République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude d'un pont construit en encorbellement successifs à la wilaya de Guelma de PK00+326.52 au PK00+441.52

Présenté par :

BENAMMOUR Abir

BOUTAZIR Hamida

Encadré par :

Mr C.MERRAH

Mme MESSOUDI -MEZOUAR

Promotion 2019 /2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents

BENAMMOUR Mohamed et ZENDAGUI Aicha pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur éducation dingue, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

Mes chères sœurs

***S**elma, **A**sma, **M**eriem, **Z**INEB et **I**men pour leur amour, leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,*

Mon cher frère

***A**mine pour leur appui et leur encouragement*

Mes adorables nièces et neveux

Ces anges que je aime trop et que je les souhaite un brillant avenir

À ***mon cher K**arim qui est toujours à mes côtés dans les bons moments comme les mauvais et qui m'a chaleureusement supporté.*

À ***toute ma famille et ceux** qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotions lors de la réalisation de ce travail.*

ABIR

DÉDICACE

Je dédie ce travail :

À *Mes très chers irremplaçables parents*

Vous êtes ma source d'amour et de bonheur

Vous êtes le guide de mes chemins et la joie de mes jours
Vous avez tant sacrifié et cru en moi.

Merci maman pour tes prières.

Merci papa pour ton soutien et confiance continus.

À *mes chères sœurs fatma, Amel, pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.*

À *mon chère frère Abdelkader, mes chères petits neveux Abderrahmane et djawed et mes deux beaux-frères Haroun et Djaafer.*

À *ma petite sœur Faten décédée « tu n'es plus là ou étais mais tu es partout là où je suis ».*

À *toute ma famille et mes amies et à tous ceux qui ont contribué de prés et de loin pour ce projet soit possible.*

Hamida

REMERCIMENTS

<<**A**près aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau verbe dans toutes les langues >>

Nous exprimons tout d'abord toute notre gratitude et sincère dévouement à notre Dieu tout puissant qui nous a donné de la volonté et de la volonté et de la force pour élaborer ce travail

Nous tenons à remercier notre encadreur **Mr C.MERRAH** pour son aide

Nous tenons à remercier notre chère Co-encadreur Mme **MESSAOUDI-MEZOUAR** qui nous a beaucoup aidé.

Nous tenons à remercier vivement l'ensemble du personnel d'**ENGOA** pour l'accueil et nous avoir accepté parmi eux.

Nos remerciements s'adressent également tous les enseignants de l'**ENSTP**, qui ont assuré notre formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

Nul n'est exaltante que celle réalisé avec le soutien moral et financier de nos proches .Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à nos parents, nos sœurs et frères qui ont participé à leur manière à l'élaboration de ce modeste travail

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية.326.52+00 والنقطة الكيلومترية 441.52+00 بطول 115 متر الذي يقع على مستوى الطريق الوطني رقم 20 الرابط بين قالمة وقسنطينة يندرج في إطار إنجاز مشروع يربط بين ولايةٌقالمة وطريق السيار شرق غرب.

بدأنا عملنا بتقديم بحث بيبليوغرافي حول تقدير حجم الزلزال الناتج عن ثغرة سان أندرياس الذي يمكن أن يسبب رفع جسر جولدن جيت في الولايات المتحدة الأمريكية ، وتوجهنا لاحقا الى الجزء الثاني من العمل والذي يتمحور حول تصميم ودراسة الجسر الذي سبق و ذكرناه في الفقرة الأولى فقمنا بتصميم عام حيث قمنا باقتراح خيار واحد مع تبرير الاختيار بعد ذلك قمنا بدراسة للبنية الفوقية والبنية، لاختيارنا الا و هو جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت منجز بطريقة التتابع المتتالي ، مع المرور بحساب سابقية الإجهاد، الدراسة الزلزالية ووضع قياس لمختلف العناصر المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المنظومات المعمول بها في الجزائر وبالاعتماد على برنامج النمذجة و الحساب روبو 2009.

الكلمات المفتاحية: خرسانة مسبقة الإجهاد، التتابع المتتالي، جسر صندوقي، البنية التحتية.

Résumé

Ce modeste travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK00+326.52 et le PK00+441.52 d'une longueur de 150 mètres sur la route nationale N°20 qui relie Guelma et Constantine, inscrit dans le projet de réalisation de la pénétrante reliant Guelma à l'autoroute est – ouest sur 35 Km.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur l'estimation de la magnitude de séisme causé par la faille de San Andreas qui peut provoquer le soulèvement du pont de Golden Gate aux états unis. Nous avons dressé par la suite une conception générale de pont qu'on a déjà présenté dans la 1^{iere} paragraphe , dont laquelle on a proposé qu'une seule variante en justifiant notre choix d'où on a opté pour la solution d'un pont voussoir à hauteur constante réalisé par la méthode d'encorbellements successifs, après nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant à des règlements utilisés en Algérie et en se basant sur le logiciel à base des éléments finis Robot 2018 .

Mots clés : Béton précontraint, encorbellements successifs, pont en caisson, infrastructure.

Abstract

This modest work consists of design and study of a bridge located between

PK 00 +326.52 and PK00+441.52 with a length of 150 meters, from the national road N°20 connecting Guelma and Constantine. This bridge is a part of the project of realization of the highway links Guelma to the east-west highway.

We have started our work with a bibliographic research on the estimation of the magnitude of earthquake caused by the San Andreas fault which can cause the lifting of the Golden Gate bridge ,then we drew up a general design of bridge that we have already presented in the first paragraph which we proposed only one variant justifying our choice , where we have chosen a constant height box bridge made by the method of successive corbelling for the comprehensive study, After, we studied the superstructure and infrastructure by going through prestress calculations, earthquake study, and the sizing of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria and using the calculation software Robot 2018.

Keywords: Prestressed concrete, successive corbels, curved bridge, infrastructure

Liste des Figures

.

Chapitre I : Recherche Bibliographique

Figure I.1.Zone de San Francisco ……...……..…2

Figure I.2Vu panoramique du pont suspendu ---------- 2
Figure I.3.Vue aérienne de Faille de San Andréas. ---------- 3
FigureI.4.L'effondrement de pont suspendu de Tacoma à Washington.---------- 4
Figure I.5.Réfection des arches en acier. ---------- 4
Figure I.6Remplacement d'une pile par une nouvelle munie de dispositifs antisismiques ---------- 5
Figure I.7.Remplacement des croix Saint-André de l'arche en enjambant le fort. -------- 5
Figure I.8.Décapage de l'ancienne couche de peinture, la rouille et application de la peinture. ---------- 5
Figure I.9Le pont Golden Gate auto-encré en berge possédant 3 travées ---------- 7
Figure I.10.Le schéma statique du câble central ---------- 7
Figure I.11L'équilibre statique d'un tronçon du câble.---------- 7
Figure I.12.Câble de rive.---------- 8
Figure I.13L'équilibre de câble de rive. ---------- 9
Figure I.14 L'équilibre vertical de câble de rive au niveau de point d'encrage.---------- 9
Figure I.15Les forces agissant sur le massif d'ancrage.----------10

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Figure II.1Implantation du projet sur googlemaps ----------12
Figure II.2Tracé en plan de la voie portée. ----------12
Figure II.3.. Profil en long de la voie portée. ----------13
Figure II.4.Profil en travers de la voie portée----------13
Figure II.5. Gabarit minimum à respecter.----------13
Figure II.6Figure II.6. Coupe géologique. ----------14

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

Figure III.1. Notations des dimensions d'un voussoir. ----------18
Figure III.2. Dimensions d'un voussoir courant.----------18
Figure III.3. Dimensions d'un voussoir sur pile ----------18

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

Figure IV.1. Limitation des contraintes des sections en B.P. ----- 22
Figure IV.2.Découpage et numérotation des voussoirs. ----- 22
Figure IV.3.Les cas de charges possibles. ----- 25
Figure IV.4. Système de chargement Bc. ----- 26
Figure IV.5. Système de charge Bt. ----- 27
Figure IV.6.Système de charge Mc 120 ----- 28
Figure IV.7. Système de charge D240 ----- 29

Chapitre V : Etude Longitudinale

Figure V.1 cheminement de la réalisation d'un fléau ----- 31
Figure V.2. Situation temporaire de construction à considérer ----- 32
Figure V.3. Situation accidentelle de construction à considérer. ----- 32

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

Figure VI.1.Trace en plan d'un câble. ----- 38
Figure VI.2Tracé d'un câble en élévation. ----- 39
Figure VI.3. Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP. ----- 40
Figure VI.4. Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux. ----- 40
Figure VI.5.Frottements le long du câble lors de la mise en tension ----- 43
Figure VI.6.Action du glissement à l'ancrage ----- 44

Chapitre VII : Etude transversale

Figure VII.1Vue en 3D du voussoir courant. ----- 55
Figure VII.2. Schéma de ferraillage passif du voussoir courant. ----- 59
Figure VII.3. L'ancrage d'un câble dans une section ----- 60
Figure VII.4.Schéma du ferraillage de bossage. ----- 61

Chapitre VIII : Equipements du Tablier

Figure VIII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui. ----- 63
Figure VIII.2. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile. ----- 69
Figure VIII.3. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée. ----- 69
Figure VIII.4. Joint du type Wd. ----- 70

Chapitre IX : Etude d'Infrastructure

Figure IX.1. Dimensions de la pile la plus haute. ----- 71
Figure IX.2. Les dimensions des éléments de la culée. ----- 78
Figure IX.3. Ferraillage les éléments de la pile. ----- 89
Figure IX.4. Ferraillage les éléments de la culée. ----- 90

Liste des Tableaux

Chapitre I : Revue Bibliographique

Tableau I.1L'accélération maximale et la durée de la phase de forte secousse pour différentes magnitudes de séisme…….. 11

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Tableau II.1.Les caractéristiques de profil en travers…….. . 13

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau III.1.Valeurs des dimensions des différentes composantes de voussoir…...18

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

Tableau IV.1.Contraintes admissibles à la compression de béton……..21

Tableau IV.2. Contraintes admissibles de traction des aciers…….……. 22

Tableau IV.3. Estimation du poids total des voussoirs…….... 23

Tableau IV.4. Estimation du poids Total de l'ouvrage……..…… 23

Tableau IV.5. Caractéristiques du pont……. ...24

Tableau IV .6. Les classes des ponts routes…… 24

Tableau IV.7.Valeurs de coefficient a_1…….... 25

Tableau IV.8.Valeurs de A(l) pour les différents cas possibles……..…….…….. 26

Tableau IV.9.Valeurs de bc…….…….…….. .. 26

Tableau IV.10. Valeurs de bt…….... ... 27

Tableau IV .11. Valeurs de B en fonction de nombre de voies chargées…….. ... 27

Tableau IV .12. Valeurs de coefficient de majoration dynamique pour Bc et Bt . 28

Chapitre V : Etude Longitudinale

Tableau V.1. Evaluation des efforts en situation temporaire et accidentelle…..…..**33**

Tableau V.2. Combinaisons de charges en phase de service……**34**

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

Tableau VI.1. Estimation du nombre de câbles du fléau…….…….……..**36**

Tableau VI.2. L'allure du tracé en plan des câbles de fléau……..…..…… ...**37**

Tableau VI.3. L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau……..……..…**40**

Tableau V I.4. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale ……..…..…..……**40**

Tableau V I.5. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive….....**42**

Tableau VI.6. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour la travée principale……...…….. **42**

Tableau VI.7.L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour la travée principale…… **42**

Tableau VI.8. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour la travée de rive …… ……...… **42**

Tableau VI.9. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour la travée de rive ……..……**43**

Tableau VI.10. Les pertes par frottement pour le demi-fléau (MPa)…….……**46**

Tableau VI.11. Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa)……..…… **46**

Tableau VI.12. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa)……..……..…**47**

Tableau VI.13.Les pertes totales instantanées…….....…...**47**

Tableau I.12. Pertes dues au fluage……..…….....**50**

Tableau VI.15. Pertes dues à la relaxation des câbles……...…...**50**

Tableau I.16. Pertes totales……..……... ..**50**

Tableau VI.17. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction……**51**

Chapitre VII : Etude transversale

Tableau VII.*1*. Estimation du poids dû aux charges permanentes…..…….**56**

Tableau VII.2Les valeurs des coefficients dynamiques δ……**56**

Tableau VII.3. Combinaisons des charges appliquées sur le voussoir……..…..…**56**

Tableau VII.4. Moments extrêmes dans le voussoir…….…..…..…….…. **57**

Tableau VII.5. Ferraillage passif des voussoirs……..…..**59**

Chapitre VIII : Equipements du Tablier

Tableau VIII.1. Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis…..….....…**62**

Tableau VIII.2. Les dimensions retenues d'un appareil d'appui.……..……**65**

Tableau VIII.3. Déplacement horizontal du tablier…..……**65**

Tableau VIII.4. Vérification de résistance à la compression…..…….……**65**

Tableau VIII.5. Vérification de Sécurité au flambement…..……**66**

Tableau VIII.6. Vérification de la distorsion……...…..**67**

Tableau VIII.7. Vérification de glissement……...…**67**

Tableau VIII.3. Les dimensions retenues des dés d'appuis……...……...…**68**

Tableau VIII.9. Les sections de ferraillage retenues des dés d'appuis……...…....…**68**

Tableau VIII.*10*. Joints de chaussée CIPEC……..……..…….**70**

Chapitre IX : Etude d'Infrastructure

***Tableau IX.1.* Hauteurs des piles**.……..……....……**71**

***Tableau IX.2.* Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis**……..…*72*

***Tableau IX.3.* Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis**……**72**

***Tableau IX.4.* Les efforts longitudinaux repris par les éléments porteurs du pont et le déplacement du tablier** ……..……..…**75**

***Tableau IX.5.* Distribution des forces et des déplacements transversaux au niveau des appuis**……..…**75**

***Tableau IX.6.* Les composantes sismiques dans les trois directions**……....…**76**

Tableau IX.7. Les effets sismiques dans les trois directions…….……**76**

Tableau IX.8. Evaluation des efforts statiques agissant sur la pile…….……**76**

Tableau IX.9. Combinaison d'actions à ELS et ELU……...……**77**

Tableau IX.10. Combinaison d'actions à ELA……...…**77**

Tableau IX.11. Sollicitation les plus défavorables pour la pile-1-……...…**78**

Tableau I*X*.12. Les dimensions des éléments de la culée……..……**79**

Tableau IX.13. Calcul du coefficient de poussée Kad……...…**79**

Tableau I*X*.14. Moment des poussées des terres à L'ELU et à l'ELS…….....**80**

Tableau I*X*.15. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition……... .. **81**

Tableau I*X*.16. Résultats et ferraillage du mur en retour……...…..…**83**

Tableau IX.17. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal ……...…**84**

Tableau I*X*.18. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile……..……**84**

Tableau I*X*.19. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle…….……**84**

Tableau I*X*.20. Nombre de pieux sous la semelle……...……..….……**85**

Tableau I*X*.21. Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables…….…**85**

Tableau IX.*22*. La vérification des conditions de la méthode des bielles…...…….…**86**

Tableau IX.23. Ferraillage de la semelle de pile et culée……...…….….**87**

Tableau IX.24. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu…….……...**89**

Liste des Abréviations

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

CCP : Complément des charges permanentes.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

CNF : Condition de non fragilité

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

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

VSP : Voussoir sur pile.

VSC : Voussoir à la clef.

15T15S : quinze (15) torons de 15.7 mm de diamètre.

f_{clim} : Contrainte de compression limite.

f_{cmax} : Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.

f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.

σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible du béton.

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

Xr : Centre de rigidité.

MP : Masse des piles.

MT : Masse du tablier.

FL : Force séismique longitudinale.

FT : Force séismique transversale.

H_T : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

H_{flv} : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

DTR : Document technique réglementaire.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE …..... 1

Chapitre I : Recherche Bibliographique

I.1.INTRODUCTION ---------- 2
I.2.LA FAILLE DE SAN ANDREAS ---------- 3
I.3.LES TRAVAUX DE RENOVATION APPORTEES SUE LE PONT---------- 3
I.4.SEISME VERTICAL ---------- 6
I.4.1.Caractéristiques du mouvement sismique vertical ---------- 6
I.5.ETUDE DE PONT ---------- 6
I.5.1 Données relatives à l'ouvrage ---------- 6
I.5.2.Etude statique ---------- 7
I.5.3.Etude dynamique ----------10
I.6.CONCLUSION ----------11

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1.INTRODUCTION ----------12
II.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE ----------12
II.2.1.Objectif et situation du projet ----------12
II.2.2.L'obstacle à franchir. ----------12
II.3.LES DONNEES DE PROJET ----------12
II.3.1.Lesdonnées fonctionelles ----------12
II.3.1.1.Tracé en plan ----------12
II.3.1.2.Profil en long ----------13
II.3.1.3.Profil en travers ----------13
II.3.1.4.Gabarit ----------13
II.3.2.1.Topographie du site ----------14
II.3.2.2.Géotechnique ----------14
II.3.2.3.Sismicité de site ----------15
II.3. 3.Données climatiques ----------15
II.3. 3.1 La température ----------15
II.3. 3.2 Le vent ----------15

II.3. 3.3 La neige ---------- 15
II.3. 3.4 L'humidité ---------- 15
II.4.CONCLUSION ---------- 15

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

III.1.INTRODUCTION ---------- 16
III.2.LE CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE ---------- 16
III.3.PRESENTATION DE LA VARIANTE RETENUE ---------- 17
III.4.CONCEPTION DE LA VARIANTE ---------- 17
III.4.1.Découpage des voussoirs ---------- 17
III.4.2.Conception transversale ---------- 17
III.5.CONCLUSION ---------- 19

Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul

IV.1.INTRODUCTION ---------- 20
IV.2.NORMES ET REGLES DE CALCUL ---------- 20
IV.3.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ---------- 20
IV.3.1.BETON ---------- 20
IV.3.2.ARMATURES ---------- 21
IV.4.EVALUATION DES ACTIONS ---------- 22
IV.4.1.Les actions hors trafic ---------- 22
IV.4.1.1Les actions permanentes ---------- 22
IV.4.1.2Actions thermiques ---------- 23
IV.4.2.Lesactions dues aux trafics ---------- 24
IV.4.2.1.Système de charge à prendre en considération ---------- 24
IV.4.2.2 Caractéristiques du pont ---------- 24
IV.4.2.3.Système de charge A ---------- 25
IV.4.2.4.Système de charge B ---------- 26
IV.4.2.5.Coefficient de majoration dynamique ---------- 27
IV.4.2.6.Efforts de freinage ---------- 28
IV.4.2.7.Charges militaires : convoie MC120 ---------- 28
IV.4.2.8.Charges exceptionnelles : D240 ---------- 29
IV.4.2.9.Surcharges sur trottoirs ---------- 29
IV.5.CONCLUSION ---------- 29

Chapitre V : Etude Longitudinale

V.1. INTRODUCTION ---- 30
V.2.STABILITE DE FLEEAU EN PHASE DE CONSTRUCTION ---- 30
V.2.1.Les Phases de construction d'un fléau ---- 30
V.2.2.Les charges à prendre en compte ---- 31
V.2.2.1.Poids propre du fléau ---- 31
V.2.2.3.Actions accidentelles ---- 31
V.2.3.Combinaisons d'actions ---- 31
V.2.3.1Combinaisons en situation temporaire (type A) ---- 32
V.2.3.2Combinaisons accidentelles de construction (type B) ---- 32
V.2.4 Evaluation des efforts ---- 32
V.3 EVALUATION DES CHARGES EN SERVICE ---- 33
V.3.1.Phases de réalisation du l'ouvrage ---- 33
V.3.2 .Modélisation ---- 34
V.3.3 Combinaisons de charges ---- 34
V.3.4 Résultats ---- 35
V.4.CONCLUSION ---- 35

Chapitre VI : Etude de la Précontrainte

VI.1.INTRODUCTION ---- 36
VI.2.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU ---- 36
VI.2.1.Détermination du nombre des câbles du fléau ---- 36
VI.2.2.Position et enrobage des câbles ---- 37
VI.2.3.Tracé en plan ---- 38
VI.2.4.Tracé en élévation ---- 38
VI.3.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUTE ---- 41
VI.3.1.Détermination du nombre des câbles de continuité en travée principale ---- 41
VI.3.2.Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive ---- 41
VI.3.3.Tracé des câbles de continuité ---- 42
VI.4.EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE ---- 43
VI.4.1.Les pertes de tension instantanées ---- 43
VI.4.1.1.Pertes de tension par frottement ---- 43
VI.4.1.2.Pertes de tension par recul d'ancrage ---- 44

VI.4.1.3.Pertes de tension dues aux non simultanéités de la mise en tension ---------- 45
VI.4.2.Pertes de tension différées ---------- 48
VI.4.2.1.Pertes dus au retrait du béton ---------- 48
VI.4.2.2.Pertes par fluage ---------- 48
VI.4.2.3.Pertes de tension par relaxation ---------- 49
VI.4.2.4.Les pertes différées totales ---------- 49
VI.5.VERIFICATION DES CONTRAINTES ---------- 51
VI.5.1.Vérification des contraintes pour le demi –fléau en phase de construction -------- 51
VI.5.2.Vérification des contraintes pour le demi –fléau en phase de service ---------- 52
VI.6.VERIFICATION VIS –A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT ---------- 52
VI.6.1.Vérification vis-à-vis de l'ELS ---------- 52
VI.6.1.1.Détermination de l'effort tranchant ---------- 52
VI.6.1.2.Vérification de la contrainte de cisaillement ---------- 52
VI.6.2.Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU ---------- 53
VI.7.VERIFICATION DE LA FLECHE ---------- 54
VI.8.CONCLUSION ---------- 54

Chapitre VII : Etude transversale

VII.1. INTRODUCTION ---------- 55
VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX ---------- 55
VII.2.1.Modélisation ---------- 55
VII.2.2.Charges et combinaisons de calcul ---------- 55
VII.2.2.1.Charges permanentes ---------- 56
VII.2.2.2.Charges d'exploitation ---------- 56
VII.2.2.3.Résultats ---------- 56
VII.3. FERRAILLAGE ---------- 57
VII.3.1.Ferraillage transversal ---------- 57
VII.3.2.Ferraillage longitudinal ---------- 58
VII.4. LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE ---------- 59
VII.4.1.Justification réglementaire ---------- 60
VII.4.1.1.Effet de surface ---------- 60
VII.4.1.2.Effet d'éclatement ---------- 60
VII.4.2.ETUDE DE BOSSAGE ---------- 61
VII.5. CONCLUSION ---------- 61

