATION	N (KN)	H (KN)	X (m)	Y (m)	M_N (KN.m)	M_H(KN.m)
Poids Sur 10kN/m²	284.00	/	1.00	/	284.00	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	302.72	/	-6.46	/	-1955.54

Tableau C.12 : Evaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier

	N (KN)	H (KN)	X (m)	Y (m)	M_N (KN.m)	M_H(KN.m)
Rg	4219.23	/	-0.53	/	-2236.19	/
R(Al)	240.65	/	-0.53	/	-127.54	/
Rbc	189.83	/	-0.53	/	-100.61	/
RMc120	237.11	/	-0.53	/	-125.67	/
RD240	352.95	/	-0.53	/	-187.06	/
RST	5.55	/	-0.53	/	-2.94	/
Hf+r	/	250.92	/	-10.12	/	-2539.31
0.4HT°	/	78.06	/	-10.12	/	-790.01
0.2Frein Al	/	24.58	/	-10.12	/	-248.71
0.2Frein Bc	/	30.00	/	-10.12	/	-303.60

Tableau C.13 : Evaluation des charges Sismique.

Désignation	Cas sismique					
	N(Kn)	H (Kn)	Z_v	Z_h	MN(Kn.m)	MH(Kn.m)
Semelle	397.44	1324.80	0.00	1.00	0.00	1324.80
Mur F	430.62	1435.39	-0.18	5.84	-77.51	8382.69
DDT	14.38	47.93	1.43	11.92	20.56	571.27
Mur en R	106.29	354.31	3.98	8.46	423.04	2997.44
Corbeau	10.22	34.06	1.43	11.02	14.61	375.39
MGG	29.29	97.62	1.00	11.92	29.29	1163.65
Poids des Terres	400.52	1335.07	3.01	6.36	1205.57	8491.06
Poids des T sur DDT	30.77	102.57	1.43	11.92	44.00	1222.62
Somme	1419.53	4731.75	/	/	1659.56	24528.91

Tableau C.14 les sollicitations A l'ELS pour la culée.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN. m)
G+0.6T	19991.73	5152.84	-20839.23	16203.40	-4635.83
G+0.6T+1.2Q	20332.53	5516.10	-23185.88	16544.20	-6641.68
G+0.6T+1.2A(l)+ST	21463.39	5300.30	-22331.49	15420.48	-6911.00
G+0.6T+1.2Bc+ST	21158.48	5332.842	-22660.83	15582.08	-7078.75
G+0.6T+Mc120	21177.27	5152.84	-20839.23	15575.07	-5264.16
G+0.6T+D240	21756.46	5152.84	-20839.23	15268.10	-5571.13

Tableau C.15 les sollicitations A l'ELU pour la culée.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN. m
1.35G+0.9T	26988.84	6973.90	-25670.73	20874.60	-4796.14
1.35G++0.9T+1.6Q	27443.24	7458.25	-28799.60	21329.00	-7470.60
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	28958.46	7170.51	-27660.41	19830.70	-7829.71
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	28551.91	7213.90	-28099.53	20046.17	-8053.36
1.35G+0.9T+1.35Mc120	28589.32	6973.90	-25670.73	20026.34	-5644.39
1.35G+0.9T+1.35D240	29371.23	6973.90	-25670.73	19611.93	-6058.80

Tableau C.16 les sollicitations A l'ELA pour la culée.

Combinaisons	N	V	M
P max - H + 0,3V	21779.10	11532.93	-54089.34
P min - H - 0,3V	18752.69	11070.21	-53099.05
P max + V - 0,3H	25126.10	3711.17	-4791.32
P min - V - 0,3H	15405.70	3568.56	-9931.52

Tableau C.17 : Sollicitations dues aux charges permanentes sur le mur frontal

DÉSIGNATION	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	4784.64	/	0	3.84	0	/
DDT	159.75	/	1.6	9.92	255.6	/
Dès d'appui	8.57		-0.35	7.82	-2.9995	/
Corbeau	113.54675	/	1.59	9.11	180.539333	/
MGG	325.40625	/	1.17	9.3	380.725313	/
Poids des T sur DDT	341.89695	/	4.65	9.92	1589.82082	/
Poussée Mur Frontal	/	1243.76187	/	-2.56	/	-3184.03038
Poussée DDT	/	0	/	0	/	0

Tableau C.18 : Surcharges du remblai

DÉSIGNATION	N(KN)	H(KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MN(KN.m)	MH(KN.m)
Poids des surcharges sur remblais (10kN/m²)	274.94	/	1.6	/	439.91	/
Poussée des surcharges(10kN/m²)	/	179.94	/	-3.84	/	-690.97

Tableau C.19 : Evaluations des efforts dus au tablier sur le mur frontal.