VIII.1.INTRODUCTION ---------- 62
VIII.2.APPAREIL D'APPUI ---------- 62
VIII.2.1.Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appui ---------- 62
VIII.2.2.Dimensionnement de l'appareil d'appui ---------- 62
VIII.2.2.1.Aire de l'appareil d'appui ---------- 63
VIII.2.2.2.Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T ---------- 63
VIII.2.2.3.Dimensionnement des frettes: ---------- 63
VIII.2.3.Evaluation des efforts et des déplacements horizontaux ---------- 64
VIII.2.3.1.Actions statiques ---------- 64
VIII.2.3.2.Action dynamique ---------- 64
VIII.2.3.3.Déplacement horizontal ---------- 64
VIII.2.4.Vérifications du dimensionnement ---------- 65
VIII.2.4.1.Résistance à la compression ---------- 65
VIII.2.4.2.Sécurité au flambement ---------- 66
VIII.2.4.3.Limitation de la distorsion ---------- 66
VIII.2.4.4.Condition de non glissement ---------- 67
VIII.3.DES D'APPUIS ---------- 67
VIII.3.1.Dimensionnement des dés d'appuis ---------- 67
VIII.3.2.Ferraillage des dés d'appuis ---------- 68
VIII.4.JOINT DE CHAUSSEE ---------- 69
VIII.4.1.Dimensionnement ---------- 69
VIII.4.2.Type de joint ---------- 70
VIII.5.CONCLUSION ---------- 70

IX.1. INTRODUCTION ---------- 71
IX.2. ETUDE DE LA PILE ---------- 71
IX.2.1.Evaluation de la raideur totale K ---------- 71
IX.2.2. Etude sismique ---------- 72
IX.2.2.1.Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique ---------- 72
IX.2.2.2.Méthode de calcul ---------- 72
IX.2.2.3.Evaluation de séisme longitudinal ---------- 73
IX.2.2.4.Evaluation de séisme transversal ---------- 75
IX.2.2.5.Combinaisons des composantes de l'action sismique ---------- 75
IX.2.3.Evaluation des efforts ---------- 76

IX.2.3.1.Les efforts statiques agissant sur la pile ---------- 76
IX.2.3.2.Les efforts sismiques agissant sur la pile ---------- 76
IX.2.4.Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement ---------- 77
IX.2.5.Ferraillage de la pile ---------- 77
IX.2.5.1.Sollicitations les plus défavorables ---------- 77
IX.2.5.2.La section d'acier ---------- 78
IX.2.5.3.Section minimale des armatures d'effort tranchant ---------- 78
IX.3. ETUDE DE LA CULEE ---------- 78
IX.3.1.Pré-dimensionnement de la culée ---------- 78
IX.3.2.Efforts dus à la culée ---------- 79
IX.3.3.Ferraillage des éléments de la culée ---------- 79
IX.3.3.1.Ferraillage du mur garde grève ---------- 79
IX.3.3.2.Dalle de transition ---------- 81
IX.3.3.3.Corbeau d'appui de la dalle de transition ---------- 81
IX.3.3.4.Mur en retour ---------- 83
IX.3.3.5.Mur frontal ---------- 83
IX.4.ETUDE DES FONDATIONS ---------- 84
IX.4.1.Etude de la semelle ---------- 84
IX.4.1.1.Calcul des sollicitations ---------- 84
IX.4.1.2.Nombre des pieux ---------- 84
IX.4.1.3.Efforts revenant à chaque pieu ---------- 85
IX.4.1.4.Vérifications ---------- 85
IX.4.1.5.Ferraillage de la semelle ---------- 86
IX.4.2.Etude des pieux ---------- 87
IX.4.2.1.Actions sur les pieux ---------- 87
IX.4.2.2.Ferraillage des pieux ---------- 89
IX.5. CONCLUSION ---------- 90
CONCLUSION GENERALE ---------- 721
Bibliographie
Annexes
Annexe A
Annexe B
Annexe C
Annexe D

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Tous les pays voient à l'heure actuelle une prospérité et une évolution économique et industrielle significative qui vont leur permettre de s'épanouir et d'entreprendre les perspectives de croissance et de recherche, pour pouvoir comprendre ce phénomène, beaucoup d'investissements locaux et internationaux affluent sur la région. Ces investissements concernent en grande partie le développement du tissu urbain et des liaisons sans frontières entre les différents pays.

Il est notre qu'une bonne politique de préserver ce patrimoine et sa performance commence par la multiplication et le développement des réseaux de trafic autoroutiers

Le monde d'infrastructures se compose de divers réseaux tels que les réseaux routiers et les réseaux ferroviaires, cependant la réalisation de ces derniers nécessite en premier la construction des ouvrages d'art tels que les projets des ponts.

Le but de notre travail vise à présenter, ci-après, l'étude et la conception d'un pont droit d'une longueur de 116.2 m situé à la route nationale N°20 à la ville de GUELMA, qui a été réalisée par « ENGOA » et la société italienne « SPIC ».

Ce présent mémoire est divisé en ces parties principales :

I La première partie est une initiation à la recherche, qui traite le comportement du Pont Golden Gate vis-à-vis la faille de San Andréas.

II La deuxième partie a été consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception ;

III L'étape qui suit est celle de l'évaluation des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage ;

IV La pénultième partie a été focalisé en l'étude de la superstructure ;

V La dernière partie a été consacrée à l'étude de l'infrastructure.

On achève ce travail par une conclusion générale.

REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1.INTRODUCTION

Dès le début du XXe siècle, la Ville de San Francisco était en plein essor et avait besoin d'axes de communication pour augmenter ses capacités d'échange, le détroit de Golden Gate s'imposait alors comme un obstacle qui ne se franchissait qu'en bateau pour accéder au secteur nord. C'est en 1916 qu'apparaît pour la première fois l'idée d'un colossal projet <<construire un pont traversant le Golden Gate>>.



Figure I.1.Zone de San Francisco

En 1933, la construction du pont du Golden Gate est une innovation colossale .Ce pont suspendu d'une portée de 1 280 m représentait un défi puisqu'il se hissait au-dessus d'un détroit réputé pour ses nombreuses contraintes naturelles. Les ingénieurs ont donc dû prendre en compte les courants dangereux, les vents violents, le risque sismique dû à la faille sismique de San Andréas qui se situe à seulement 11 Km de l'ouvrage, le brouillard marin. Ainsi que les risques de corrosion liés au sel dans la phase de construction puis d'utilisation de l'ouvrage. Ce projet a aussi constitué un challenge dans le sens où seulement onze employés ont perdu la vie sur le chantier .En pleine Grande Crise, des Questions économiques et politiques se sont ajoutées aux défis techniques.



Figure I.2Vu panoramique du pont suspendu Golden Gate.

Dans ce chapitre on présente une modeste revue bibliographique sur la portance du Pont Golden Gate vis-à-vis la faille de San Andréas.

I.2.LA FAILLE DE SAN ANDREAS

La Faille de San Andreas est l'endroit où la plaque tectonique Pacifique s'éloigne vers le Nord-Est par rapport à la plaque Nord-américaine avec une vitesse de coulissement relative de part et d'autre de faille est de 3.4 à 5.5 cm par an, elle est de 1300 km de long et 140 km de large. Étant donné le mouvement, des tremblements de terre devraient relâcher environ 5m

de mouvement accumulé de plaques sur cent ans. Or la Faille San Andreas n'a toujours pas relâché la tension entre les deux plaques qui s'accumule depuis plus d'un siècle. Cela fait des décennies que la Californie attend "The Big One", le grand tremblement de terre qui dévasterait la Californie, en tous les cas la Californie du Sud.

Selon une étude de l'Agence américaine d'études géologiques, un tremblement de terre de magnitude 7,8 au sud de la Faille San Andreas provoquerait plus de 1800 morts, 50 000 blessés, 200 milliards de dollars de dommages et des perturbations graves d'infrastructure, comme la mise hors service des égouts pour six mois.



Figure I.3.Vue aérienne de Faille de San Andréas.

I.3.LES TRAVAUX DE RENOVATION APPORTEES SUE LE PONT

D'après Joseph B. Strauss, l'ingénieur en chef du Golden Gate Bridge, cet ouvrage d'art resterait debout une éternité. IL a effectivement été conçu pour tenir dans le temps, cependant un entretien régulier et des améliorations sont nécessaires. IL a été inauguré en 1937. Puis des modifications ont été réalisées sur le pont de la Porte d'Or :

- Après l'effondrement de pont de Tacoma dans l'État de Washington sous l'effet d'un vent modéré mais constant, un nouveau phénomène mettait en évidence dans le monde scientifique qui est l'instabilité aéroélastique des ponts à câbles donc une réfection du contreventement été faite du dessous du tablier afin de mieux résister à la torsion sous vents violents ;



FigureI.4.L'effondrement de pont suspendu de Tacoma à Washington.



Figure I.5.Réfection des arches en acier.

❖ des dispositifs parasismiques ont été installés :

- Sur le viaduc d'acier côté nord des appuis élastique sont été installés qui isolent les différentes parties du pont, des joints de la tour ont été renforcés et des barres d'acier sont venues la consolider ;
- La partie sud, où de nouveaux appuis doivent être posés, et l'armature métallique remplacée ;
- En ce qui concerne la partie centrale, l'acier moulé sera renforcé, des amortisseurs seront insérés entre les pylônes et le tablier, et une partie des fondations sous-marines seront remplacées.



Figure I.6.Remplacement d'une pile par une nouvelle munie de Dispositifs antisismiques.

- ❖ une partie du tablier a été remplacée par une couche structurelle plus légère ;
- ❖ chacune des 500 suspentes de l'ouvrage a été remplacée (une à une) ;
- ❖ des sondes de mesure de déplacements ont été mises en place à divers endroits pour surveiller l'ouvrage sous l'action du vent, des séismes ou encore des charges de roulage, ou des variations de température ;
- ❖ une partie des contreventements en croix de Saint-André au-dessus de Fort Point (fort militaire au sud de l'entrée de la baie de San Francisco) a été remplacée par des éléments en acier plus résistants ;



Figure I.7.Remplacement des croix Saint-André de l'arche en enjambant le fort.

- ❖ Des actions pour prévenir la corrosion sont menées en permanence ;



Figure I.8.Décapage de l'ancienne couche de peinture, la rouille et application de la peinture.

❖ Mise en place des filets anti-suicide :

Des filets de sécurité sont suspendus à six mètres sous les trottoirs de chaque côté du pont pour empêcher les suicides.

I.4. SEISME VERTICAL

Les séismes sont l'une des catastrophes les plus destructives à la différence des inondations, des cyclones ou des éruptions volcaniques. Les séismes avec leurs apparitions inattendues, frappent en quelques secondes causant d'énorme destruction et souvent de nombreuses victimes.

I.4.1 .Caractéristiques du mouvement sismique vertical

Les caractéristiques de la composante horizontale du séisme ont été largement étudiées dans ces dernières décennies à la fois en génie parasismique et en sismologie. Cette composante est souvent utilisée pour déterminer le risque sismique. En revanche, la composante verticale du mouvement sismique a été pratiquement ignorée, ou sous-estimée. Cependant, la disponibilité des enregistrements mesurés près des sources des séismes forts récents a valorisé progressivement l'importance de la composante sismique verticale, les caractéristiques sont les suivantes :

❖ La composante verticale du mouvement sismique est associée avec l'arrivée des ondes P se propagent verticalement, tandis que la composante horizontale est due plus à la propagation des ondes S La longueur de l'onde P est plus courte que celle de l'onde S, ce qui signifie que la composante sismique verticale a un contenu en haute fréquences beaucoup plus élevé que la composante horizontale.

❖ Les recherches faites en génie parasismique et en sismologie ont confirmé que la rupture structurelle peut en résulter à cause de la traction directe ou la compression ainsi que par l'effet du mouvement sismique vertical sur les réponses au cisaillement et à la flexion.

❖ Le mouvement sismique vertical est aussi caractérisé par l'intervalle de temps entre les pics des composantes sismiques horizontale et verticale. L'arrivée tôt du mouvement vertical avant l'horizontal peut provoquer des secousses verticales à la structure, et par conséquent, la réponse structurelle sera significativement affectée. D'autre part, la coïncidence des pics des mouvements vertical et horizontal peut causer des niveaux élevés de risque sismique dans la structure.

I.5.ETUDE DE PONT

Dans cette partie on va étudier l'ouvrage en statique et en dynamique pour pouvoir déterminer la magnitude de séisme engendré par la faille de San Andreas qui va provoquer la rupture de cet ouvrage.

I.5.1 .Données relatives à l'ouvrage

- ✓ Le pont suspendu de Golden Gate possède 3 travées**,** une centrale de longueur **L=1280m** et deux de rives avec une longueur **L'=343 m**.
- ✓ Les deux câbles centraux sont bi-appuyés sur deux piles de hauteur totale 227
- ✓ La hauteur de pile est d'environ $\mathbf{h_p=152\ m}$ jusqu'au niveau du tablier.
- ✓ l'angle d'inclinaison du câble de rive en berge est de$\boldsymbol{\alpha = 19.7°}$**.**

- ✓ La flèche du câble central est de**143m**
- ✓ la charge uniformément répartie sur l'horizontale, qui agit sur un câble est de **q=165 KN/m**.

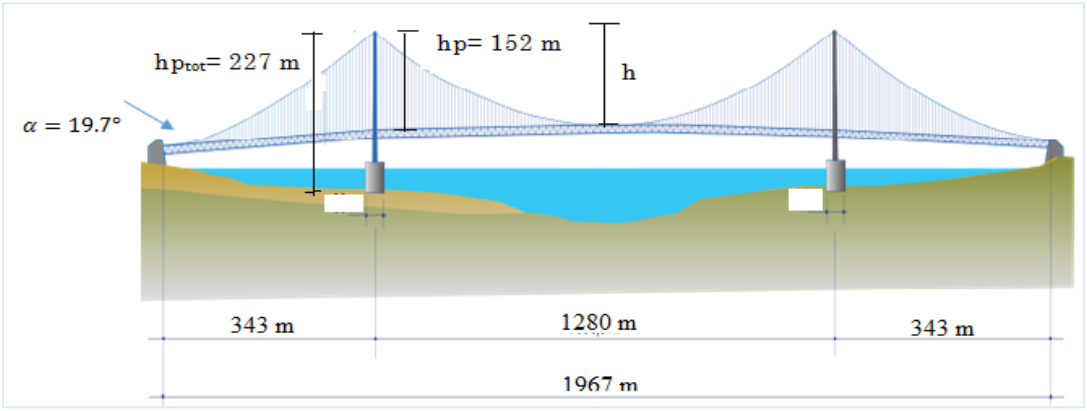


Figure I.9.Le pont Golden Gate auto-encré en berge possédant 3 travées

I.5.2 . Etude statique

- **Etude de câble central**

<u>La tension maximale de câble</u> :

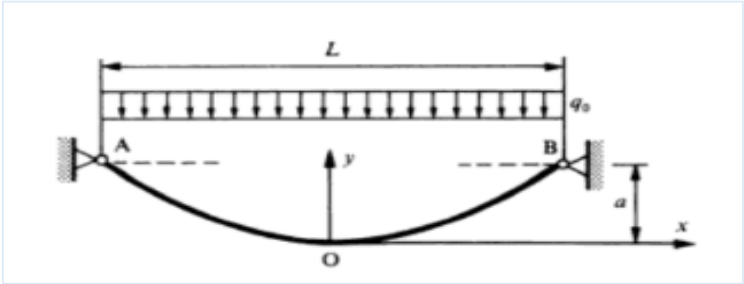


Figure I.10.Le schéma statique du câble central

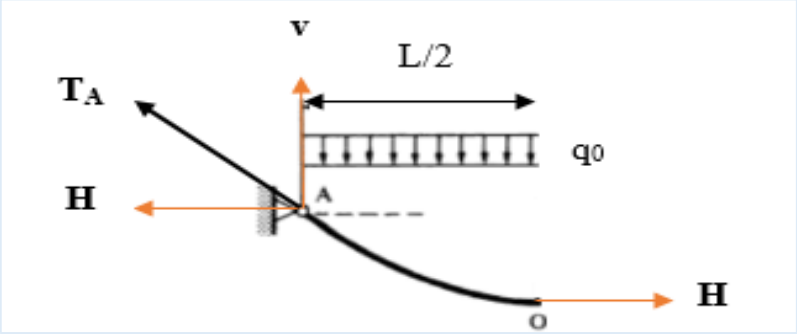


Figure I.11.L'équilibre statique d'un tronçon du câble.

En écrivant l'équilibre d'un tronçon de câble bien choisi, limité par une coupe passant par le sommet O et une autre pratiquée au point A (-L/2, a).

$$\sum \boldsymbol{F_y} = \mathbf{0} \Longrightarrow -1280/2 * 165 * 10^{-3} + V = \mathbf{0} \quad \text{.....(I.1)}$$

Et :

$\sum \mathbf{M/A} = \mathbf{0} \Longrightarrow\ -H * 143 + 165 * 10^{-3} * \left(\frac{1280}{2}\right)^2 /2 = \mathbf{0}$……..…..(I.2)

D'où:

$\boldsymbol{V = 105.6\ MN}$, $\boldsymbol{H = 236.3\ MN}$

On prend :

$\boldsymbol{V = 106\ MN}$Et $\boldsymbol{H = 237\ MN}$

Et :

$\boldsymbol{T^{max}} = \sqrt{H^2 + V^2}$……...(I.3)

Donc : $T^{max} = \sqrt{237^2 + 106^2} = \mathbf{259.62\ MN}$

On prend : $\boldsymbol{T^{max} = 260\ MN}$

L'inclinaison de câble :

$\boldsymbol{\theta} = \cos^{-1}(\frac{H}{T^{max}})$……..……...(I.4)

$\theta = \cos^{-1}\left(\frac{237}{260}\right) = 24.28°$

On prend **:$\boldsymbol{\theta = 24.3°}$**

- **Etude de câble de rive :**

L'inclinaison de câble au niveau de la pile :

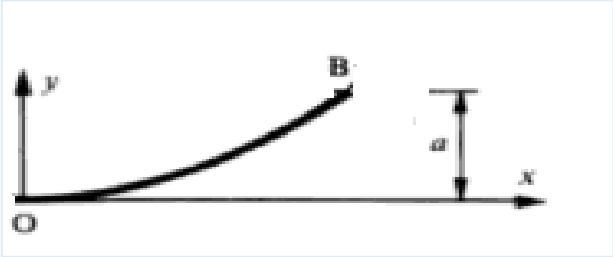


Figure I.12.Câble de rive.

On écrit l'équation de câble qui est sous la forme d'une parabole :

$\boldsymbol{y = a'x^2 + bx + c}$……..……...……...(I.5)

$\boldsymbol{y' = a'x^2 + b}$……..……...……..……...(I.6)

On a les conditions aux limites suivantes :

Pour : $x = 0 \Longrightarrow y = 0 \Longrightarrow c = 0$; $x = 0 \Longrightarrow y' = b = tg(19.7) \Longrightarrow b = 0.35$

Et pour : $x = \frac{L}{2} = 343\ m \Longrightarrow y = 152 = 343^2 a' + 343b \Longrightarrow a' = 2.48 * 10^{-4}$

On aura : $\boldsymbol{y = 2.48 * 10^{-4}x^2 + 0.35x}$……..……...(I.7)

Donc : $\boldsymbol{y'(x = 343m) = tg(\beta)} = 2.48 * 10^{-4} * 3.43 + 0.5$

On obtient : $\boldsymbol{\beta = 27.4°}$

<u>La tension maximale du câble de rive en berge</u> :

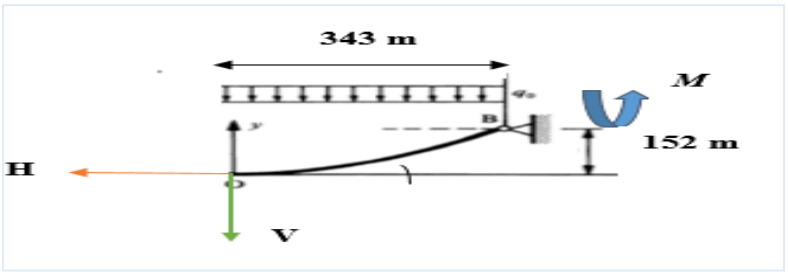


Figure I.13.L'équilibre de câble de rive.

Pour calculer la tension maximale du câble de rive en berge il suffit de calculer :

$$\sum \mathbf{M/B = 0} \Longrightarrow -H * 152 + 165 * 10^{-3} * \left(\frac{343}{2}\right)^2 + V * 343 = \mathbf{0} \text{.....(I.8)}$$

Et on a :

$$\boldsymbol{V} = T * sin\,(19.7) \text{.....(I.9)}$$

$$\boldsymbol{H} = T * cos\,(19.7) \text{.....(I.10)}$$

Donc on aura :

$$\boldsymbol{T} * (\boldsymbol{sin}(19.7) * 343 - \boldsymbol{cos}(19.7) * 152) + 165 * 10^{-3} * \left(\frac{343}{2}\right)^2 = \mathbf{0} \text{.....(I.11)}$$

Et on obtient à la fin :$\boldsymbol{T = 353.2MN}$

<u>Poids d'ancrage</u> :

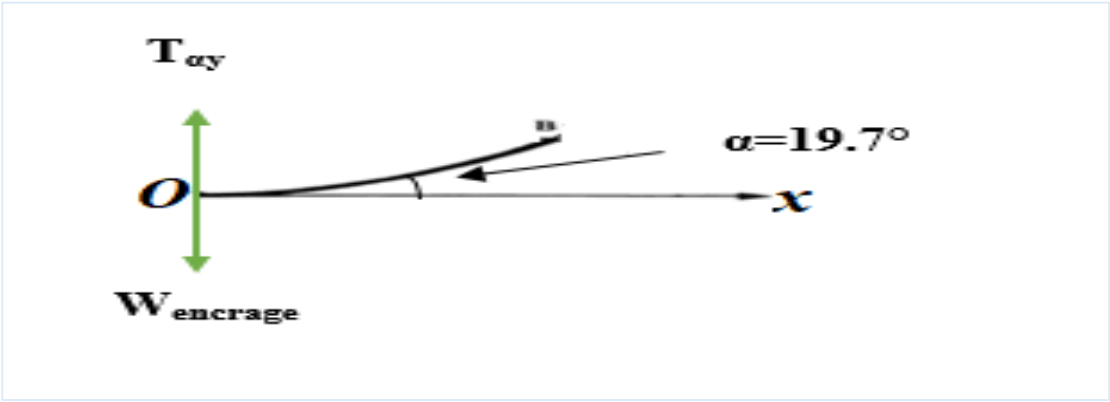


Figure I.14. L'équilibre vertical de câble de rive au niveau de point d'encrage.

$$\sum F_y = 0 \Longrightarrow T_{\alpha y} - W_{ancrage} = 0 \text{.....(I.12)}$$

$$W_{ancrage} = T_{\alpha y} = T * sin(\alpha) \text{.....(I.13)}$$

$$W_{ancrage} = 353.2 * sin(19.7) \text{.....(I.14)}$$

$$\Longrightarrow \boldsymbol{W_{ancrage=}119,06\ MN}$$

On prend : $\boldsymbol{W_{ancrage=}119MN}$

Donc :

-Le massif d'ancrage doit peser plus de 119 MN pour éviter le soulèvement.