DÉSIGNATION	N (KN)	H (KN)	X (m)	Y (m)	M_N (KN.m)	M_H(KN.m)
Rg	4219.23	/	-0.35	/	-1476.7305	/
R(Al)	1203.24	/	-0.35	/	-421.134	/
Rbc	949.15	/	-0.35	/	-332.2025	/
RMc120	1185.54	/	-0.35	/	-414.939	/
RD240	1764.73	/	-0.35	/	-617.6555	/
RST	27.77	/	-0.35	/	-9.7195	/
Hf+r	/	250.92	/	-8.12	/	-2037.4704
HT°	/	195.16	/	-8.12	/	-1584.6992
Frein Al	/	122.88	/	-8.12	/	-997.7856
Frein Bc	/	150	/	-8.12	/	-1218

Tableau C.20 : Sollicitations dues aux charges sismiques sur le mur frontal

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	430.6176	1435.392	0	3.84	0	5511.90528
DDT	14.3775	47.925	1.6	9.92	23.004	475.416
Corbeau	10.2192075	34.064025	1.59	9.11	16.24854	310.323268
MGG	29.2865625	97.621875	1.17	9.30	34.26528	907.883438
Poids des T sur DDT	30.7707255	102.56909	4.65	9.92	143.0839	1017.48532
Dès d'appui	0.7713	2.571	-0.35	7.82	-0.269955	20.10522
Somme	516.0428955	1720.143	/	/	216.3317	8243.11853

Tableau C.21 les sollicitations A l'ELS pour le mur frontal.

	N (KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KN.m)
G+0.6T	10227.984	1611.777	-6172.320	926.95	-5245.36
G+0.6T+1.2Q	10557.9168	1827.708	-7001.494	1454.84	-5546.64
G+0.6T+1.2A(l)+ST	11699.642	1759.233	-7369.663	409.93	-6959.73
G+0.6T+1.2Bc+ST	11394.734	1791.777	-7633.920	516.64	-7117.27
G+0.6T+Mc120	11413.524	1611.777	-6172.320	512.016	-5660.30
G+0.6T+D240	11992.714	1611.777	-6172.320	309.299	-5863.0

Tableau C.22 : les sollicitations A l'ELU pour le mur frontal.

	N (KN)	H(KN)	MH(KN.m)	MV(KN.m)	ΔM(KN.m)
1.35G+0.9T	13436.603	2193.464	-7360.844	926.955	-6433.889
1.35G++0.9T+1.6Q	13876.514	2481.372	-8466.410	1630.812	-6835.598
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	15406.219	2390.072	-8957.301	237.589	-8719.711
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	14999.675	2433.464	-9309.644	379.880	-8929.764
1.35G+0.9T+1.35Mc120	15037.082	2193.464	-7360.844	366.787	-6994.056
1.35G+0.9T+1.35D240	20521.800	2193.464	-7360.844	93.120	-7267.724

Tableau C.23 : les sollicitations A l'ELA pour la culée.

	N	V	M
P max - H + 0,3V	11684.458	-3932.805	-23148.531
P min - H - 0,3V	8769.951	-3788.162	-23730.709
P max + V - 0,3H	14900.895	-928.552	-6885.710
P min - V - 0,3H	5553.514	-888.956	-10064.765

ANNEXE D : CALCUL FERRAILLAGE

Ferraillage VSP

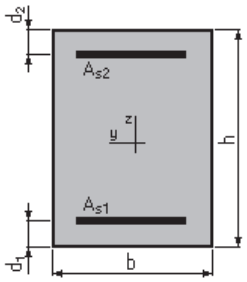
Hourdie supérieur (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	238,60	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	178,57	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 33,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 4,0 (cm2)		
théorique	r = 1,35 (%)		
minimum	r_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 238,60 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 8,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 21,8	(cm)
Déformation du béton:	e_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	e_s = 7,29	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,8 (MPa)	

Cas ELS **M_{max} = 178,57 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 11,6 (cm)
Bras de levier:	Z = 21,1 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 14,5 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Hourdie supérieur (Calcul de Section S2 en Flexion Simple)

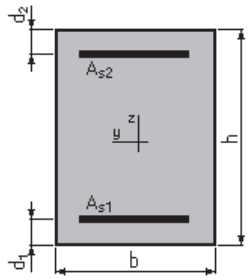
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	324,32	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	242,96	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 32,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,1 (cm2)
théorique r = 0,92 (%)
minimum r_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 324,32 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7,7 (cm)
Bras de levier: Z = 31,9 (cm)
Déformation du béton: e_b = 2,82 (‰)
Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 242,96 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,2 (cm)
Bras de levier: Z = 30,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