-Le poids réel de chaque massif d'ancrage est de 534 MN pour empêcher le soulèvement et le glissement.

- Le rapport entre la masse calculée et la masse réelle: $\gamma \frac{W_{cal}}{W_{réel}}$……..……...(I.15)

$$\boldsymbol{\gamma = \frac{119}{534} = 0.22}$$

I.5.3 .Etude dynamique

Dans cette partie on va estimer la magnitude maximale du séisme qui peut causer le soulèvement de ce massif d'ancrage.

- **La force sismique maximale**

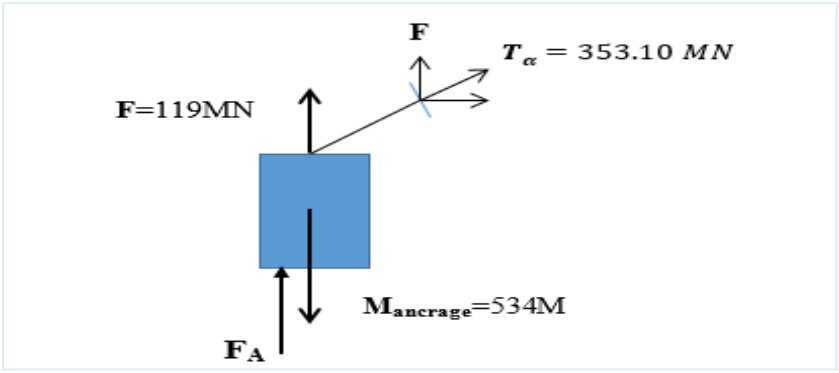


Figure I.15.Les forces agissant sur le massif d'ancrage.

.On applique :

$\sum \boldsymbol{F_y} = 0 \Longrightarrow F_A - M_{ancrage} + F = 0$……...(I.16)

Et on aura :

$$\Longrightarrow \boldsymbol{F_A = 415MN}.$$

- **L'accélération maximale**

$\boldsymbol{a^{max}} = \frac{\boldsymbol{F_A}}{m}$……...(I.17)

$$\boldsymbol{a^{max}} = \frac{415}{119} * 0.1 = \boldsymbol{0.35g}\ \left(\frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{s^2}}\right).$$

- **Magnitude de séisme**

La magnitude d'un tremblement de terre mesure l'énergie libérée lors d'un séisme et elle est donnée par la formule empirique suivante :

$$\boldsymbol{M_L} = \log(A) - \log(A_0) + C\log(\Delta) \text{.....(I.18).}$$

Où :

A : représente l'amplitude maximale mesurée sur le sismogramme ;

A_0 : est une amplitude de référence correspondant à un séisme de magnitude 0 à 100km ;

Δ : est la distance épicentrale (km) ;

C :est une constante de calibration.

On peut aussi déterminer la magnitude d'un séisme ainsi sa durée à travers le tableau suivant :

Tableau I.1.L'accélération maximale et la durée de la phase de forte secousse pour différentes magnitudes de séisme

Magnitude	Accélération maximale (%g)	Durée (s)
5	9	2
5.5	15	6
6	22	12
6.5	29	18
7	37	24
7.5	45	30
8	50	34
8.5	50	37

Sachant que : $\boldsymbol{a^{max}} = 0.35g\ \left(\frac{m}{s^2}\right)$.

Donc d'après le tableau précédant :

- la magnitude maximale $\boldsymbol{M^{max}} = \mathbf{6.9}$;
- la durée de la phase de forte secousse **t = 24 s**.

I.6.CONCLUSION

Le Master est la voie qui mène l'étudiant vers la recherche et à l'insertion professionnelle de haut niveau. Il laisse une large place à l'approfondissement théorique notamment autour de la rédaction.

Cette modeste revue bibliographique nous a permis de toucher plusieurs notions de sismologie, d'estimer la portance de chaque massif d'encrage du pont de Golden Gate pour l'empêcher de se soulever et glisser vis-à-vis de la faille de San Andreas , la relation entre l'accélération maximale et la magnitude d'un séisme ainsi que sa durée de la phase de forte secousse.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 .INTRODUCTION

Dans le domaine des travaux publics, avant d'entamer la conception d'un ouvrage qui permet de franchir un obstacle donné, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site. Et cette dernière fera l'objet de ce chapitre.

II.2 .PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.2.1.Objectif et situation du projet

L'ouvrage qui constitue l'objet de notre étude se situe entre le PK 00+326.52 au PK00+441.52 dans le qu'elle il existe deux ponts jumeaux d'une longueur de 115m, on se contente à étudier l'ouvrage allant de Guelma vers Constantine. Cet ouvrage est une partié intégrante dans le projet de réalisation de la pénétrante reliant Guelma à l'autoroute Est-Ouest sur 35.7 km.



Figure I.1.Implantation du projet sur googlemaps

II.2.2 . L'obstacle à franchir.

L'ouvrage passe au-dessus d'une nouvelle route inscrite dans le projet de réalisation de la pénétrante (axe 4).

II.3 . LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Lesdonnées fonctionelles

II.3.1.1 .Tracé en plan

l'alignement en plan donne la définition géometrique du tracé en plan et il est comme se suit :

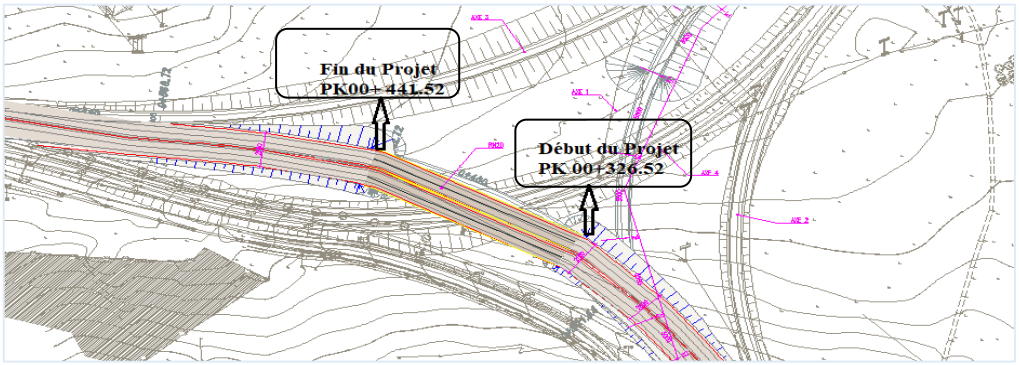


Figure I.2Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2 Profil en long

Longitudinalement ,le tracé de la voie routiére présente deux pentes de 2.31 % vers Guelma et 3.7% vers Constantine

La vue en elevation qui montre le profil en long est présentée dans la figure suivnate :

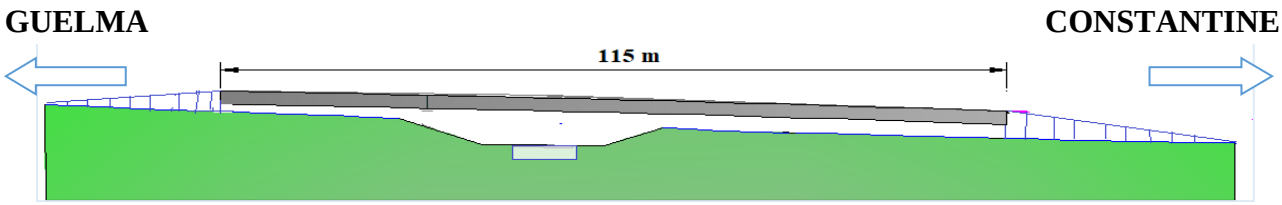


Figure I.3. Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers de notre projet est défini comme se suit :

Tableau I.1.Les caractéristiques de profil en travers

Largeur totale (m)	11.4
Largeur roulable (m)	10
Largeur des 2 trottoirs chacun (m)	0.7
Divers	5%

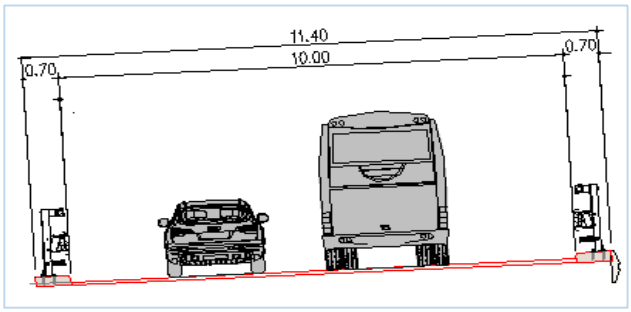


Figure I.4.Profil en travers de la voie portée.

II.3.1.4 Gabarit

L'ouvrage franchit une voie routière ce qui conduit à un gabarit minimum à respecter est environ 5.3 m

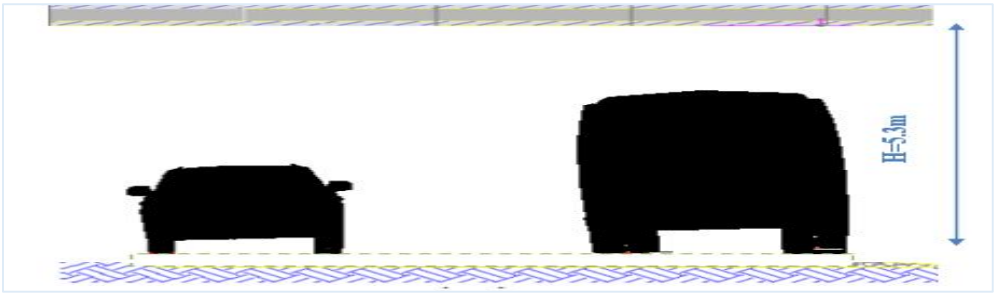


Figure I.5. Gabarit minimum à respecter.

II.3.2.Les données naturelles

II.3.2.1 Topographie du site

Le terrain présente une topographie en pente d'après l'analyse du levé topographique.

II.3.2.2 Géotechnique

Les études géotechniques ont pour principal objet l'identification et la caractérisation des couches constituant le dépôt de sol supportant l'ouvrage à construire, notamment la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

- **Essais in situ**

L'étude de sol du terrain destiné à recevoir cet ouvrage est réalisée par le Laboratoire Travaux Publics Est LTP-EST comme suit :

-(07) sept sondages carottés de 30m de profondeur.

-(04) quatre forages pressiométriques de 30m de profondeur.

La zone où se situe l'ouvrage traverses des terrains dont le sol :

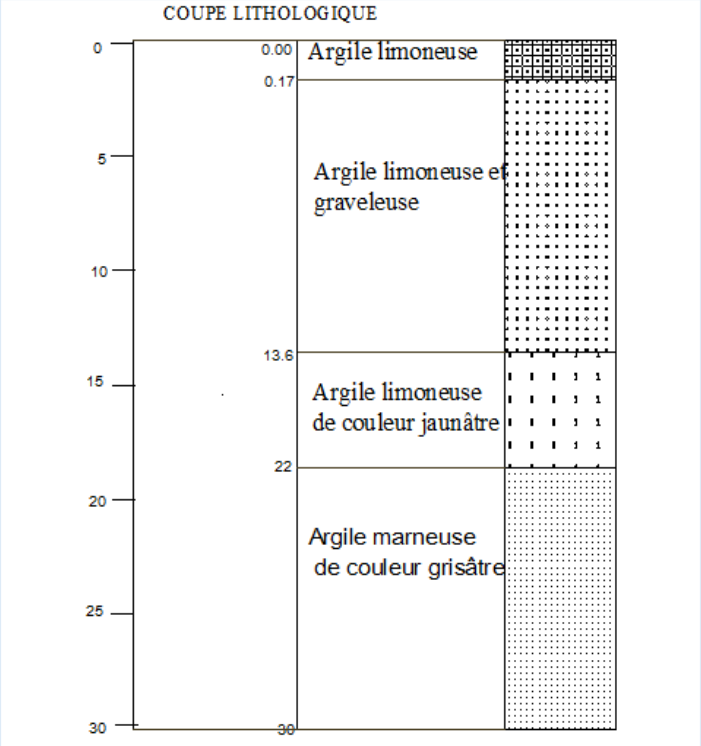


Figure II.6. Coupe géologique.

- **Essais de laboratoire**

  Les échantillons prélevés de terrain à examiner ont subi à des diverses analyses au laboratoire, en particulier :

- Densité sèche **ϒd t/m^3)** ;
- Teneur en eau **W %**;
- Densité humide **ϒh t/m^3** ;
- Analyse granulométrique ;
- Limites d'Atterberg ;
- Indice de consistance **IC**= (W_l- W_n)/ I_p ;
- Bleu de méthylène ;
- Essais mécaniques (Essai de cisaillement, Essai de compression à l'œdomètre et essais de gonflement libre) ;

-Analyse chimique (teneur en carbonates, teneur en insolubles, teneur en gypse et

l'agressivité).

II.3.2.3 Sismicité de site

La conception des ouvrages d'art nécessite une définition préalable de la sismicité de site ainsi que la classe de pont à fin de définir le coefficient d'accélération sismique de sol A.

Dans notre projet, la région d'implantation de l'ouvrage est située dans une zone de sismicité moyenne (Zone IIa) 2008) et il est classé dans le groupe d'usage 2 (pont important) selon le Règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (**RPOA 2008**)

D'où : A = 0.2 g selon le **RPOA 2008**

II.3. 3 Données climatiques

.La température

Les effets de température doivent être pris en compte dans le calcul. Surtout au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui. La température annuelle de Guelma est caractérisée par un gradient thermique de 17.8°.

II.3. 3.2 .Le vent

Le vent est une pression horizontale statique exercée et appliquée aux surfaces frappées, ses actions sont fixées par l'actuel règlement des charges(**RCPR2010**).

II.3. 3.3 .La neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul.

II.3. 3.4 .L'humidité

L'humidité joue le rôle du milieu électrolytique au voisinage de l'armature est donc un paramètre déterminant dans le processus de corrosion.

Pour la région de Guelma l'humidité ambiante varie entre 45 et 80%

II.4 .CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté les déférentes données relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir démarrer la conception de l'ouvrage toute en respectant ces paramètres.

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1 .INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère y sont intégrées, ainsi que les avancées technologiques en termes de matériaux, de méthodes de construction, de création et de moyens de calcul. De façon générale, la démarche de conception d'un pont comprend trois étapes :

-Le recueil de données fonctionnelles et naturelles ;

-Le choix d'une structure répondant aux exigences ;

- L'étude de détail de la solution retenue.

Le choix du type d'ouvrage est lié aux éléments principaux suivants :

-Profil en long de la chaussée ;

-Position possible pour les appuis ;

-La nature du terrain ;

-Le gabarit à respecter ;

-Débit de crue centennale ;

-Les ouvertures à réserver.

-Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.2 .LE CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. L'examen de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent en première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

A partir de la ligne rouge du profil en long la brèche est de 115 m et hauteur libre max 5,3 m, l'ouvrage franchit une route et il situe dans une zone de forte humidité cela nous permet d'exclure :

❖ Les ponts dalles constituent une solution viable pour le franchissement des brèches de longueur varient de 15 m à 60 m avec des portées unitaires maximales de 25 m environ ce qui rendre leurs réalisation impossible dans notre cas.

❖ Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension que leur portée est limitée à environ 30 m ou par post-tension que sont souvent très économiques pour des portées comprises entre 30 et 50 m à cause de présence d'un obstacle (route) en dessous de l'ouvrage donc quelques soit la longueur de la portée choisie une pile ou plus sera implanté sur la route.

- La forte humidité de l'environnement élimine la réalisation des ponts mixtes qui favorise le phénomène de la corrosion et qui nécessitent un entretien périodique donc un cout très élevé.

En conclusion, un seul type d'ouvrage peut être envisagé est :

Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

III.3 PRESENTATION DE LA VARIANTE RETENUE

Un pont en voussoirs est un pont en béton précontraint. La méthode de réalisation de ce type d'ouvrage consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles après l'exécution d'un tronçon (ou voussoir), les câbles de précontrainte achèvent en son extrémité et sont mis en tension. Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection des tronçons suivants.

III.4 .CONCEPTION DE LA VARIANTE

Pour la conception longitudinale de notre variante on propose une travée principale de 55m de longueur et deux travées de rives de 30 m de longueur qui résulte une longueur totale de 115m.

On adapte aussi un tablier de hauteur constante car les portées sont inférieures à 65m avec des hauteurs de piles modérées qui rendre le tablier à hauteur constante plus économique qu'un tablier à hauteur variable.

III.4.1 .Découpage des voussoirs

Cela dépend des moyens de transport disposé par les entreprises de réalisation et de transport, on distingue 3 types de voussoirs :

- Voussoirs sur pile avec une longueur de 2.1 m.
- Voussoirs courants avec une longueur de 2.3 m.
- Voussoirs de clavage avec une longueur de 2.3 m.

En utilisant le découpage précèdent on obtient un nombre total de voussoirs : **N= 53.**

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

III.4.2 .Conception transversale

❖ **Pré-dimensionnement de la section de voussoir**

Le pré dimensionnement des caissons se fait à l'aide du document SETRA (Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003).

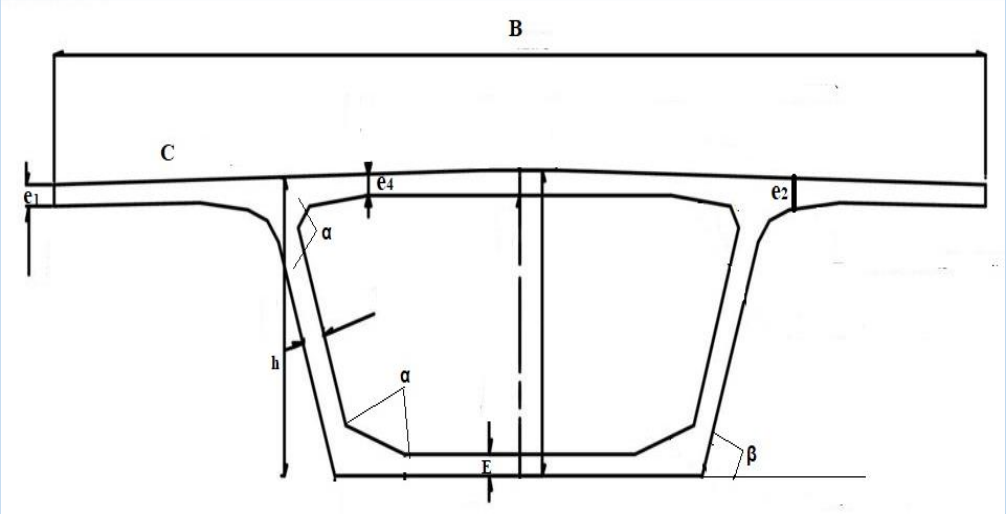


Figure III.1. Notations des dimensions d'un voussoir.

Tableau III.1.Valeurs des dimensions des différentes composantes de voussoir.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir	L/25 < h <L/20	230 cm
Largeur de voussoir	B	1140 cm
C	B/4	285 cm
D	B-2C	570 cm
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	20 cm
e_2	C/8 ≤ e2 ≤ C/7	34cm
e_3	e3 > e2 - 10 cm et e3 > 1,5 e4	40 cm
e_4	D/30 ≤ e4 ≤ D/25	25cm
Inclinaison de l'âme	10% ≤ β ≤ 30%	10%
E_a	$E_a \geq 0{,}26 + L/500$	40 cm
E	E ≥ (18cm, 3φ, E_a/3)	40 cm
Gossier supérieur	30° < α < 45°	40°
Gossier inférieur	30° < α < 45°	30°

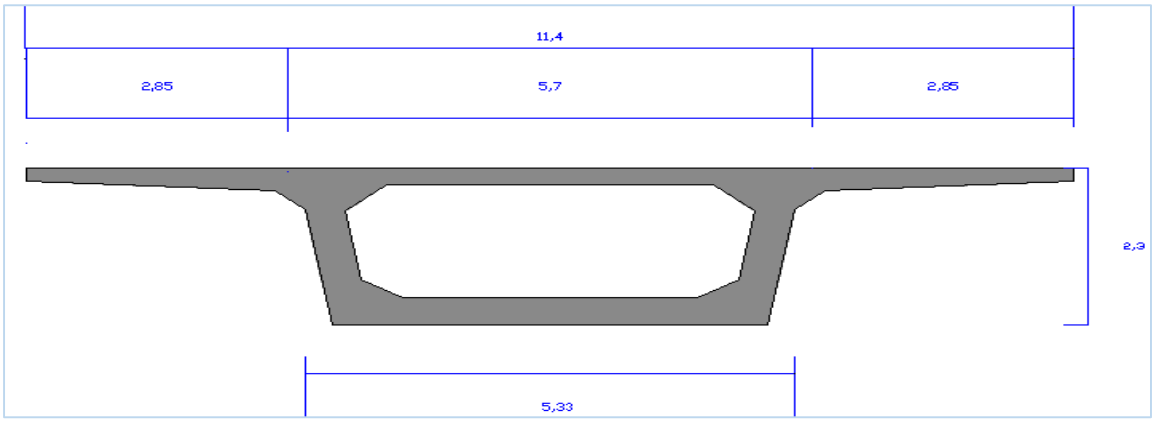


Figure III.2. Dimensions d'un voussoir courant.

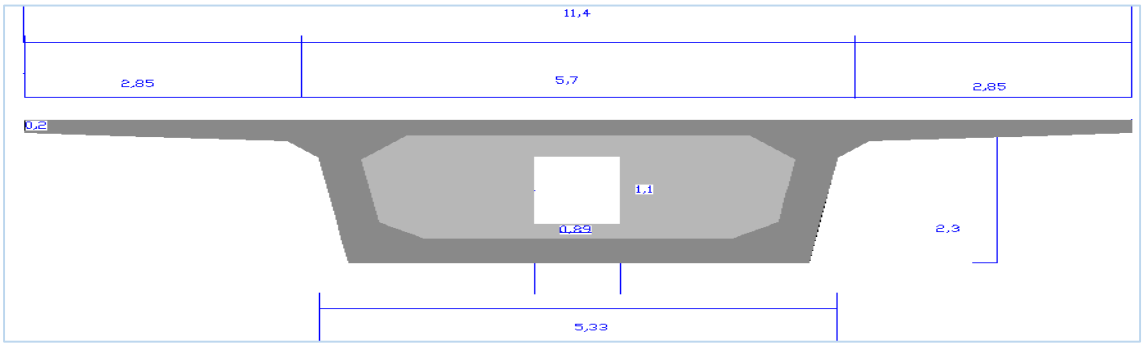


Figure III.3. Dimensions d'un voussoir sur pile.