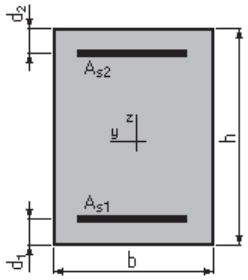
Hourdie supérieur (Calcul de Section S3 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-91,61	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-68,65	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 12,3 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	r = 0,49 (%)		
minimum	r_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = -91,61 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,39	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2,9	(cm)
Bras de levier:	Z = 23,8	(cm)
Déformation du béton:	e_b = 1,34	(‰)
Déformation de l'acier:	e_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,8 (MPa)	

Cas ELS **M_{max} = -68,65 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 7,9 (cm)
Bras de levier:	Z = 22,4 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 7,7 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	σs_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier	$\sigma s_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

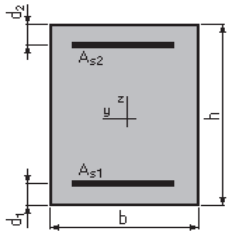
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	430,56	-171,80
2.	ELU	575,69	-228,86

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 8,4 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 8,4 (cm2)
théorique ρ = 0,13 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS N = 430,56 (kN) M = -171,80 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,16
Position de l'axe neutre: y = 23,8 (cm)
Bras de levier: Z = 57,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier comprimée: σ_s' = 35,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELU N = 575,69 (kN) M = -228,86 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,68 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 13,7 (cm)
Bras de levier: Z = 59,5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,67 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A2 en Flexion Composée)

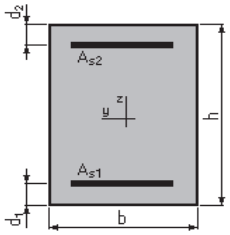
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 70,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	430,56	98,82
2.	ELU	575,69	131,89

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,4 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS N = 430,56 (kN) M = 98,82 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,77
Position de l'axe neutre: y = 36,2 (cm)
Bras de levier: Z = 52,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELU N = 575,69 (kN) M = 131,89 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,52 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 30,2 (cm)
Bras de levier: Z = 52,9(cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Hourdie inferieur (Calcul de Section S4 en Flexion Simple)

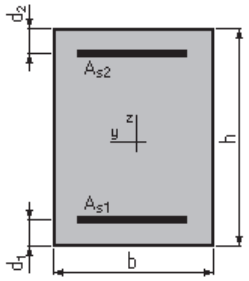
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 65,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	131,98	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	98,82	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 7,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 7,8 (cm2)		
théorique	ρ = 0,13 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 131,98 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,53	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1,9 (cm)	
Bras de levier:	Z = 59,2 (cm)	
Déformation du béton:	ε_b = 0,32 (‰)	
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 98,82 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,12
Position de l'axe neutre:	y = 10,8 (cm)
Bras de levier:	Z = 56,4 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 1,4 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 16,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

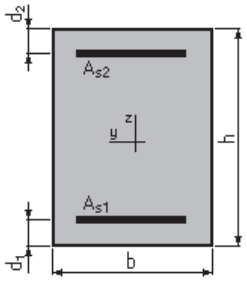
Ferraillage VC
Hourdie supérieur (Calcul de Section S1 en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	238,60	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	178,57	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 33,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,0 (cm2)		
théorique	r = 1,35 (%)		
minimum	r_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 238,60 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,34	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 8,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 21,8	(cm)
Déformation du béton:	e_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	e_s = 7,29	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,8 (MPa)	

Cas ELS M_{max} = 178,57 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 11,6 (cm)
Bras de levier:	Z = 21,1 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 14,5 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Hourdie supérieur (Calcul de Section S2 en Flexion Simple)

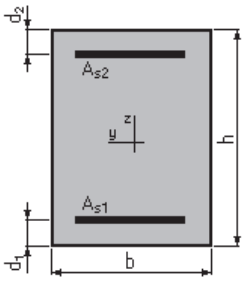
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	359,14	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	269,10	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 35,8 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 5,1 (cm2)		
théorique	ρ = 1,02 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,15 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 359,14 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 8,6 (cm)	
Bras de levier:	Z = 31,6 (cm)	
Déformation du béton:	ε_b = 3,25 (‰)	
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 269,10 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 14,7 (cm)
Bras de levier:	Z = 30,1 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 12,1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Hourdie supérieur (Calcul de Section S3 en Flexion Simple)