III.5 .CONCLUSION

Ce chapitre était consacré sur le pré dimensionnement de la variante qu'on a choisi en prenant compte des obstacles franchis de délai d'exécution et le plus important aspect économique.

CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

IV.1 .INTRODUCTION

Le pont doit satisfaire sa fonction porteuse en termes de confort et de résistance durant tout le long de sa durée de vie, pour cela on doit vérifier son dimensionnement afin qu'il soit capable de supporter l'ensemble des actions appliqués.

Le présent chapitre est consacré à la définition les charges et les surcharges routières qui sollicites notre ouvrage ainsi que les différentes matériaux de construction de l'ouvrage.

IV.2 .NORMES ET REGLES DE CALCUL

La dimension de notre ouvrage sera effectuée conformément aux règles appliquées en Algérie :

- Règles **B.A.E.L 91 modifiées 99 :** règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Règles **B.P.E.L 9 :** règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites.
- **RCPR :** règles définissant charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- **RPOA 2008 :** règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'ars.
- **Fascicule 62- Titre 5 -**règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Document **SETRA :** service étude technique des routes et autoroutes

IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1BETON

❖ **Caractéristiques mécanique du béton et le dosage**

<u>Pour la superstructure</u> :

-le dosage de ciment est de l'ordre de **380 kg/m^3**.

-résistance caractéristique à la compression **fc_{28}=45MPa**

-résistance caractéristique à la traction **ft_{28}=3.3MPa**

<u>Pour l'infrastructure</u> :

- le dosage de ciment est de l'ordre de **330 kg/m^3**.

-résistance caractéristique à la compression **fc_{28}=27MPa**

-résistance caractéristique à la traction **ft_{28}=2.22MPa**

❖ **Contrainte ultime de compression**

f_{bu} =0.85$fcj/\theta.\gamma_b$)…….....……. (IV.1)

γ_b : 1.5 Situation durable.

1.15 Situation accidentelle.

θ=1 : la durée probable d'application de la combinaison d'action est supérieure à 24heures

❖ **Contraint limite de service**

f_{bc}=0.6 x $f_{c28)}$……..……. (IV.2)

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

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu}**(MPA)**	γ_b=1,5	25,5	15 ,3
		γ_b=1,15	32,26	19,95
ELS	f_{bc}**(MPa)**		27	16.2

❖ **Déformation longitudinale du béton**

Le module de déformation longitudinale pour le béton '**E_{ij}**' défini par les règles B.A.E.L est considéré comme ce suit :

- Module de déformation instantané (< 24 heures) : $\mathbf{E_{ij}= 11000x \sqrt[3]{f_{cj}}}$
- Module de déformation différé (longue durée) :$\mathbf{E_{ij}= 3700\ x \sqrt[3]{f_{cj}}}$

❖ **Coefficient de poisson**

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{Zone fissurée} \\ 0.2 & \text{Zone non fissurée} \end{cases}$$

IV.3.2 ARMATURES

La réalisation des ouvrages en béton précontraint nécessite l'utilisation de deux types d'aciers de natures différentes.

❖ **Armatures passives**

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

- ✓ La limite d'élasticité : $\mathbf{f_e= 500\ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité :$\mathbf{E_s= 200\ GPa}$

❖ **Armatures de précontrainte**

Les armatures de précontraintes sont **15T15super TBR (**très basse relaxation)

- ✓ Nombre de torons par câble : **15**
- ✓ Diamètre nominale : **15 ,7mm**
- ✓ Section transversale : **150mm²**
- ✓ La contrainte garantie de rupture d'un toron :$\mathbf{f_{prg}=1860\ MPa}$
- ✓ la contrainte à la limite conventionnelle d'élasticité $\mathbf{f_{peg}=1640\ MPa}$
- ✓ module de déformation longitudinale $\mathbf{E_p= 195GPa}$
- ✓ le coefficient de frottement : $\mathbf{f= 0.19\ rad^{-1}}$
- ✓ le coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures : **ρ= 3%**
- ✓ la tension à l'origine : σ_{p0} **= min (0,8fprg ; 0,9fpeg)**
  σ_{p0} **= min (1488 ; 1476) = 1476MPa**

❖ **Contrainte admissible de traction**

Tableau IV.2. Contraintes admissibles de traction des aciers

Fissuration	Contrainte limite (MPa)			superstructure	infrastructure
Peu nuisible	σ_s	$\frac{f_e}{\gamma_s}$	s-durable ou transitoire γ_s=1.15	434,78	434,78
			s-accidentelle γ_s=1	500	500
Préjudiciable		$\max\{{}^1/_2 \times fe, 110\sqrt{n \times f_{tj}}\}$;n=1 ,6		252 ,76	250
Très préjudiciable		$\max\{0.4 \times fe, 88\sqrt{n \times f_{tj}}\}$;n=1 ,6		202 ,2	200

❖ **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.

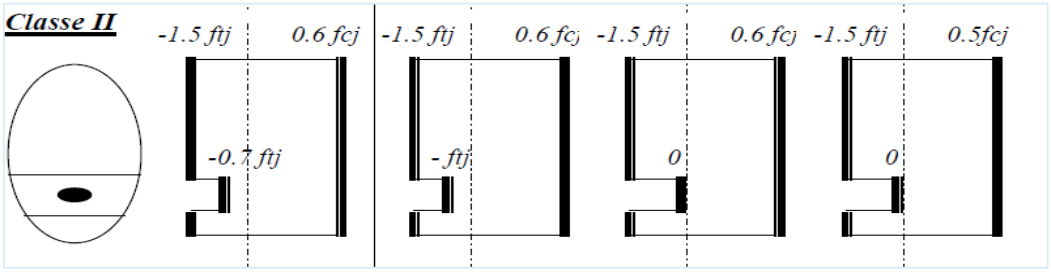


Figure IV.1. Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4 EVALUATION DES ACTIONS

IV.4.1 .Les actions hors trafic

IV.4.1.1 Les actions permanentes

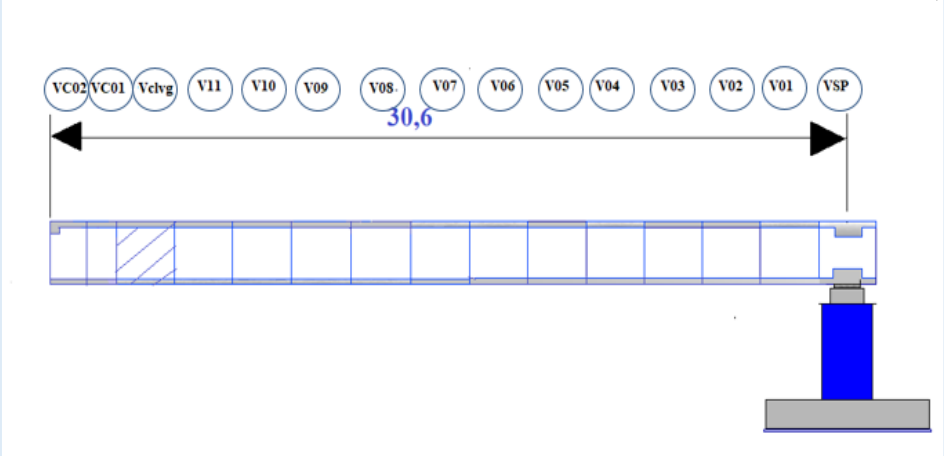


Figure IV.2.Découpage et numérotation des voussoirs.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.3. Estimation du poids total des voussoirs.

N ° VOUSSOIRS		L_v(m)	S (m^2)	Poids (KN)	Nbr de voussoir	Poids × Nbr (KN)
VSP		1	12.53	313.25	2	626.5
		1.1	6.73	185.08	2	370.16
$V_{courant}$		2.3	6.73	386.97	44	17026.68
VSC		2.3	6.73	386.97	3	1160.91
$V_{culée}$	Vc01	0.3	6.73	50.475	2	100.95
	Vc02	0.55	6.73	92.5375	2	185.075
		1.1	12.53	344.575	2	689.15

Tableau IV.4. Estimation du poids Total de l'ouvrage.

Eléments	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m)	Poids (KN)
Trottoirs	25	8.75	1016.75
Revêtements en BB	24	19.2	2231.04
Parapet	_	0.5x2	116.2
Corniche	25	4.65	540.33
Garde de corps	_	1.5x2	348.6
Chape d'étanchéité	24	0.96	111.55
Poids CCP	-	37.56	4364.472
Poids Total	20159,43KN		
Poids Total+CCP	24523.902KN		

IV.4.1.2 Actions thermiques

L'ouvrage considéré est situé dans une zone de climat tempéré (Algérie du nord), les effets de la température one été calculés conformément à la norme de référence et les valeurs adoptées sont reprises ci-après **:**

Température maximale de l'air T_{max}**= 40 °C**et température minimale de l'air T_{min}**= -25°C**

Selon le **tableau 3.2** ***- RCPR** dont le gradient thermique qui résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de coute durée de la structure porteuse ΔT **= ± 7 °C.**

IV.4.2 Les actions dues aux trafics

IV.4.2.1 Système de charge à prendre en considération

Les surcharges considérées pour le dimensionnent sont les suivantes :

- Système de charge routière type A(l).
- Système de charge routière type B (Bc, Bt).
- Système de charge militaire Mc120.
- Système exceptionnel D240.

IV.4.2.2 Caractéristiques du pont

- **Largeur roulable**

La largeur roulable signifie la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures.

- **Largeur chargeable**

La largeur chargeable se déduit de la largeur rouable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue.

Tableau IV.5. Caractéristiques du pont.

Largeur roulable (m)	10
Largeur chargeable (m)	9
Nombre de voie	3
Largeur de la voie (m)	3

- **Classe de pont**

Tableau IV.6. Les classes des ponts routes.

Classe du pont	**Largeur**
1^{iere}Classe	**Lr ≥ 7**
2eme Classe	5,50 m <Lr< 7
3eme Classe	Lr ≤ 5,50

- **Cas de charges**

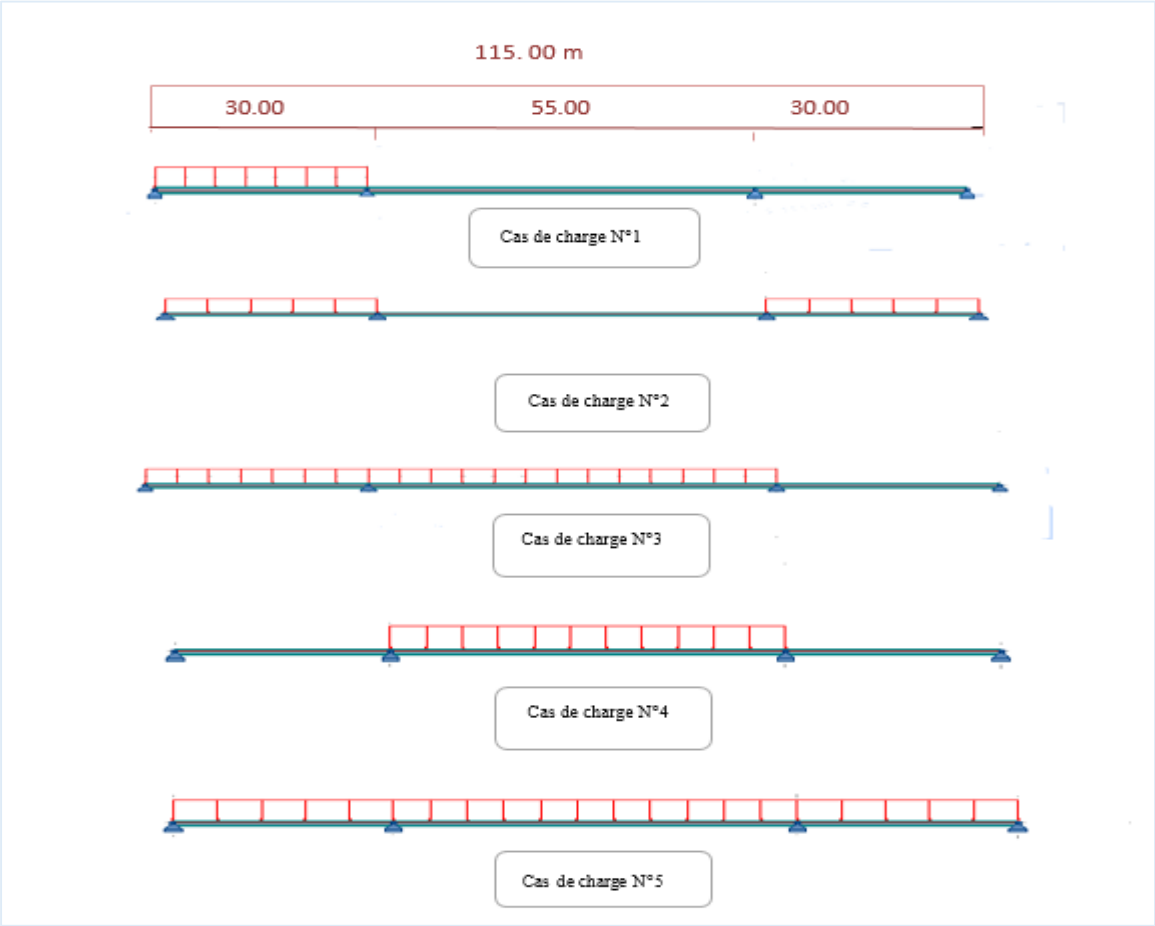


Figure IV.3.Les cas de charges possibles.

IV.4.2.3 Système de charge A

La valeur de A(l) est donnée par la formule :

$$\mathbf{A(l)=2{,}30+\frac{360}{L+12}\ ;\ A_1=\max\left\{\begin{matrix} a_1 A(L) \\ 0.4-0.0002L \end{matrix}\right.(KN/m^2)} \quad \text{..... (IV.3)}$$

Avec **L**=longueur chargé du tablier en **(m).**

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients $\mathbf{a_1}$ du tableau :

Tableau IV.7.Valeurs de coefficient a_1.

Nombre de voies		**1**	**2**	**3**	**4**	**>5**
Classe de pont	**Première**	1	1	0,9	0,75	0 ,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

La charge A_1 obtenue est multipliée par coefficient $\mathbf{a_2}=\frac{\mathbf{v_0}}{\mathbf{v}}$

vétant la largeur d'une voie et $\mathbf{v_0}$ **= 3,50 m**(classe du pont : première classe).

Donc nous aurons : $\mathbf{a_2}=\frac{3.5}{3}=\mathbf{1.17}$

Tableau IV.8.Valeurs de A(l) pour les différents cas possibles.

Cas de charge	L (m)	A(l) (KN/m²)	A(l) en fonction de n° de voies chargées (KN/ml)		
			1Voie	2 Voies	3 voies
Cas1	30	10,87	38.15	76,31	103.01
Cas2	55	7,67	26,92	53,84	72.69
Cas3	60	7,3	25,62	51,25	69.18
Cas4	85	6,01	21,09	42,19	56.96
Cas5	115	5,13	18,00	36.01	48.61

IV.4.2.4 Système de charge B

Le système de charge B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- ✓ Le système **Bc** qui compose de camions de types 300KN
- ✓ Le système **Bt** qui compose de groupes de deux essieux de 160KN chacun (tandems 320KN)

❖ **Système de charge B_C**

Le système de charge B_c réponds aux caractéristiques mentionnées dans la suivante

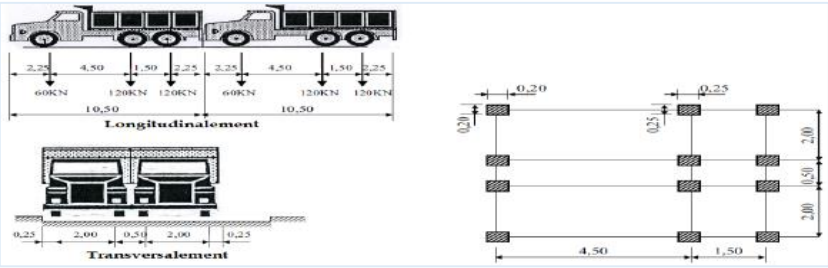


Figure IV.4. Système de chargement Bc.

Et en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système $\mathbf{B_C}$ prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_c}$ donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.9.Valeurs de bc.

		Nombre de voies chargées				
		1	2	3	4	5
Classe du pont	Première	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	Deuxième	1	1	-	-	-
	Troisième	1	0,8	-	-	-

❖ **Système de charge Bt**

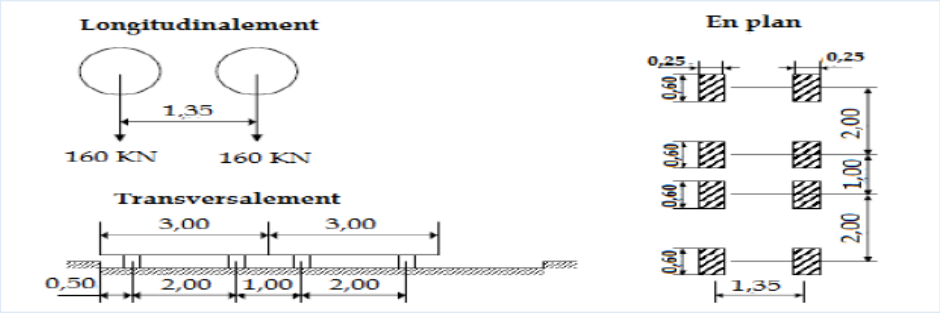


Figure IV.5. Système de charge Bt.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système **Bt** prise en compte est multipliée par le coefficient $\mathbf{b_t}$ donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.10. Valeurs de bt

Classe du pont	Bt
Première	1,2
Deuxième	1

IV.4.2.5 Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

$$\boldsymbol{\delta} = 1 + \frac{0,6}{1+4\times\frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1+0,2\times L} \qquad \text{(IV. 4)}$$

Avec :

L : longueur de l ‘élément exprimé en mètres ;

G : sa charge permanente ;

S =B*bc : sa charge B maximale.

Tableau IV.11. Valeurs de B en fonction de nombre de voies chargées.

	Nombre de voies chargées		
	1	2	3
Chargement B_C	600	1200	1800
Chargement B_t	320	640	-

Tableau IV.1. Valeurs de coefficient de majoration dynamique pour Bc et Bt

Système de chargement	δ
Bc	1.094
Bt	1.074

IV.4.2.6 Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc. sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **Système de charge Bc**

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

- **Système de charge A**

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A.S}{20 + 0.0035.S} \quad ; \boldsymbol{F_{max-3voies} = 224,77\ KN}$$

IV.4.2.7 Charges militaires : convoie MC120

Un véhicule de type Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques mentionnées dans la figure à droite,il est multiplié par le coefficient **δ** qui est égal **1.081.**

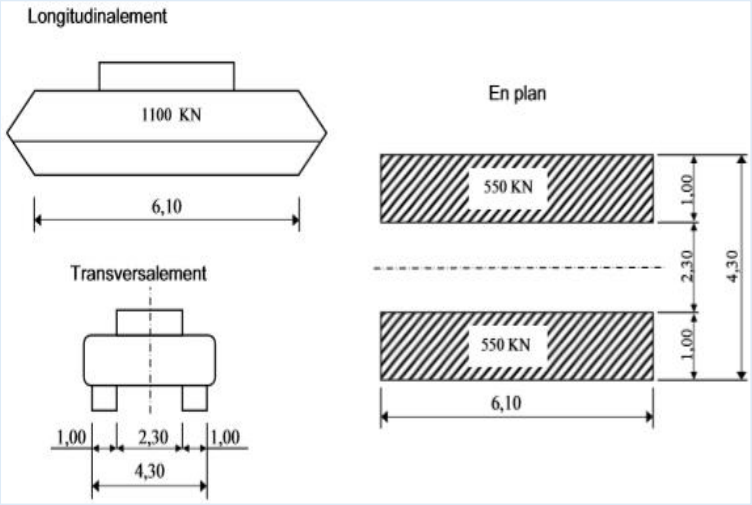


Figure IV.6.Système de charge Mc 120

IV.4.2.8 .Charges exceptionnelles : D240

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

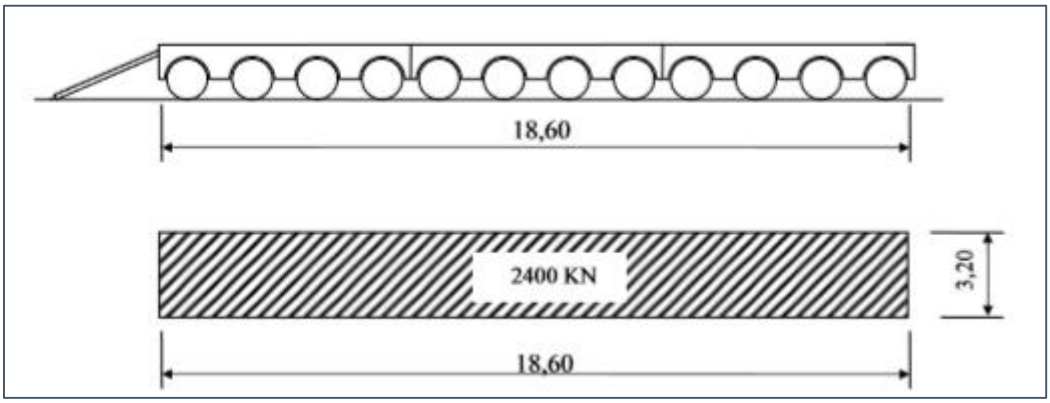


Figure IV.7. Système de charge D240

Ce type répond aux règles d'application suivantes :

-La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé avec :

p =2400 KN soit : $P=\frac{\mathbf{p}}{\mathbf{L}}=\frac{2400}{18.6}$=129KN/m.

IV.4.2.9 Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1,5 KN/m2 réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

P_t= 1.5*2*0.7 = 2.1 KN/ml.

IV.5 .CONCLUSION

L'objectif essentiel de ce chapitre était de définir les différents types de charges sollicitant réellement notre ouvrage établi par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, l'objet de ces derniers est la bonne conception et exécution des ponts.