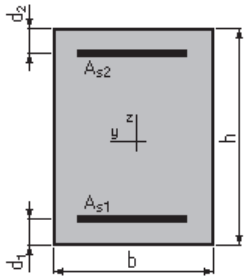
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-105,33	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-78,95	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 14,2 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,57 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = -105,33 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,39	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 3,4 (cm)	
Bras de levier:	Z = 23,6 (cm)	
Déformation du béton:	ε_b = 1,58 (‰)	
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00(‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = -78,95 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 8,4 (cm)
Bras de levier:	Z = 22,2 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 8,5 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Nappe externe de l'âme (Calcul de Section A1 en Flexion Composée)

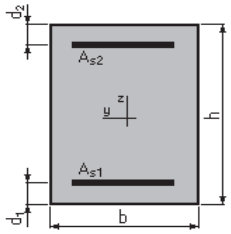
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	431,59	-154,16
2.	ELU	576,81	-205,39

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 8,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,22 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS N = 431,59 (kN) M = -154,16 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,2 (cm)
Bras de levier: Z = 35,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas ELU N = 576,81 (kN) M = -205,39 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,55 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 7,0 (cm)
Bras de levier: Z = 37,2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2,13 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Nappe interne de l'âme (Calcul de Section A2 en Flexion Composée)

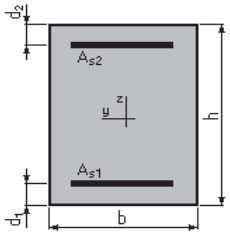
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	431,59	62,54
2.	ELU	576,81	83,46

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 431,59 (kN) M = 62,54 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,68
Position de l'axe neutre: y = 24,0 (cm)
Bras de levier: Z = 32,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N° 2: Type ELU N = 576,81 (kN) M = 83,46 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,31 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 20,1 (cm)
Bras de levier: Z = 32,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa):

Hourdie inferieur (Calcul de Section S4 en Flexion Simple)

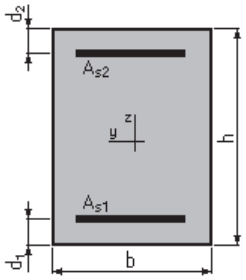
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 40,0 (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 = 30,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-205,39	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-154,16	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 7,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,25 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = -205,39 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,38	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,6 (cm)	
Bras de levier:	Z = 92,7	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,63	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,8 (MPa)	

Cas ELS **M_{max} = -154,16 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 22,6 (cm)
Bras de levier:	Z = 87,5 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 5,2 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Calcul de Section du Dalle de transition en Flexion Simple

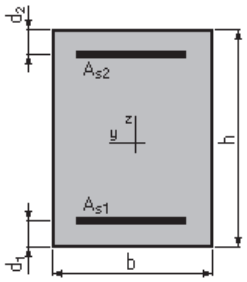
1. Hypothèses:

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 = 30,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	227,64	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	169,29	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 32,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,2 (cm2)
théorique ρ = 1,28 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 227,64 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,28 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 10,2 (cm)
Bras de levier: Z = 20,9 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 5,06 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 169,29 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,4 (cm)
Bras de levier: Z = 21,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 14,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Calcul de Section du Mur garde de grève en Flexion Simple

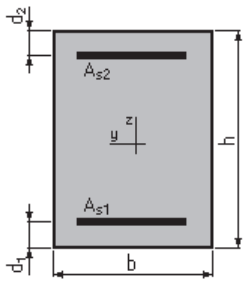
1. Hypothèses:

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 = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	204,36	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	152,85	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 17,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 4,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,42 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 204,36 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 5,4 (cm)	
Bras de levier:	Z = 37,8 (cm)	
Déformation du béton:	ε_b = 1,57 (‰)	
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 152,85 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 12,0 (cm)
Bras de levier:	Z = 36,0 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 7,1 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Calcul de Section du Mur frontal en Flexion Composée

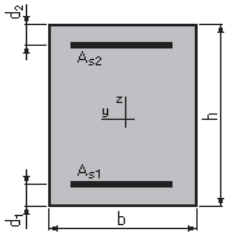
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 280,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1685,35	1003,34
2.	ELS	1280,30	799,69
3.	ELA	985,38	2666,37