ETUDE LONGITUDINALE

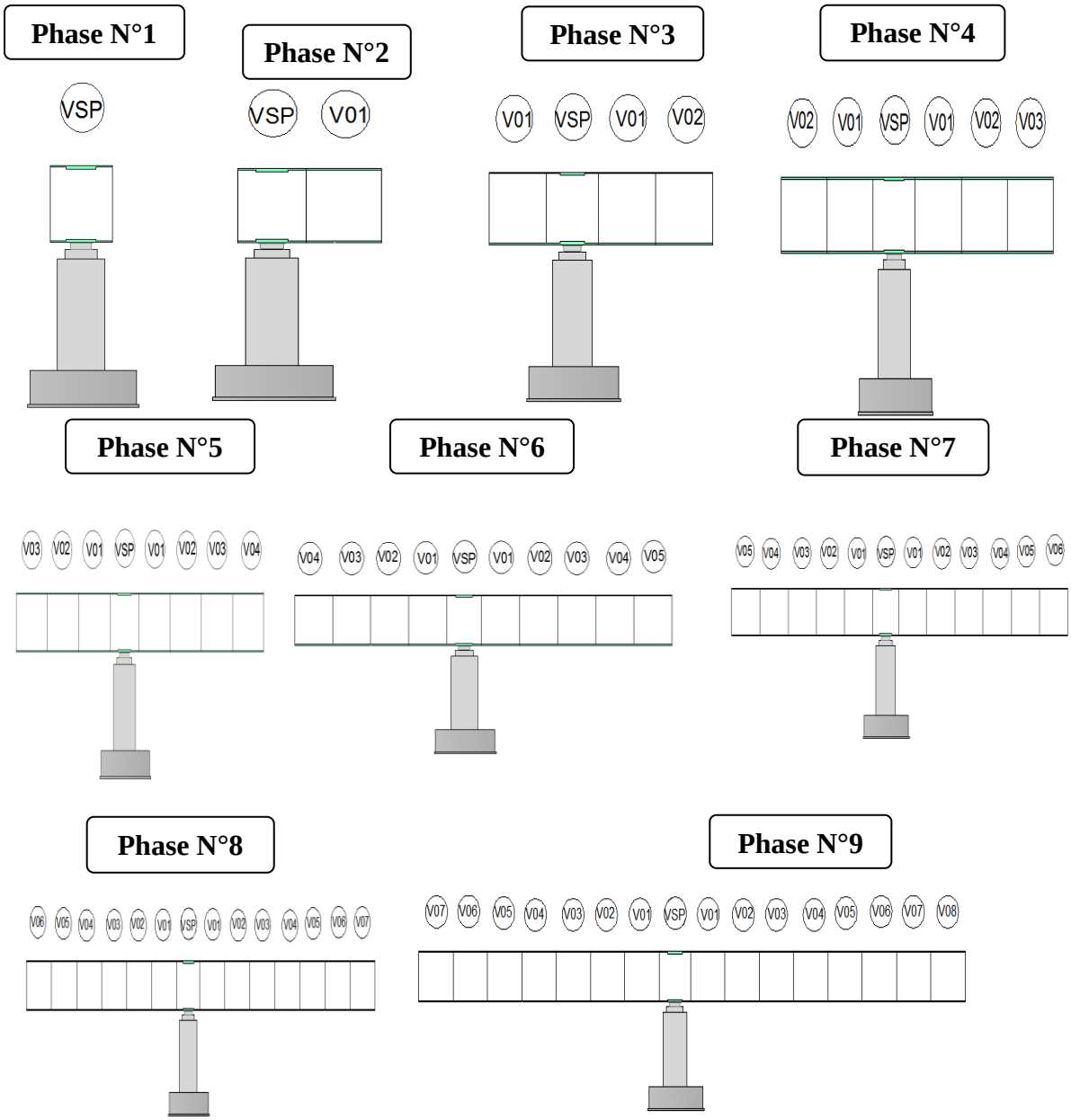
V.1. INTRODUCTION

La particularité des ponts en encorbellement successifs c'est qu'ils sont calculés en phase de construction ainsi en phase de service pour assurer la stabilité des fléaux. La justification de cette stabilité doit être vérifiée vis-à-vis :

- L'état limite ultime d'équilibre statique : pour assurer la stabilité des fléaux sur pile
- L'état limite ultime de résistance : pour assurer la stabilité des éléments sollicités au cours de réalisation

V.2 .STABILITE DE FLEEAU EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1 .Les Phases de construction d'un fléau



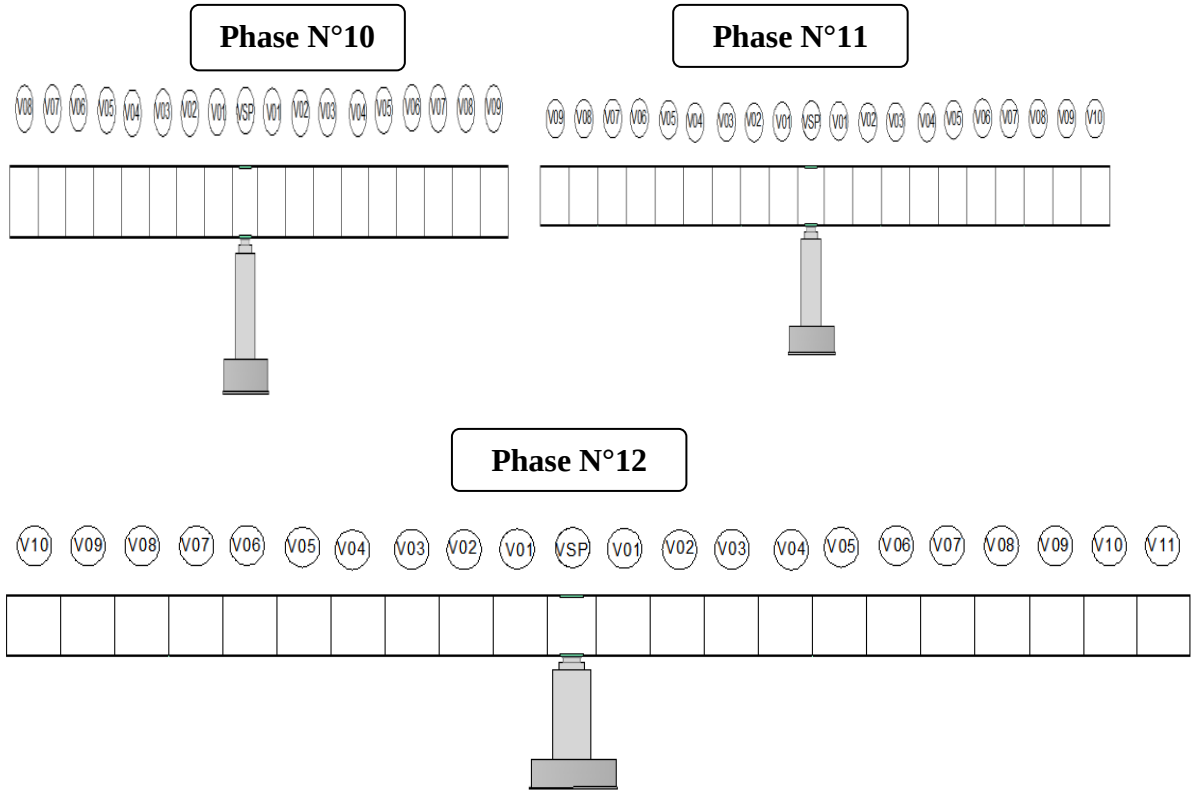


Figure V.1 cheminement de la réalisation d'un fléau

V.2.2 .Les charges à prendre en compte

V.2.2.1 .Poids propre du fléau

Le poids des demi –fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2% (G_{max}), alors que le poids de son symétrie est minoré de 2% (G_{min})

V.2.2.2 Charge de chantier aléatoire

Dans les calculs, on prendra en compte ces types de charges correspondant aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier, aux personnels, pour couvrir ces charges de chantier inconnues on utilise :

-Une charge répartie de **200N /m²**sur un demi-fléau :**Q_{PRA1}=2 ,28KN /ml**

-Une charge concentré de (50+5b) appliqué à l'extrémité du dernier voussoir : **Q_{PRA2}=107KN**

V.2.2.3 Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose **F_A** est prise en Compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 Afin d'envisager la situation l plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la possède de la dernière paire de voussoir **F_A= 394,74 K N**

V.2.3 Combinaisons d'actions

Selon le document **Setra,** nous avons deux Types de combinaisons à prendre :

V.2.3.1 Combinaisons en situation temporaire (type A)

- Combinaison A1 : 1,1 (G_{max}+G_{min}) + 1,25(Qpra1+Qpra2)
- Combinaison A2 : 0,9(G_{max}+G_{min}) +1,25(Qpra1+Qpra2)

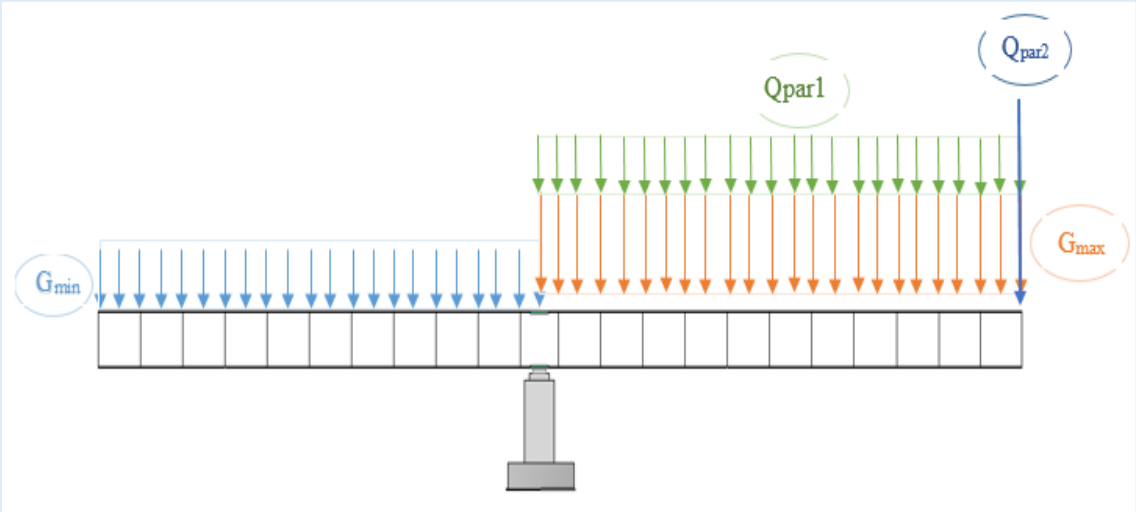


Figure V.2. Situation temporaire de construction à considérer

V.2.3.2 Combinaisons accidentelles de construction (type B)

- Combinaison B1 : 1,1 (G_{max}+G_{min}) + F_A+ (Qpra1+Qpra2)
- Combinaison B2 : 0,9(G_{max}+G_{min}) +F_A+ (Qpra1+Qpra2)

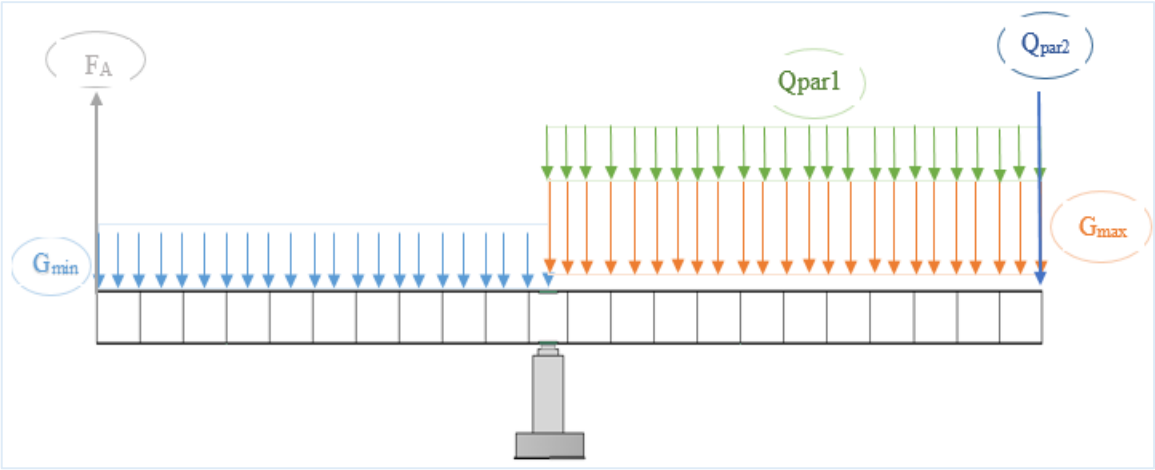


Figure V.3. Situation accidentelle de construction à considérer.

V.2.4 .Evaluation des efforts

Les résultats suivants obtenus à l'aide du logiciel du calcul **Robot Structural Analysis Professional 2009**

Tableau V.1. Evaluation des efforts en situation temporaire et accidentelle.

Voussoir	Combinaison A1		Combinaison A2		Combinaison B1		Combinaison A2	
	M (KN.m	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T(KN)
Axe VSP	**66896.**	5024.82	55553.83	4149.19	65993.33	4989.05	54651.09	4107.42
Fin VSP	61786.	4750.85	51333.86	3924.26	60927.52	4709.40	50474.66	3883.09
V01	51343.	4330.86	42704.34	3579.67	50577.05	4291.00	41938.33	3539.81
V02	41864.	3911.15	34867.38	3235.08	41188.90	3872.60	34191.53	3196.53
V03	33351.	3491.44	28722.98	2890.49	32763.07	3454.20	27234.29	2858.25
V04	25804.	3071.73	21571.14	2545.89	25299.56	3035.80	21066.59	2509.97
V05	19221.	2652.02	16111.86	2201.30	18798.38	2617.40	15688.44	2166.69
V06	13604.	2232.31	11445.15	1856.71	13259.51	2199.00	11099.83	1823.41
V07	8953.19	1812.60	7570.99	1512.12	8682.97	1780.60	7300.77	1480.12
V08	5266.89	1392.88	4489.40	1167.53	5068.74	13962.20	4291.26	1136.84
V09	2644.1	991.42	2283.42	837.92	2515.13	961.99	2151.40	808.49
V10	790.29	553.46	703.91	478.34	727.26	525.40	640.87	450.28
V11	0.00	133.75	0.00	133.75	0.00	107.00	0.00	107

V.3. EVALUATION DES CHARGES EN SERVICE

V.3.1 .Phases de réalisation du l'ouvrage

Les principales phases constructives pour lesquelles on a conduit le calcul structurel sont les suivantes :

- On réalise les fondations (pieux et semelles)
- On réalise les appuis (piles et culées).
- Quand le béton des piles a atteint une résistance suffisante, on commence le lancement des voussoirs du tablier à partir d'une pile P1.
- Le montage sera exécuté selon la méthode du « Balanced Cantilever Method », c'est-à-dire que les voussoirs seront soulèves un à la fois et disposé alternativement aux deux côtés de la pile en objet, fixés au moyen des barres provisoires et enfin les câbles de précontrainte définitives seront enfilés et tendus.
- Lancement du voussoir 0 de tête de la pile P1.
- Lancement des voussoirs 1 et 1' de la pile P1 et application de la précontrainte relative.
- Lancement des voussoirs j et j ' de la pile P1 et application de la précontrainte relative.
- Lancement des voussoirs n et n' de la pile P1 et application de la précontrainte relative.
- Mis en œuvre de voussoir de tète-culée au moyen de cintrage.
- Mis en œuvre des voussoirs préfabriqués adjacents au fléau au moyen de cintrage et de des barres provisoires.
- Coulée en place de voussoir de "clavage" de la travée de rive.
- Application de la précontrainte inferieure et des câbles de continuité supérieurs de la travée de rive.
- Lancement du voussoir 0 de tête de la pile P2.
- Lancement des voussoirs 1 et 1' de la pile P2 et application de la précontrainte relative.

- Lancement des voussoirs j et j' de la pile P2 et application de la précontrainte relative.
- Lancement des dernières voussoirs n et n ' de la pile P2 et application de la précontrainte relative.
- Mis en œuvre de voussoir de tète-culée au moyen de cintrage.
- Mis en œuvre des voussoirs préfabriqués adjacents au fléau au moyen de cintrage et de des barres provisoires.
- Coulée en place de voussoir de "clavage" de la travée de rive.
- Application de la précontrainte inferieure et des câbles de continuité supérieurs de la travée de rive.
- Coulée en place de voussoir de "clavage" entre le fléau P1 et le fléau P2.
- Application de la précontrainte inferieure et des câbles de continuité supérieurs de la travée P1-P2 réalisée.

V.3.2 .Modélisation

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approche le fonctionnement d'un ouvrage sous les différentes conditions.

Dans notre cas la modélisation de notre ouvrage est effectuée à l'aide de logiciel de calcul **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**

- La structure est définie par des éléments barres.

- Les sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles. Chaque une de ces sections est définie par le logiciel de dessin AutoCAD2014, puis exportée vers le logiciel de calcul.

- Les appuis sont considéré comme appuis simples sauf une au niveau de la culée C1 qui est définie comme un appui double.

- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon **RCPR 2010**, dans le **chapitre VI**.

V.3.3 .Combinaisons de charges

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

Tableau V.2. Combinaisons de charges en phase de service.

ELU	1.35G+1.6 (Al+St)	**ELS**	G+1.2 Al+St
	1.35G+1.6 (Bc+St)		G+1.2 Bc+St
	1.35G+1.6 (Bt+St)		G+1.2 Bt+St
	1.35G+1.35Mc120		G+Mc120
	1.35G+1.35D240		G+D240

V.3.4 Résultats

Les résultats des efforts maximaux avec leurs combinaisons sont représentés dans **l'annexe B**

.

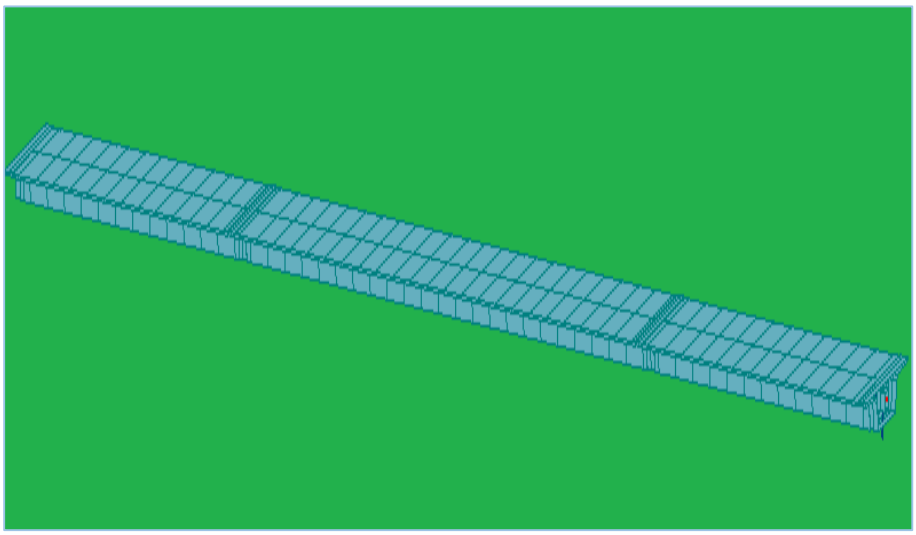


Figure V.4 Modèle de calcul.

V.4.CONCLUSION

On a procédé dans ce chapitre à l'étude de la stabilité des fléaux en deux phases, en passant par les combinaisons en situation temporaires de construction ainsi que en situation accidentelle

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câbles : les câbles de fléau et les câbles de continuité. Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de construction et des phases successives rencontrées.

❖ Les câbles de fléau :

Les câbles de fléau sont dimensionnés :

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

❖ Les câbles de continuités :

Ils reprennent sur pile les moments négatifs supplémentaires (équipements, charges d'exploitation, moments hyperstatiques éventuellement). Ils jouent le même rôle en travée pour les moments positifs dus aux mêmes actions auxquelles il faut ajouter l'effet du fluage et retrait.

VI.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir.

VI.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$\boldsymbol{n \geq \frac{P}{0.75 \times P_0}} \quad \text{.....(VI.1)}$$

Avec

$\mathbf{P_0}$: Effort de précontrainte limite qu'un câble de **15T15S** peut créer**,** il estimé à 25% de perte.

La tension d'origine : $\sigma_{p0} = \text{Min}\ (0{,}8\ f_{prg}\ ;\ 0{,}9\ f_{peg})$ .....(VI.2)
D'où : $\boldsymbol{\sigma_{p0} = 1476\ MPa}$

❖ **Evaluation de l'effort de la précontrainte P_0:**

$\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{cable15T15s}}$, $\mathbf{S_{cable15T15s} = 2250 mm^2} \longrightarrow \mathbf{P_0 = 3321\ KN}$ .....(VI.3)

❖ **Evaluation de l'effort de la précontrainte P :**

L'effort de la précontrainte P est déterminé à partir la relation suivante :

$$\mathbf{P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}} \text{ ; } \mathbf{e = v - d} \quad \text{..... (VI.4)}$$

Avec

P : La force de précontrainte ;

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure ;

I : Le moment d'inertie longitudinal de la section ;

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité ;

M : Moment maximal dû au poids propre et surcharge ;

S : La section du voussoir sur l'axe de la pile.

Application numérique :

v= 1.00 m. M= 66896.08 KN.m ⟶ P=47852,74 KN

I=6.49m^4 n ≥ 19.21 on prend **n=22 câbles** de **15T15s**

d=0.12m

e=1 -0,12=0,88m.

S=12.53m^2

Les résultats du nombre des câbles sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VI.1. Estimation du nombre de câbles du fléau.

Phase	x (m)	M (KN.m)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
Axe VSP	0	**66896.08**	12.53	6.49	1	0.88	47.85	19.22	**22**
Fin VSP	1.05	61786.72	6,73	5.09	0.9	0.78	38.13	15.31	**16**
Fin 01	3.35	51343.07	6,73	5.09	0.9	0.78	31.69	12.73	**14**
Fin 02	5.65	41864.75	6,73	5.09	0.9	0.78	25.84	10.38	**12**
Fin 03	7.95	33351.76	6,73	5.09	0.9	0.78	20.85	8.27	**10**
Fin 04	10.25	25804.11	6,73	5.09	0.9	0.78	15.93	6.40	**8**
Fin 05	12.55	19221.80	6,73	5.09	0.9	0.78	11.86	4.76	**6**
Fin 06	14.85	13604.83	6,73	5.09	0.9	0.78	8.40	3.37	**4**
Fin 07	17.15	8953.19	6,73	5.09	0.9	0.78	5.53	2.22	**4**
Fin 08	19.45	5266.89	6,73	5.09	0.9	0.78	3.25	1.31	**2**
Fin 09	21.75	2644.15	6,73	5.09	0.9	0.78	1.63	0.66	**2**
Fin 10	24.05	790.29	6,73	5.09	0.9	0.78	0.49	0.2	**2**
Fin 11	26.35	0.00	6.73	5.09	0.9	0.78	0.00	0	**2**

VI.2.2. Position et enrobage des câbles

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g$ $e_h \geq 16$ cm.

-L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g$ $e_v \geq 16$ cm.

-L'enrobage: C = max (3/4 a, Φ, d) ⟶ C ≥ 15 cm.

Avec

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

Φ: diamètre de la gaine (Φ_g =80 mm);

d : 4 cm pour les ouvrages courants.

VI.2.3. Tracé en plan

En plan, les câbles de précontraintes suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal du Caisson, et pour s'ancrer ils prennent une trajectoire en plan de forme de 'S' sur toute la longueur, lorsque les courbes augmentent, les pertes par frottement sont importantes, ce qui nous amène à choisir un tracé le plus rectiligne possible.

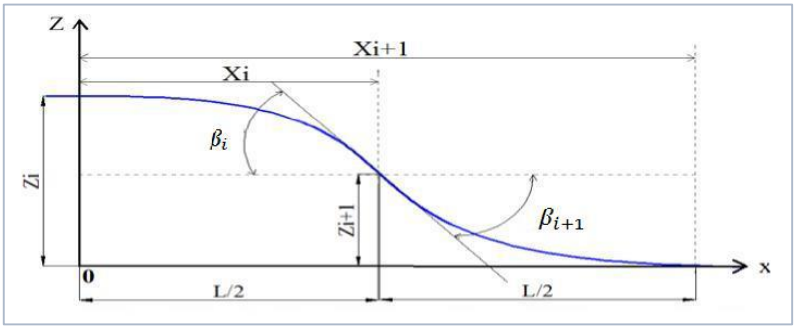


Figure VI.1.Trace en plan d'un câble.

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$\mathbf{Z(x) = ax^2 + bx + c}$;

En respectant les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$\mathbf{Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0)(\frac{x}{L})^2}$ .....(VI.5)

Le rayon de courbure :

$\mathbf{R_i=\frac{(X_i)^2}{2\times(Z_i - Z_{i+1})}}$; $\mathbf{R_{i+1}=\frac{(X_i+1)^2}{2\times(Z_{i+1} - Z_{i+2})}}$.....(VI.6)

L'inclinaison :

$\mathbf{\beta_i = arctg\left[\frac{2\times(Z_i - Z_{i+1})}{(X_i)}\right]}$; $\mathbf{\beta_{i+1} = arctg\left[\frac{2\times(Z_{i+1})}{(X_i+1)}\right]}$.....(VI.7)

Avec :

β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire.

β_{i+1} :L'inclinaison dans la section d'ancrage.

VI.2.4. Tracé en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut au maximum éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le tracé devient parabolique

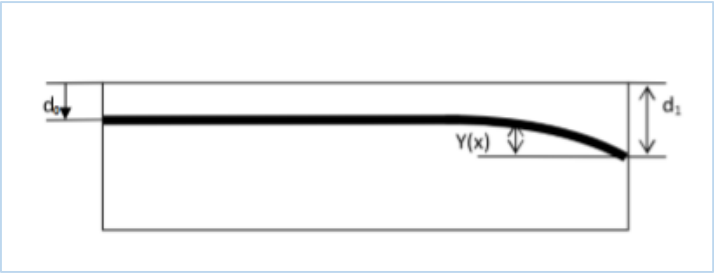


Figure VI.2.Tracé d'un câble en élévation.

En respectant les conditions aux limites, l'équation devient :

$$\mathbf{y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (\frac{x}{L})^2} \quad \text{(VI.8)}$$

Avec :

d1 : Distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

d_0 : Distance de câble à la fibre supérieure.

L : Distance sur laquelle se fait la courbure.

Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression :

$$\mathbf{R_C(x) = \frac{(x)^2}{2 \times (d_1 - d_0)}} \quad \text{(VI.9)}$$

La déviation verticale d'un câble est :

$$\boldsymbol{\alpha_n = arctg\left[2 \times (d_1 - d_0) \times (\frac{x}{L})^2\right]} \quad \text{(VI.10)}$$

Tableau VI.2. L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	$X_i = X_{i+1}$(m)	R(m)	β_i	Z(x)
C_1 - C_2 - C_3	Rectiligne					
C_4-C_5-C_6-C_7	0.18	0.09	1.15	7.35	0.15	$0.18-0.068x^2$
C_8 –C_9-C_{10}	0.36	0.18	2.3	14.69	0.15	$0.36-0.034x^2$
C_{11}	0.54	0.27	2.3	9.80	0.23	$0.54-0.051x^2$

Tableau VI.3.L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

Câbles	L(m)	d_0(m)	d_1(m)	R(m)	α_n(rad)	y(x)
C 1	2.3	0.48	0.7	12.02	0.17	$0.48+0.041x^2$
C2	4.6	0.3	0.7	26.45	0.15	$0.3+0.018x^2$
C3	4.6	0.12	0.7	18.24	0.18	$0.12+0.027x^2$
C4-C5	2.3	0.3	0.7	6.61	0.29	$0.3+0.075x^2$
C6-C7-C8	4.6	0.12	0.7	18.24	0.18	$0.12+0.027x^2$
C9	2.3	0.3	0.7	6.61	0.29	$0.3+0.075x^2$
C10-C11	4.6	0.12	0.7	18.24	0.18	$0.12+0.027x^2$

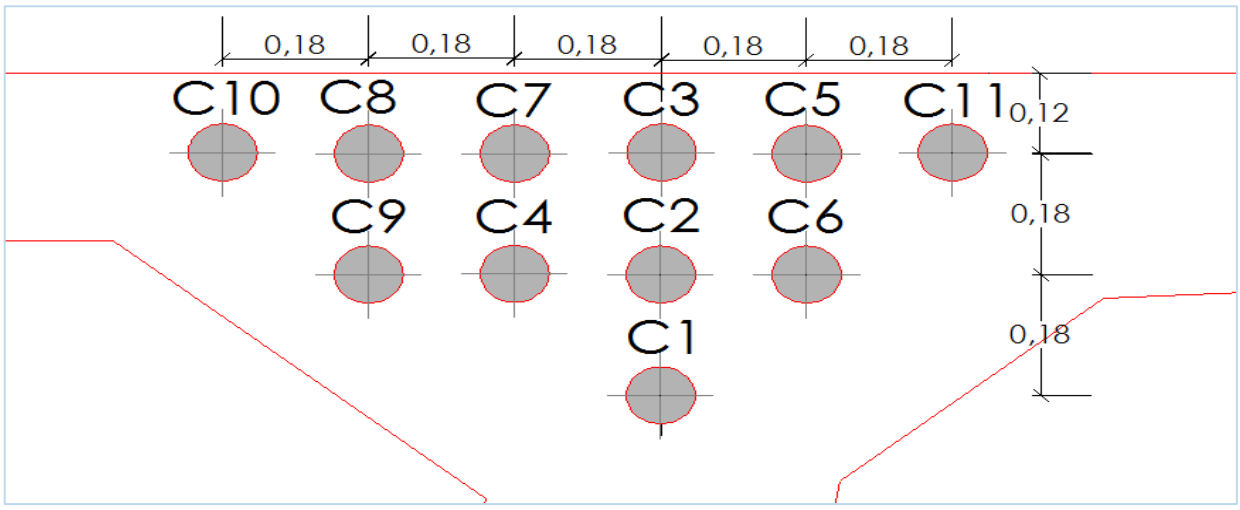


Figure VI.3. Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP.

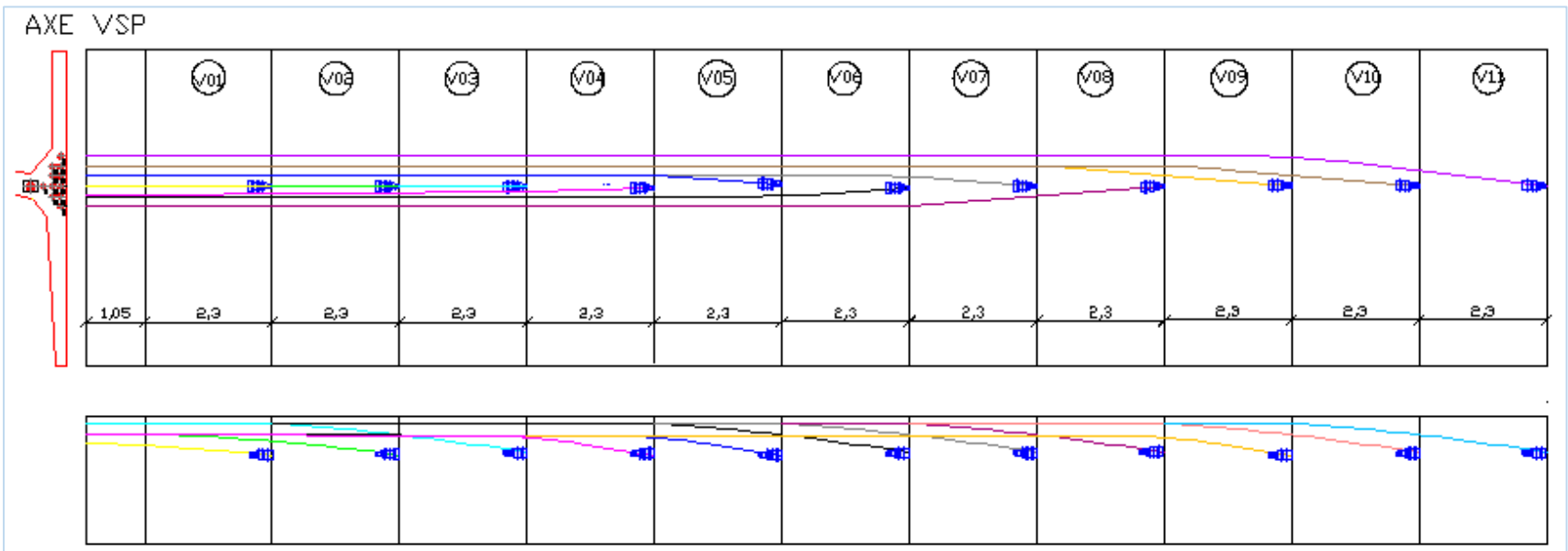


Figure VI.4. Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux.

VI.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUTE

VI.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée principale

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes **:**

$$P=\frac{\frac{M\times v'}{I}}{\frac{1}{S}+\frac{e\times v'}{I}} \text{ ; } e=v'-d; \; n \geq \frac{P}{0.75P_0} \quad \text{..... (VI.11)}$$

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

Tableau VI.4. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale.

Voussoir	M (KN.m)	V' (m)	I (m^4)	S (m^2)	E (m)	P (MN)	n	N retenus
FIN V4	2 102,63	1.4	5.09	6.73	1.28	1,16	0,46	2
FIN V5	11 408,68	1.4	5.09	6.73	1.28	6,27	2,48	4
FIN V6	19 684,41	1.4	5.09	6.73	1.28	10,81	4,27	6
FIN V7	26 821,46	1.4	5.09	6.73	1.28	14,74	5,82	6
FIN V8	32 927,67	1.4	5.09	6.73	1.28	18,09	7,14	8
FIN V9	37 966,85	1.4	5.09	6.73	1.28	20,86	8,24	10
FIN V10	41 939,16	1.4	5.09	6.73	1.28	23,04	9,10	12
FIN V11	44 844,79	1.4	5.09	6.73	1.28	24,64	9,73	12
VSC	46 201,48	1.4	5.09	6.73	1.28	25,38	10,02	12
FIN V11	45 816,60	1.4	5.09	6.73	1.28	25,17	9,94	12
FIN V10	43 696,70	1.4	5.09	6.73	1.28	24,01	9,48	12
FIN V9	39 822,97	1.4	5.09	6.73	1.28	21,88	8,64	10
FIN V8	34 194,78	1.4	5.09	6.73	1.28	18,79	7,42	8
FIN VSP7	26 832,46	1.4	5.09	6.73	1.28	14,74	5,82	6
FIN VSP6	17 728,82	1.4	5.09	6.73	1.28	9,74	3,85	6
FIN VSP5	6 858,88	1.4	5.09	6.73	1.28	3,77	1,49	4
FIN VSP4	- 5 608,23	1.4	5.09	6.73	1.28	-3,08	-1,22	2

VI.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en 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.

Tableau VI.5. Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

Voussoir	M (KN.m)	V' (m)	I (m^4)	S (m^2)	E (m)	P (MN)	n	n retenus
FIN VSC1	1203,87	1,3	6,49	12,73	1,18	0,77	0,30	2
FIN VSC2	1203,87	1,4	5,09	6,73	1,28	0,66	0,26	2
FIN VC	1203,87	1,4	5,09	6,73	1,28	0,66	0,26	4
FIN V11	1203,87	1,4	5,09	6,73	1,28	0,66	0,26	4
FIN V10	1203,87	1,4	5,09	6,73	1,28	0,66	0,26	4
FIN V9	1203,87	1,4	5,09	6,73	1,28	0,66	0,26	4
FIN V8	1203,87	1,4	5,09	6,73	1,28	0,66	0,26	4
FIN V7	1203,87	1,4	5,09	6,73	1,28	0,66	0,26	2
FIN V6	1203,87	1,4	5,09	6,73	1,28	0,66	0,26	2
FIN V5	1203,87	1,4	5,09	6,73	1,28	0,66	0,26	2

VI.3.3. Tracé des câbles de continuité

Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions en plan et en élévation.

Tableau VI.6. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour la travée principale.

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	$X_i = X_{i+1}$(m)	R(m)	β	Z(x)
C1- C5	Rectiligne					
C2	0,18	0,09	1,15	7,35	0,155	$0.18-0.068x^2$
C3	1,18	0,59	1,15	1,12	0,798	$0.18-0.068x^2$
C4	2,18	1,09	1,15	0,61	1,085	$0.18-0.068x^2$
C6	0,18	0,09	1,15	7.35	0.155	$0.18-0.068x^2$

Tableau VI.7. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour la travée principale.

Câbles	L(m)	d_0(m)	d_1(m)	R(m)	α_n (rad)	y(x)
C 1-C2-C3	2,3	0,53	0,88	7,56	0,27	$0.12+0.5x^2$
C4-C5-C6	2,3	0,35	0,88	5.00	0,35	$0.3+0.32x^2$

Tableau VI.8. L'allure du tracé en plan des câbles de continuité pour la travée de rive

Câbles	Z_i(m)	Z_{i+1}(m)	$X_i = X_{i+1}$(m)	R(m)	β	Z(x)
C1	Rectiligne					
C2	0,18	0,09	1,15	7,35	0,155	$0.18-0.068x^2$

Tableau VI.9. L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité pour la travée de rive.

Câbles	L(m)	d_0(m)	d_1(m)	R(m)	α_n (rad)	y(x)
C1-C2	2,3	0,12	0,44	8,27	0,25	$0.12+0.32x^2$

VI.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

La contrainte existant dans l'acier des armatures varie constamment en fonction du temps, du fait de l'existence de phénomènes propres au béton de la construction, à savoir le retrait et le fluage que ceux concernant la relaxation de l'acier .il faut donc tenir compte de ces phénomènes pour connaître l'état de tension réel de l'armature à l'instant t quelconque.

VI.4.1. Les pertes de tension instantanées

Dans cette famille de perte il existe trois types de perte :

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.
- Pertes par la mise en tension des câbles d'une manière non simultanée.

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé, ancrage mort, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne. Elles sont évaluées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\varphi}=\sigma_{P0}\times\left(1-e^{-(f\times\theta+\varphi\times x)}\right) \quad \text{(VI.12)}$$

Avec

f = **0.2 rd^{-1}**: Coefficient de frottement en courbe **;**

$\boldsymbol{\varphi}$: Coefficient de perte de tension par unité de longueur ($\boldsymbol{\varphi}$ **(m^{-1})=0.003**) ;

σ_{P0} : Tension à l'origine ;

X: la distance de la section considérée ;

θ : La déviation angulaire totale du câble à la distance *x, i*ndépendamment de leur direction et de leur signe, en considérant son tracée dans l'espace :

$$\text{tg}\theta=\sqrt{\text{tg}^2\beta+\text{tg}^2\alpha} \quad \text{(VI.13)}$$

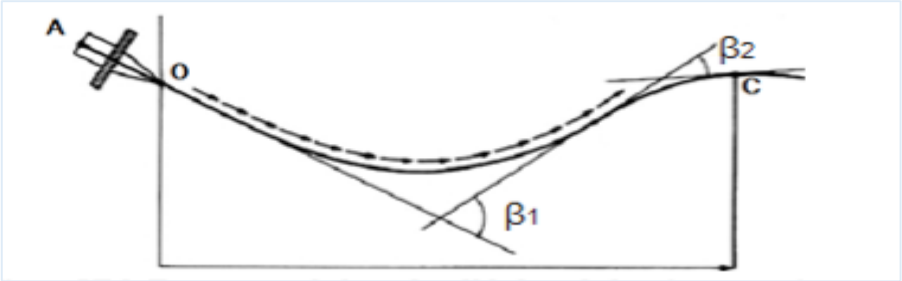


Figure VI.5.Frottement le long du câble lors de la mise en tension

Exemple de calcul :

α =0.18rad
β =0rad
θ = 0.18 rad ⟶ **$\Delta\sigma_{\varphi}$ = 63.61MPa**
φ = 0.003m^{-1}
f =0.2rd^{-1}
σ_{P0}=1476 MPa

Les résultats sont représentés dans le tableau **VI.10.**

VI.4.1.2. Pertes de tension par recul d'ancrage

Ces pertes correspondent à un glissement des armatures par rapport à son ancrage lors de la détensions du vérin et du blocage .Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « **d** ».

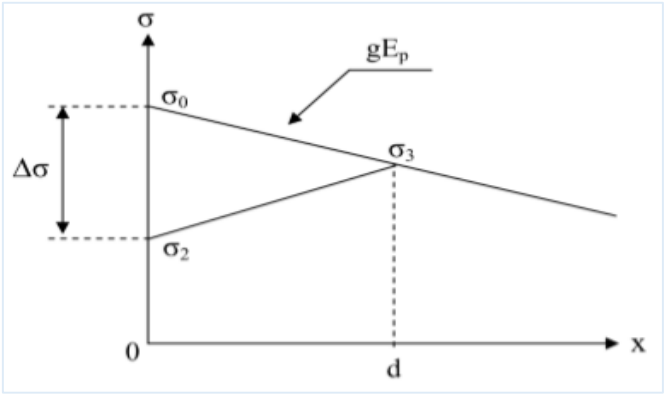


Figure VI.6.Action du glissement à l'ancrage

.

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p_0} \times k(d - x)\text{ , avec}k = f \times \frac{\theta}{L} + \varphi\text{et}d = \sqrt{\frac{Epg}{\sigma p0\ k}} \quad \text{.....(VI.14)}$$

Avec
k : fonction croissante ;
d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;
σ_{p_0}: Contrainte initiale ;
g =2mm: l'intensité du recul d'ancrage ;
E_p=190000MPa : module d'élasticité des aciers.

Exemple de calcul :

E_p = 190000MPa
θ = 0.18 rad
l =3.35m ⟶ **$\Delta\sigma_g$ = 39,67MPa**
k=0.0137
d =4.32 m

Les résultats sont représentés dans le **Tableau VI.11.**

VI.4.1.3. Pertes de tension dues aux non simultanéités de la mise en tension

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces N câble provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale Δσpi. Du fait que les N câbles ne sont pas tendus en même temps, le n^{ème} câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux (N – n) câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc **:**

$$\Delta\sigma_e = \frac{N-n}{N} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \text{.....(VI.15)}$$

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

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b \text{ et } \sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} + \frac{M \times e}{I_G} \text{.....(VI.16)}$$

Avec

P = P$_0$ (1- ΔP) : effort de précontrainte ;

σ_b**:** Contrainte moyenne du béton au niveau du câble à la mise en tension (après stabilisation des pertes ΔP=25%) ;

E$_{bi}$: Module instantané du béton à 'j' jour ;

M : moment du au poids propre.

Exemple de calcul :

M=66.9 MN.m
N=22câbles
I=6.49m^4
S=12.53m^2 ⟶ **Δσ$_e$ = 9.25 MPa**
e=0.81m
E$_{bi}$=39125, 82 MPa
P$_0$=3321KN
P=3.03 KN

Les résultats sont représentés dans le tableau**VI.12.**

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

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e \text{.....(VI.17)}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau**VI.13.**

Tableau VI.10. Les pertes par frottement pour le demi-fléau (MPa).

X	Câbles	α_1	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
3,35	C1	0,17	63,61	59,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,65	C2	0,15	67,70	63,25	53,47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,95	C3	0,18	85,75	81,36	71,70	61,98	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,25	C4	0,33	136,11	131,89	122,58	113,21	103,77	-	-	-	-	-	-	-	-
12,55	C5	0,33	145,33	141,13	131,89	122,58	113,21	103,77	-	-	-	-	-	-	-
14,85	C6	0,19	116,95	112,66	103,22	93,72	84,15	74,51	64,81	-	-	-	-	-	-
17,15	C7	0,19	126,30	122,04	112,66	103,22	93,72	84,15	74,51	64,81	-	-	-	-	-
19,45	C8	0,19	135,58	131,35	122,04	112,66	103,22	93,72	84,15	74,51	64,81	-	-	-	-
21,75	C9	0,33	181,55	177,47	168,48	159,42	150,31	141,13	131,89	122,58	113,21	103,77	-	-	-
24,05	C10	0,25	169,72	165,60	156,52	147,39	138,19	128,92	119,60	100,75	100,75	91,23	81,64	-	-
26,35	C11	0,19	163,04	158,90	149,78	140,59	131,35	122,04	112,66	103,22	93,72	84,15	74,51	64,81	0
Moyenne			**126.51**	**122.25**	**108.39**	**105.48**	**101.99**	**93.53**	**83.94**	**77.64**	**74.50**	**69.79**	**52.05**	**32.40**	**0**
En%			**8.57**	**8.28**	**7.34**	**7.15**	**6.91**	**6.34**	**5.69**	**5.26**	**5.05**	**4.73**	**3.53**	**2.20**	**0**

Tableau VI.11. Les pertes de précontrainte par recul d'ancrage (MPa).