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 28,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 28,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 56,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1400,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 1685,35 (kN) M = 1003,34 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 17,96 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 217,4 (cm)
Bras de levier: Z = 188,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,93 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 185,3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 1280,30 (kN) M = 799,69 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 17,56
Position de l'axe neutre: y = 242,7 (cm)
Bras de levier: Z = 194,1 (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 = 1,5 (MPa)
comprimée:	σ_s' = 14,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 985,38 (kN) M = 2666,37 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	2,73	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 21,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 266,6	(cm)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Déformation du béton:	ε_b = 0,83(‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 500,0	(MPa)
comprimée:	σ_s' = 126,6	(MPa)

Calcul de Section Mur en retour en Flexion Simple

Ferraillage vertical :

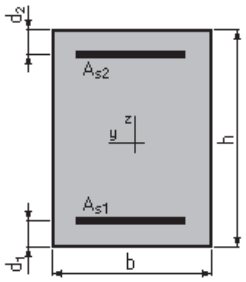
1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

b = 100,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	495,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	360,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	874,28	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 26,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 26,6 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 237,5 (cm2)
théorique	ρ = 0,28 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,28 (%)	maximum	ρ_{max} = 2,38 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU	**M_{max} = 495,00 (kN*m)**	**M_{min} = 0,00 (kN*m)**	
Coefficient de sécurité:	2,14	Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	y = 8,5 (cm)		
Bras de levier:	Z = 91,6 (cm)		
Déformation du béton:	ε_b = 0,98 (‰)		
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)	

Cas ELS	**M_{max} = 360,00 (kN*m)**	**M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité:	1,61	
Position de l'axe neutre:	y = 23,8 (cm)	
Bras de levier:	Z = 87,1 (cm)	
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 2,0 (MPa)	
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18,0 (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 25,6 (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)	

Cas ELA	**M_{max} = 874,28 (kN*m)**	**M_{min} = 0,00 (kN*m)**	
Coefficient de sécurité:	1,40	Pivot:A	
Position de l'axe neutre:	y = 7,5 (cm)		
Bras de levier:	Z = 92,0 (cm)		
Déformation du béton:	ε_b = 0,86 (‰)		
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 500,0	(MPa)	

Ferraillage horizontal

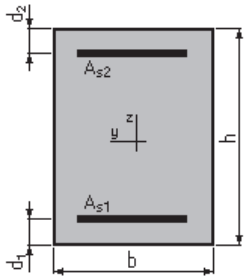
1. Hypothèses:

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 = 100,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	880,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	680,00	0,00

Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	2450,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 55,2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,58 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	**M_{max} = 880,00 (kN*m)**	**M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité:	2,40	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 17,6	(cm)
Bras de levier:	Z = 87,9(cm)	
Déformation du béton:	ε_b = 2,28	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS	**M_{max} = 680,00 (kN*m)**	**M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité:	1,71	
Position de l'axe neutre:	y = 32,2 (cm)	
Bras de levier:	Z = 84,3 (cm)	
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 5,0 (MPa)	
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18,0 (MPa)	
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 146,2 (MPa)	
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)	

Cas ELA	**M_{max} = 2450,00 (kN*m)**	**M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	y = 15,6	(cm)
Bras de levier:	Z = 88,8(cm)	
Déformation du béton:	ε_b = 1,96	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier tendue:	σ_s = 500,0	(MPa)

Calcul de Section du pieu de pile en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

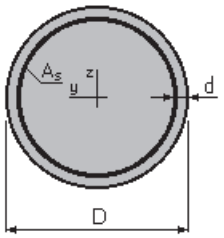
Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- 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** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	4447,69	173,53	0,00
2.	ELS	3409,03	128,53	0,00
3.	ELA	4634,57	173,53	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 = 4447,69 (kN) M_y = 173,53 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*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^O 2: Type ELS N = 3409,03 (kN) M_y = 128,53 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*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^O 3: Type ELA N = 4634,57 (kN) M_y = 173,53 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*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:

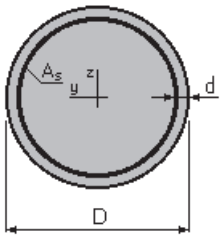
Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- 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** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_Z** (kN*m)
1.	ELU	2166,91	2275,20	0,00
2.	ELS	1610,16	1685,98	0,00
3.	ELA	1309,69	4225,52	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^{O} 1: Type ELU N = 2166,91 (kN) M_y = 2275,20 (kN*m) M_Z = 0,00 (kN*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: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 4,73 (‰)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s =434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 1610,16 (kN) M_y = 1685,98 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*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: σ_b = 11,3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s = 214,3 (MPa)

comprimée: σ_s' = 152,2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 1309,69 (kN) M_y = 4225,52 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*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: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 8,15 (‰)

Contrainte de l'acier tendue: σ_s =500,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)