X	Câbles	α_1			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
3,35	C1	0,18	0,014	4,33	39,67	82,28	175,61								-		
5,65	C2	0,15	0,008	5,57	-	23,70	80,12	136,54									
7,95	C3	0,19	0,008	5,75	-	0	26,47	79,29	132,11								
10,25	C4	0,32	0,009	5,28	-	0	0	18,49	81,25	144,01	-						
12,55	C5	0,32	0,008	5,64	-	0	0	0	24,82	81,25	134,80						
14,85	C6	0,24	0,006	6,43	-	0	0	0	0	33,612	75,93	118,25					
17,15	C7	0,24	0,006	6,66	-	0	0	0	0	0	35,32	74,69	114,06				
19,45	C8	0,24	0,006	6,86	-	0	0	0	0	0	0	36,51	73,63	110,76	-		
21,75	C9	0,32	0,006	6,55	-	0	0	0	0	0	0	0	34,55	75,28	116,02	-	-
24,05	C10	0,28	0,005	6,95	-	0	0	0	0	0	0	0	0,80	36,98	73,16	109,34	-
26,35	C11	0,24	0,005	7,30	-	0	0	0	0	0	0	0	0	5,80	38,53	71,27	104,01
Moyenne					**3,60**	**9,63**	**25,65**	**23,43**	**26,46**	**32,36**	**35,15**	**38,24**	**44,61**	**57,20**	**75,90**	**90,30**	**104,01**
en %					**0,24**	**0,65**	**1,74**	**1,59**	**1,79**	**2,19**	**2,38**	**2,59**	**3,02**	**3,88**	**5,14**	**6,12**	**7,05**

Tableau VI.12. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension (MPa).

	n câbles	*v* (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
AXE VSP	22	1	0,21	0,79	6,49	12,53		3,03	8,94	0,61
FIN VSP	22	0,9	0,21	0,69	5,09	6,73	61,79	3,02	19,32	1,31
FIN VSP 1	22	0,9	0,21	0,69	5,09	6,73	51,34	3,00	22,55	1,53
FIN VSP 2	20	0,9	0,17	0,73	5,09	6,73	41,86	3,03	23,36	1,58
FIN VSP 3	18	0,9	0,16	0,74	5,09	6,73	33,35	3,03	22,82	1,55
FIN VSP 4	16	0,9	0,14	0,76	5,09	6,73	25,80	3,04	22,20	1,50
FIN VSP 5	14	0,9	0,12	0,78	5,09	6,73	19,22	3,05	21,28	1,44
FIN VSP 6	12	0,9	0,12	0,78	5,09	6,73	13,60	3,06	19,40	1,31
FIN VSP 7	10	0,9	0,12	0,78	5,09	6,73	8,95	3,05	17,03	1,15
FIN VSP 8	8	0,9	0,12	0,78	5,09	6,73	5,27	3,03	14,25	0,97
FIN VSP 9	6	0,9	0,12	0,78	5,09	6,73	2,64	3,03	11,18	0,76
FIN VSP 10	4	0,9	0,12	0,78	5,09	6,73	0,79	3,04	7,86	0,53
FIN VSP 11	2	0,9	0,12	0,78	5,09	6,73	0.00	3,09	4,14	0,28

Tableau VI.13. Pertes de tension instantanées totales .

	AXE VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V2	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10	FIN V11
Pertes instantanées	9,42	10,24	**10.61**	10,32	10,28	10,05	9,54	9,19	9,25	9,59	9,44	8,86	7,33

VI.4.2. Pertes de tension différées

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

VI.4.2.1. Pertes dus au retrait du béton

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Les armatures de précontrainte étroitement liées au béton par adhérence, subissent donc les mêmes variations de déformation que le béton adjacent.

La perte de tension à l'instant t sera :

$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r(t)$ Avec : $\varepsilon_r(t) = [1 - r(t_0)]$

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

$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \varepsilon_r$.....(VI.17)

Avec

ε_r: le retrait total du béton estimé par 2×10^{-4} pour région tempéré selon BPEL ;

r(t) : Une fonction du temps variant de 0 à 1, t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

Application Numérique :

E_p=190000 MPa

$\varepsilon_r = 2\times10^{-4}$

$\Delta\sigma_r$=38MPa ⟶ $\Delta\sigma_r$=2.57%

VI.4.2.2. Pertes par fluage

Lorsqu'une pièce est soumise à partir de sa mise en précontrainte à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à : $\Delta\sigma_{fl} = Ep \times \varepsilon_f$

D'où la déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bi}}$

σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen ;

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

D'après les règlements B.P.E.L, on n'estime que $\sigma_M = 1.5\ \sigma_b$.

D'où :

$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\sigma_b(x)\frac{E_p}{E_{bi}}$.....(VI.18)

Exemple de calcul :

M=66.9 MN.m
N=22cables
I=6.49m^4
S=12.53m^2 ⟶ **$\Delta\sigma_{fl}$ = 43.91MPa**
e=0.81m
E_{bi}=39125, 82 MPa
P_0=3321KN
P=3.0

Les résultats sont représentés dans le tableau **VI.14.**

VI.4.2.3. Pertes de tension par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et de son traitement .Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimé par $\boldsymbol{\rho_{1000}}$ =**2,5%** pour des aciers **T.B.R. (Très Basse Relaxation).**

Les pertes de tension final due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_\rho} = \frac{\mathbf{6}}{\mathbf{100}} \times \boldsymbol{\rho_{1000}} \times (\boldsymbol{\mu} - \boldsymbol{\mu_0}) \times \boldsymbol{\sigma_i(x)} \; ; \boldsymbol{\mu} = \frac{\boldsymbol{\sigma_i(x)}}{\boldsymbol{f_{prg}}} \quad \text{.....(VI.19)}$$

Avec :

$\boldsymbol{\rho_{1000}}$: Valeur garantie de la relaxation à 1000 h ;

$\boldsymbol{\sigma_i}$ **(x) :** Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x ;

$\boldsymbol{\mu_0}$ **:** Coefficient égale à **0.43** pour les armatures à très basse relaxation.

Exemple de calcul :

σ_i=1336,37 MPa
f_{prg}=1860MPa
ρ_{1000} =2.5 %
μ_0 = 0
μ = 0.718

⟶ $\boldsymbol{\Delta\sigma_\rho}$ **= 57.87MPa**

Les résultats sont représentés dans le tableau**VI.15.**

VI.4.2.4. Les pertes différées totales

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

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_d} = \Delta\boldsymbol{\sigma_r} + \Delta\boldsymbol{\sigma_{fl}} + \frac{\mathbf{5}}{\mathbf{6}}\Delta\boldsymbol{\sigma_\rho} \quad \text{.....(VI.20)}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau**VI.16.**

Tableau VI.14. Pertes dues au fluage.

	n câbles	*V* (m)	d moy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
AXE VSP	22	1	0,19	0,81	6,49	12,53	**66,90**	3,007	43,91	2,97
FIN VSP	22	0,9	0,19	0,71	5,09	6,73	61,79	2,979	92,39	6,26
FIN VSP 1	22	0,9	0,19	0,71	5,09	6,73	51,34	2,967	109,27	7,40
FIN VSP 2	20	0,9	0,16	0,74	5,09	6,73	41,86	2,977	111,28	7,54
FIN VSP 3	18	0,9	0,14	0,76	5,09	6,73	33,35	2,979	110,13	7,46
FIN VSP 4	16	0,9	0,13	0,77	5,09	6,73	25,80	2,986	106,37	7,21
FIN VSP 5	14	0,9	0,1	0,8	5,09	6,73	19,22	3,003	103,35	7,00
FIN VSP 6	12	0,9	0,1	0,8	5,09	6,73	13,60	3,015	94,53	6,40
FIN VSP 7	10	0,9	0,1	0,8	5,09	6,73	8,95	3,013	83,26	5,64
FIN VSP 8	8	0,9	0,1	0,8	5,09	6,73	5,27	3,002	69,92	4,74
FIN VSP 9	6	0,9	0,1	0,8	5,09	6,73	2,64	3,007	55,03	3,73
FIN VSP 10	4	0,9	0,1	0,8	5,09	6,73	0,79	3,026	38,80	2,63
FIN VSP 11	2	0,9	0,1	0,8	5,09	6,73	0.00	3,077	20,49	1,39

Tableau VI.15. Pertes dues à la relaxation des câbles.

	n câbles	σ_{pi} (MPa)	μ	μ_0	Δσrel (MPa)	en (%)
AXE VSP	22	1 336,67	0,719	0,43	57,87	3,92
FIN VSP	22	1 324,41	0,712	0,43	56,03	3,80
FIN VSP 1	22	1 318,95	0,709	0,43	55,22	3,74
FIN VSP 2	20	1 323,53	0,712	0,43	55,90	3,79
FIN VSP 3	18	1 324,27	0,712	0,43	56,01	3,79
FIN VSP 4	16	1 327,66	0,714	0,43	56,52	3,83
FIN VSP 5	14	1 335,19	0,718	0,43	57,65	3,91
FIN VSP 6	12	1 340,36	0,721	0,43	58,43	3,96
FIN VSP 7	10	1 339,47	0,720	0,43	58,30	3,95
FIN VSP 8	8	1 334,45	0,717	0,43	57,54	3,90
FIN VSP 9	6	1 336,67	0,719	0,43	57,87	3,92
FIN VSP 10	4	1 345,23	0,723	0,43	59,17	4,01
FIN VSP 11	2	1 367,81	0,735	0,43	62,66	4,24

Tableau VI.16. Pertes totales.

	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
Pertes Différées	8,81	11,99	13,09	10,70	13,19	12,97	12,83	12,27	11,50	10,56	9,57	8,54	7,50
Pertes Instantanées	9,44	10,27	10,64	10,33	10,28	10,05	9,54	9,19	9,25	9,59	9,44	8,86	7,33
Total (%)	18,25	22,26	**23,73**	21,03	23,47	23,02	22,37	21,46	20,75	20,15	19,01	17,40	14,83

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte, le poids propre et les surcharges de chantier. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

Les Vérifications se feront pour les deux phases :

- En phase de construction ;
- En phase de service.

$$\boldsymbol{\sigma_{sup}} = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 - M}{I}v \geq \overline{\sigma}_t \quad \text{.....(VI.21)}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{inf}} = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I}v' \leq \overline{\sigma}_c \quad \text{.....(VI.22)}$$

Avec

P : effort de précontrainte ;

B : surface de la section considérée ;

M: Moment généré par application de l'effort de précontrainte excentré de **e** par rapport au centre de gravité ;

v , v': Les distances de centre de gravité aux fibres extrêmes.

VI.5.1 .Vérification des contraintes pour le demi –fléau en phase de construction

Section en classe *II* :

$\overline{\sigma}_c$=0.6 × f_{c28} = 0.6×45=27MPa

$\overline{\sigma}_t$=1.5× f_{t28}=1.5× 3.3 = $4.95MPa$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Voussoir	Câbles	M (MN.m)	B (m^2)	I (m^4)	V (m)	v' (m)	e (m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Axe VSP	22	**66,90**	12,53	6,49	1	1,3	0,79	55.71	0.92	9.03	✓
Fin VSP	22	61,79	6,73	5,09	0,9	1,4	0,69	55.70	4.15	14.7	✓
Fin V01	22	51,34	6,73	5,09	0,9	1,4	0,69	55.70	6	11.83	✓
Fin V02	20	41,86	6,73	5,09	0,9	1,4	0,73	50.64	6.66	8.87	✓
Fin V03	18	33,35	6,73	5,09	0,9	1,4	0,74	45.57	6.84	6.67	✓
Fin V04	16	25,80	6,73	5,09	0,9	1,4	0,76	40.51	6.90	4.65	✓
Fin V05	14	19,22	6,73	5,09	0,9	1,4	0,78	35.45	6.76	2.95	✓
Fin V06	12	13.6	6.73	5.09	0.9	1.4	0.78	30.38	6.3	1.74	✓
Fin V07	10	8,95	6,73	5,09	0.9	1.4	0.78	25.32	5.67	0.79	✓
Fin V08	8	5,27	6,73	5,09	0,9	1,4	0,78	20.25	4.87	0.11	✓
Fin V09	6	2,64	6,73	5,09	0,9	1,4	0,78	15.19	3.89	-0.27	✓
Fin V10	4	0,79	6,73	5,09	0,9	1,4	0,78	10.12	2.76	-0.45	✓
Fin V11	2	0.00	6.73	5.09	0.9	1.4	0.78	6.64	1.9	-0.44	✓

VI.5.2. Vérification des contraintes pour le demi –fléau en phase de service

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérifications :

- ✓ Cas où l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes.
- ✓ Cas où l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des charges et surcharges.

Les résultats sont mentionnés dans **l'annexe c**.

VI.6. VERIFICATION VIS –A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

En raison de la composante verticale de la précontrainte l'âme c'est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant, les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion.

VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

Effort extérieurs de résultante V tels que :

$$V_{ser}=V_g+V_q \quad \text{.....(VI.22)}$$

Avec

V_g : effort relatives aux effets des charges permanentes

V_q : effort relatives aux effets des charges d'exploitation

❖ **Effort tranchant dû à la précontrainte**

Pour le cas d'une précontrainte de force P est inclinée d'un angleα par rapport à la fibre moyenne

$$V_p=P\times\sin\alpha \quad \text{.....(VI.23)}$$

En conséquence, la valeur de l'effort tranchant à considérer est un effort tranchent réduit définit par :

$$V_{red}=V_{ser}-V_p \quad \text{.....(VI.24)}$$

VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$\tau_{max}<\min(\tau_1,\tau_2)$; tel que :

$$\tau=\frac{V_{red}}{Z*b_n} \quad \text{.....(VI.25)}$$

$$\tau_1=0.4\times f_{tj}\times\left(f_{tj}+\sigma_x\right) \quad \text{.....(VI.26)}$$

$$\tau_2=2\times\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\times\left(0.6\times f_{tj}-\sigma_x\right)\times\left(f_{tj}+\sigma_x\right) \quad \text{.....(VI.27)}$$

Avec

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité ;

z : le bras de levier ,$z=\frac{I}{S} = (\frac{1+\rho}{2}) \times h$;

ρ : le rendement de la section vaut : $\rho = \frac{I}{S*v*v'}$;

b_n : épaisseur 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

Application numérique :

V_{ser}= 7.65 MN τ_{max}=**6.31 MPa**

α_{moy} = 0.29 rad σ_X = **4.44 MPa**

P=55.71MN τ_1=**10.21MPa**

V_{red} =8.28MN ; ρ=39.84% τ_2 =**25.61MPa**

f_{c28}=45Mpa, f_{t28}=3.3Mpa On constate que : $\tau_{max}<\tau$

b_n= 0.82m ;z=1.6m

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

VI.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis 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.

La section des armatures transversale $\mathbf{A_t}$, donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right] \times tg\beta_u \quad \text{.....(VI.28)}$$

Avec

A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
S_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;
f_e : limite d'élasticité de l'acier ;
γs = 1,15 : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
b_n : largeur nette de la section d'appui ;
β_u l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, βu=45°.

Application numérique :

$V_{maxcomb\ -\ Elu}$ = 10.9 MN ;

τ_u = 3.83MPa ; f_e = 500 MPa $\frac{A_t}{S_t} \geq$ 51.5 cm^2/m

γ_s = 1,15 ; βu = 45°

❖ **Le pourcentage minimum a disposé**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\frac{b_u \gamma_s}{f_e} \frac{A_t}{S_t} \geq \longrightarrow 11.32 cm^2/m \quad \text{.....(VI.29)}$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$\tau \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{45}{6}$= 7.5 MPa ; Ce qui est vérifié.

VI.7. VERIFICATION DE LA FLECHE

Suivant les règles **BAEL**.La flèche admissible est de L/500, ou L est la longueur de la travée considérée

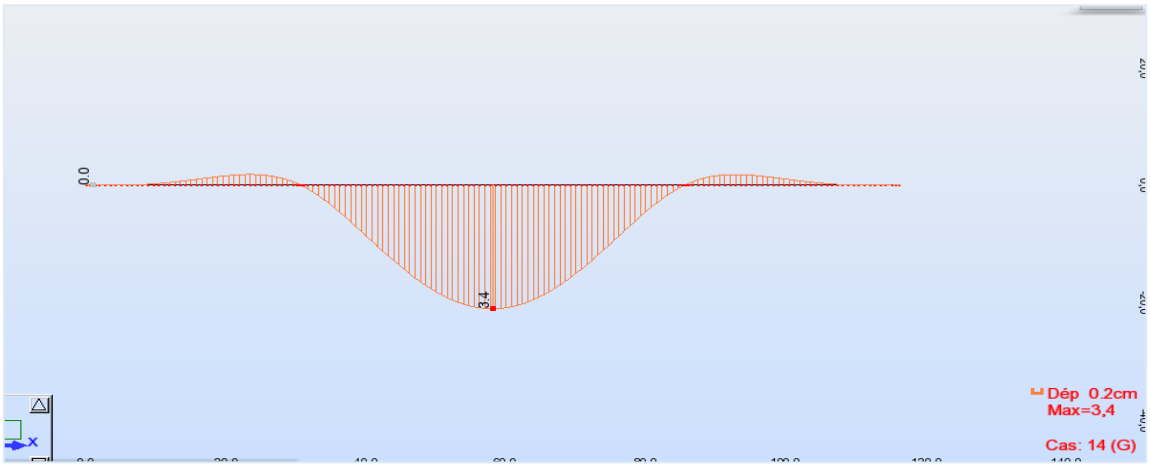


Figure VI.7. La flèche maximale de l'ouvrage.

Observation : la flèche maximal δ = 3.4cm <δ_{adm}= $\frac{55}{500}$ = 11cm

Donc la condition du déplacement élastique st vérifiée.

VI.8. CONCLUSION

L'étude du précontraint est une étude indispensable dans un pont voussoirs construit en encorbellement successif, nous avons calculé dans ce chapitre les déférents types de câbles pour assurer l'assemblage des voussoirs et la reprise de toutes les actions après réalisation des fléaux. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles de fléau dans chaque voussoir. Et avec le même principe à partir des moments à mi travée on a déterminé le besoin des câbles de continuités, avant de faire une vérification des contraintes au droit des joints, afin de déterminer les sections qui nécessitent des armatures passives pour compenser la traction dans le béton.

ETUDE TRANSVERSALE

VII.1. INTRODUCTION

Les ponts caisson sont des ponts à section creuse, cette structure transversale est la meilleure adaptée à la construction par encorbellement, grâce à sa grande rigidité à la torsion et de la raideur en flexion des deux membrures supérieur et inférieur.
Pour l'analyse transversale d'un ouvrage à hauteur constante l'étude se fait sur la section courante.
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.

VII.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par **le logiciel Robot Structural.** Le caisson est modélisé par

Un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieur des âmes par un appui Simple et appuis double à l'extrémité de chaque une.
On prendra la largeur du caisson égale à **1m**, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie

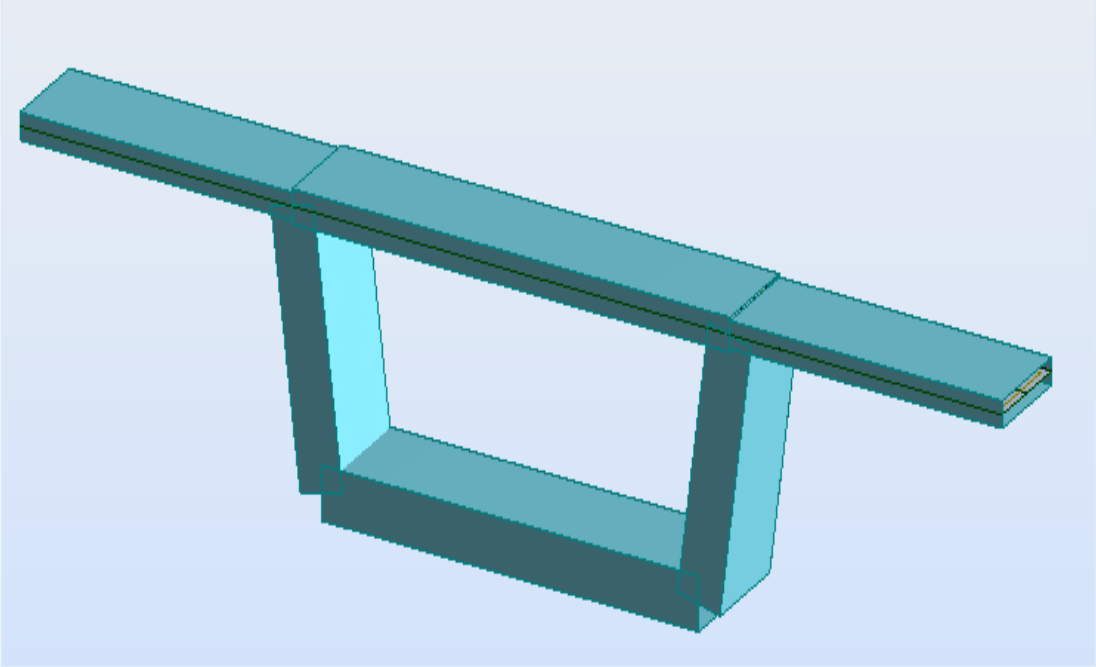


Figure VII.1Vue en 3D du voussoir courant.

VII.2.2. Charges et combinaisons de calcul

Les charges appliquées à l'ouvrage sont celles définit précédemment dans le **chapitre IV** Le voussoir doit être ferraillé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, donnée par le « Fascicule N°61Titre 2 »

VII.2.2.1. Charges permanentes

Tableau VII.1. Estimation du poids dû aux charges permanentes

Élément	Poids (KN/ml)
L'ouvrage à vide	Pris automatiquement par le logiciel (Poids propre)
Trottoirs	1.05
Chape	0.96
Revêtement	19,2
Corniches	4.65
Glissières de sécurité	1.5

VII.2.2.2. Charges d'exploitation

- ✓ **Charge A(l) :**
  Charge uniformément repartie sur la longueur transversale de la route égale à11.44 KN/ml ;
- ✓ **Système de charge B_c, B_t**et le convoi Mc120 ;

Tableau VII.2.Les valeurs des coefficients dynamiques δ.

Système de chargement	Δ
B_c	1.074
B_t	1.094
Mc120	1.081

- ✓ **Système de charge Convoie exceptionnelle D240 :**
  Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule 61 titre II 240t sur une largeur de 3,2 m et une longueur de 18,6 m.
  La charge du convoi sera modélisée par une charge uniformément repartie d'une largeur de 3,2 m qui vaut 129.03 KN/m.

Et le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le **« RCPR » :**

Tableau VII.3. Combinaisons des charges appliquées sur le voussoir.

	Combinaison		**Combinaison**
ELU	1.35G+1.6 (Al+St)	**ELS**	G+1.2 (Al+St)
	1.35G+1.6 (Bc+St)		G+1.2 (Bc+St)
	1.35G+1.6 (Bt+St)		G+1.2 (Bt+St)
	1.35G+1.35Mc120		G+Mc120
	1.35G+1.35D240		G+D240

VII.2.2.3. Résultats

Les résultats des moments de l'étude transversale sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4. Moments extrêmes dans le voussoir.

	M_{max}(KN.m)		M_{min}(KN.m)	
	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}
Hourdis supérieure	58.51	78.99	-119.86	-167.87
Ame	167.87	226.62	-204.01	-273.08
Hourdis inferieure	77.40	91.54	-96.04	-114.40

VII.3. FERRAILLAGE

Le ferraillage se fera en fonction des sollicitations défavorables engendrées par les différents chargements, pour le calcul de ferraillage on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a

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

VII.3.1. Ferraillage transversal

❖ **Ferraillage de l'hourdis supérieur**

✓ **Nappe supérieure**

h=0.25 ;
c=0.05m ;
b =1m le ferraillage se calcule par mètre linéaire.

M_{ser} (sup) = 119.86 KN.m

σ_{bc} =27MPa, σ_s =252.76 MPa ⟶

d=0.9h =0.9×25=22.5cm

$x = \frac{15\times\sigma_{bc}}{15\times\sigma_{bc}+\sigma_s}$ =12.32cm

$z = d - \frac{x}{3}$ =15.89cm

M_1= 0.5× b× x × z ×σ_{bc}=264.28 KN.m

$M_1 \geq M_{ser}$ ⟶ section sans armatures comprimées(SSAC)

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z\times\sigma_s}$ = **29.84cm²**

$A_{(C.N.F)}$ =**0.23** × $\frac{f_{tj}}{f_e}$ × ***b*** × ***d*** =3.03cm² ⟶ **Condition de non fragilité est vérifiée (C.N.F)**

✓ **Nappe inferieure**

M_{ser} =58.73 MPa ;

$M_1 \geq M_{se}$ ⟶ Section sans armatures comprimées (SSAC) ;

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z\times\sigma_s}$ = **14.60cm²**

$A_{(C.N.F)}$=3.03cm² ≤A_{ser} ⟶ **condition de non fragilité est vérifiée (C.N.F)**

❖ **Ferraillage de l'hourdis inferieur**

✓ **Nappe supérieure**

h=0.4 ;
c=0.05m ;
b=1m le ferraillage se calcule par mètre linéaire

M_{ser} (sup) = 96.04KN.m $x = \frac{15\times\sigma_{bc}}{15\times\sigma_{bc}+\sigma_s}.d$ =22.17cm

σ_{bc} =27MPa, σ_s =252.76 MPa ⟶ $z = d - \frac{X}{3}$ =28.60cm

d=0.9h =0.9×40=36cmM_1= 0.5× b× x × z ×σ_{bc}=427.99 KN.m

$M_1 \geq M_{ser}$ ⟶section sans armatures comprimées(SSAC) $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z\times\sigma_s}$ **= 12.90cm²**

$A_{(C.N.F)}$ = **0.23** × $\frac{f_{tj}}{f_e}$ × ***b*** × ***d*** =5.46cm² ⟶ **CNF est vérifiée**

✓ **Nappe inferieure**

M_{ser} =77.40MPa ;

$M_1 \geq M_{ser}$ section sans armatures comprimées (SSAC) $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z\times\sigma_s}$ **= 10.7cm²**

$A_{(C.N.F)}$=5.46cm² ≤A_{ser} ⟶ **CNF est vérifiée**

VII.3.2. Ferraillage longitudinal

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a mentionné antérieurement qu'on a utilisé l'approche totale, ça veut dire que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

❖ **Hourdis supérieur**

✓ **Nappe supérieure : $A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{29.84}{3}$ = 9.95 cm²**

✓ **Nappe inférieure : $A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{14.6}{3}$ = 4.87 cm²**

$A_{(C.N.F)}$=3.03 cm² ≤A_{se} ⟶ **C.N.Fest vérifiée**

❖ **Hourdis inférieur**

✓ **Nappe supérieure : $A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{12.9}{3}$ = 4.3 cm²**

✓ **Nappe inférieure : $A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{10.7}{3}$ = 3.57 cm²**

✓ $A_{(C.N.F)}$ =5.46cm² ≤A_{ser} ⟶ **CNF est vérifiée**

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5. Ferraillage passif des voussoirs.

Sens	Elément		
Transversalement	Hourdis supérieure	Nappe sup	7HA25
		Nappe inf	2HA20+5HA16
	Hourdis inferieur	Nappe sup	8HA16
		Nappe inf	8HA14
	Âme	Nappe externe	6HA20
		Nappe interne	6HA16
Longitudinalement	Hourdis supérieure	Nappe sup	7HA14
		Nappe inf	7HA10
	Hourdis inférieure	Nappe sup	5HA12
		Nappe inf	5HA10
	Âme	-	6HA12

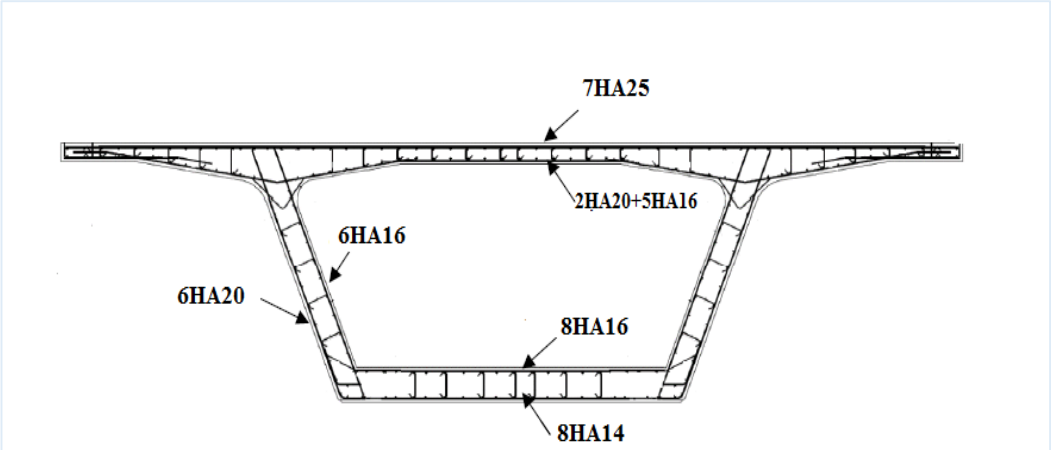


Figure VII.2. Schéma de ferraillage passif du voussoir courant.

VII.4. LA DIFFUSION DE LA PRECONTRAINTE

Dans les âmes du caisson on tient compte du ferraillage seulement de la flexion composé, aussi faut prendre en considération de la diffusion de précontrainte derrière les ancrages. L'effort à l'ancrage introduit dans les âmes une forte contrainte de compression sur une faible
Surface du béton. Cet effort se diffuse ensuite progressivement sur une plus grande surface dans le corps de l'âme au bout d'une certaine distance **LR** appelée longueur de zone de Régularisation, on admet que le principe de Saint-Venant s'applique et que la répartition des contraintes existe linéaire.
Soit :
Sa :section d'about où sont ancrés les câbles.
Sr : section de régularisation se trouvant à une distance de d = hauteur de la section Sa
On vérifiera l'équilibre de la régularisation à l'intérieur de chaque prisme
(Pour chaque ancrage), puis l'équilibre générale de la section.

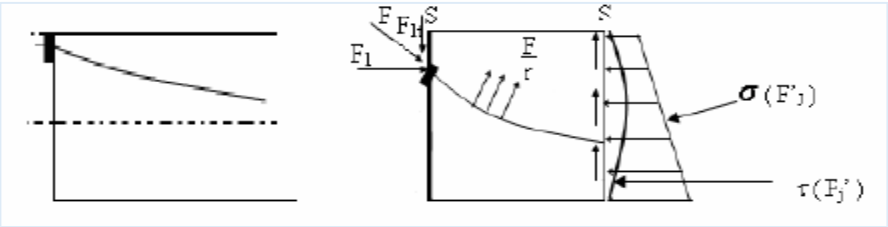


Figure VII.3. L'ancrage d'un câble dans une section

VII.4.1. Justification réglementaire

VII.4.1.1. Effet de surface

$$A_S = 0.04\,\frac{P_{max}}{\sigma_S} \quad \text{.....(VII.1)}$$

Avec

σ_s : Contrainte admissible da l'acier telle que $\sigma_s = \frac{2}{3} F_e$

P_{max} : la force de la précontrainte maximale =3.00 MN

$A_s = 0.04 \times \frac{3}{333.33} = 3.6\ cm^2 \longrightarrow$ **4HA12.**

VII.4.1.2. Effet d'éclatement

- La contrainte de traction de béton :

$$\sigma_{tj} = 0.5\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right)\frac{P_{max}}{bd_j} \leq 1.25 f_{tj} \quad \text{.....(VII.2)}$$

- Contrainte de compression de béton :

$$\sigma_{cj} = \frac{P_{max}}{bd_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \quad \text{.....(VII.3)}$$

Avec

a_j: dimension de la plaque d'ancrage dans le sens considéré (aj=25cm) ;

d_j : dimension de prisme dans le sens considéré (dj=40cm) ;

$b = 2 \times 0.5 = 1cm$: la largeur de l'âme.

Application numérique :

$\sigma_{tj} = 0.5\ (1-\frac{0.25}{0.4})\frac{3}{1*0.4} = 1.04 \leq 4.125MPa \longrightarrow$ **Vérifiée**

$\sigma_{cj} = \frac{3}{1*0.4} = 7.5 \leq 30MPa \longrightarrow$ **Vérifiée**

- Frettage d'éclatement

$$Aej = \frac{0.25\left(1-\frac{a_{ij}}{d_{ij}}\right)p_{max}}{k_j \frac{2}{3} f_e} = \frac{0.25\left(1-\frac{0.25}{0.4}\right)\times 3}{1.5 \times \frac{2}{3} \times 500} = 5.6cm^2 \quad \text{.....(VII.4)}$$

La section définitive de l'acier transversal :

$$A_e = \max\left(A_{ej}, ; 15\,\frac{P_{max}}{\frac{2}{3} f_e}\right), \max(5.6\ ;\ 13.5) = 13.5cm^2 \quad \text{.....(VII.5)}$$

Ces aciers sont à répartir sur une longueur dj.

VII.4.2.ETUDE DE BOSSAGE

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans de prismes spéciaux dites " bossages ".

- Aciers d'éclatement A1 :

$$A_1 = 0.15\frac{P}{f_{yd}} = 0.15\frac{3.32}{434.78} = 11.45\ \text{cm}^2 \text{ soit } \mathbf{6HA16} \quad \text{(VII.6)}$$

Avec

P : force précontrainte à l'ancrage ;

$f_{yd} = \frac{f_e}{1.15} = 434.78$ MPa.

- Aciers intermédiaire de couture :

$$A_2 = 0.4\frac{P}{f_{yd}} = 0.4\frac{3.32}{434.78} = 30.54\ \text{cm}^2 \text{ soit } \mathbf{10HA20} \quad \text{(VII.7)}$$

- Acier de reprise de la poussée au vide :

$$A_3 = \frac{2}{3}\frac{P}{f_{yd}}\sin\alpha = 12.6\ \text{cm}^2 \text{ soit } \mathbf{12HA12} \quad \text{(VII.8)}$$

Avec

α=0.25 rad : l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis.

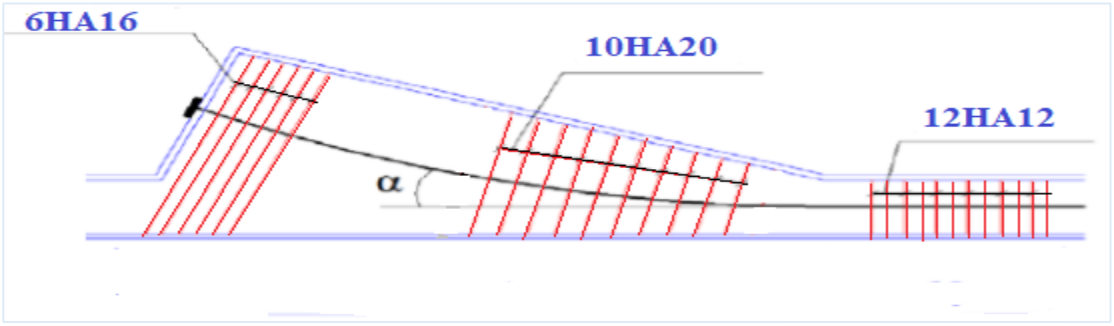


Figure VII.4.Schéma du ferraillage de bossage.

VII.5. CONCLUSION

La modélisation du voussoir à l'aide du logiciel, nous a permis de déterminer les différents efforts agissant sur les éléments de voussoir sous déférentes combinaisons. Ce qui nous a permis, par la suite, de procéder au calcul du ferraillage passif des éléments constructifs du voussoir.

EQUIPEMENTS DU TABLIER

VIII.1 .INTRODUCTION

On définit les équipements d'un tablier comme un ensemble de dispositifs de nature et de fonctionnement divers, dont le but est d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage, confort des usagers ainsi que sa durée de vie.

Parmi ces dispositifs, citons : Appareils d'appui, dé d'appui et joints de chaussée.

VIII.2 .APPAREIL D'APPUI

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, conçu pour :

- La transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Les appareils d'appuis en élastomère frété qui sont constitués de feuillets d'élastomère Ce sont les plus compatibles avec notre ouvrage pour les raisons :

- ✓ Facilité de mise en œuvre.
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Leur coût est relativement modéré.

VIII.2.1. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appui

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Tableau VIII.1. Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.

Combinaison	$R_{culée\ max}$(MN)	$R_{pile\ max}$(MN)
G	1866.72	10215.31
1.35G + 1.6A(l) + 1.6St	**4.75**	**18.62**
1.35G + 1.6Bc + 1.6St	2.11	16.49
1.35G + 1.6Bt + 1.6St	2.37	14.7
1.35G + 1.35Mc120	2.21	15.11
1.35G + 1.35D240	2.09	16.7

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

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure suivante avec :

- ✓ a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire
- ✓ D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire.
- ✓ a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

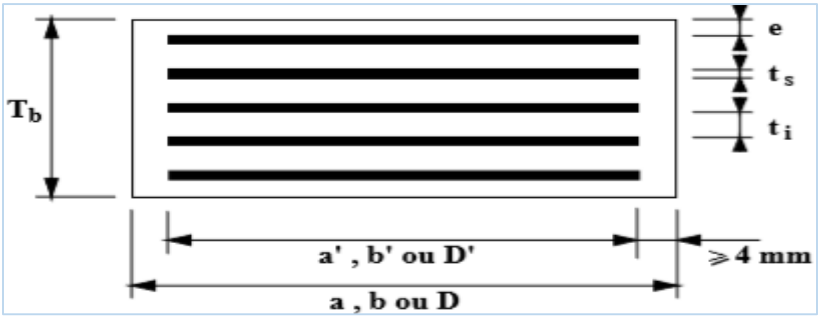


Figure VIII.1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale, aux Etats Limites Ultimes, sous l'action des sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type :

• la distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.

• l'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.

• la stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.

• les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

VIII.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui

L'aire de l'appareil d'appui doit vérifier la condition de non écrasement :

$$\frac{\mathbf{Nmax}}{\mathbf{a'\times b'}} \leq \boldsymbol{\sigma_{adm}} \quad \text{.....(VIII.1)}$$

avec

$N_{max} = \frac{R_{max}}{2}$;

σ_{adm} **:** doit être comprise entre 20 et 25 MPa on la prend égale à 20 MPa.

VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

Condition de non flambement **:**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \text{.....(VIII.2)}$$

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes:

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

$$ts > \frac{a*\sigma m}{\beta*\sigma e} \quad \text{.....(VIII.3)}$$

ts ≥ 2mm Avec : σ_e = 235 MPa et

$$\beta = \frac{a*b}{2*t*(a+b)} \quad \text{.....(VIII.4)}$$

Tableau VIII.2. Les dimensions retenues d'un appareil d'appui.

	Culée	Pile
R_{max}(MN)	4.75	18.62
N_{max}(MN)	2.38	9.31
a*b (cm^2)	≥1190 ⟶ (a*b) = (350*400) mm2	≥ 4655 ⟶ (a*b) = (700*700) mm^2
T (mm)	35 ≤ T ≤ 70	70 ≤ T ≤ 140
t_i (mm)	10	12
t_s(mm)	≥2.71 ⟶ t_s= 4 mm	≥3.88 ⟶ t_s= 5mm
e (mm)	e= t_i/2 = 5 mm	e=6 mm
Enrobage	10	10
a*b*T	(350×400×70)	(700×700×120)

VIII.2.3. Evaluation des efforts et des déplacements horizontaux

VIII.2.3.1. Actions statiques

Déplacement statique **:**

$$\mathbf{V_{x\,s}} = \frac{H_s}{K_s} \quad \text{.....(VIII.5)}$$

Tel que : $H_s = |Xi| \times Ki \times \varepsilon$ .....(VIII.6)

Avec :

$|X_i|$: la distance entre l'appui et le centre de rigidité.

K_i : la rigidité des appuis (Voir chapitre IX).

X_{cr} : Centre de rigidité ; $X_{cr} = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}$

ε_T : coefficient de la température. $\varepsilon T = \lambda \times \Delta T$; avec ΔT=15°C et $\lambda = 10^{-5}$.

ε_f : coefficient du fluage $\varepsilon_f = K_{fl} \times 10^{-4}$.

K_{fl} : vaut à t =0 au moment où il subit la contrainte σb est de 2 à 3 donc K_{fl} = 2.5.

$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$: coefficient de retrait.

VIII.2.3.2. Action dynamique

La seule action dynamique à considérer c'est celui de l'effort de freinage maximal dû à un camion Bcavec : Ffr = 0.30 MN **(Voir chapitre IV)**.

VIII.2.3.3. Déplacement horizontal

Vx = VxT + Vxf +Vxr + Vxfr .....(VIII.7)

Avec

VxT : déplacement dû à la température, donnée par : VxT = L× εT;

Vxf : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : Vxf = L × εf ;

Vxr : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : Vxr = L × Ɛr ;

L : longueur de délitation (entre les joints de chaussée) qui vaut 116.2 m ;

Vxfr : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$\boldsymbol{V_{xfr} = \frac{F_{fr} * T}{2 * G * a * b} \leq 1}$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui G = 1.2 MPa ;

T : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau VIII.3. Déplacement horizontal du tablier.

Appui	K_s (MN/m)	K_d (MN/	X_{cr} (m)	$\|X_i\|$ (m)	V_{xT} (m)	V_{xf} (m)	V_{xr} (m)	F_{fr} (MN)	V_{xfr} (m)
C_0	3.6	4.8	57.56	57.56	0.00860	0.01439	0.014	0.050	0.0139
P_1	7.3	9.71		27.56	0.00413	0.00690	0.0079	0.100	0.0136
P_2	7.35	9.79		27.44	0.00412	0.00686	0.0031	0.101	0.0137
C_1	3.6	4.8		57.44	0.00862	0.01436	0.0091	0.050	0.0139
$V_{x\ max\ pile}$ = 0.033 m. $V_{x\ max\ culée}$ =0.051m.									

Et d'après l'étude sismique (voire chapitre IX)

$V_{x\ dynamique\ pile} = V_{x\ dynamique\ culée}$ = 0.1374 m

Donc :

$V_{x\ max\ pile}$ = 0.1704 m et $V_{x\ max\ culée}$ = 0.1884 m.

VIII.2.4. Vérifications du dimensionnement

Selon le RPOA les appareils d'appui en élastomère fretté doivent vérifier les conditions suivantes :

VIII.2.4.1. Résistance à la compression

$$\boldsymbol{\sigma_{ap} = \frac{Nmax}{a*b} \leq \sigma_{adm} = 20\ MPa} \quad \text{.....(VIII.8)}$$

Tableau VIII.4. Vérification de résistance à la compression.

Culée	Pile
$\boldsymbol{\sigma_{ap} = \frac{2.38}{350*400} = 17\ MPa} \leq 20$ MPa ⟶ Vérifiée	$\boldsymbol{\sigma_{ap} = \frac{9.31}{700*700} = 19\ MPa} \leq 20$MPa ⟶ Vérifiée

VIII.2.4.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier

γs×Pu≤Pc.....(VIII.9)

Avec

γs = 3 : le coefficient de sécurité ;

P_u : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU ;

P_c = $\frac{4*G*B*d*S^2}{h}$: la charge critique de flambement ;

B : l'aire nominale de l'appui ;

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc ;

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui ;**S** : facteur de forme tel que : S= $\frac{a*b}{2*t*(a+b)}$

Tableau VIII.5. Vérification de Sécurité au flambement.

γs×Pu≤Pc =4×G×B×S2×d/h	
Culée	**Pile**
B= 0.14 m^2; d=0.014 m	B= 0.49 m^2 ;d=0.017 m
h=0.07m;S=9.33	h=0.12m ;S=14.58
G=0.9MPa	G=0.9MPa
P_c=$\frac{4*0.9*0.14*0.014*9.33^2}{0.07}$ = 8.77 MN	**P_c=$\frac{4*0.9*0.49*0.017*14.58^2}{0.12}$ = 53.12** MN
3×P_u= 7.14 < P_c ⟶ Vérifiée	3×P_u= 27.93 < P_c ⟶ Vérifiée

VIII.2.4.3. Limitation de la distorsion

La distorsion δ = $\frac{V_x}{T}$<δ_c .....(VIII.10)

Avec :

V_x : déplacement horizontal.

T : épaisseur totale d'élastomère.

$\delta_c \leq 0,7+ 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - P)$ pour : P = $\frac{P_u}{P_c} \leq 0,25$

Tel que : δ0 = b/T, borné par [0.7 < δ 0< 2] et b : petit côté de l'appui.

δ ≤ 1,4(1-2p) Pour : p ≥ 0,25

Tableau VIII.6. Vérification de la distorsion.

$\delta = \frac{V_x}{T} < \delta_c$	
Culée	**Pile**
T=70 mm. ;P= 0.27	T=120 mm. ;P= 0.18
δ_0= 5.71 on prend : δ_0= 2	δ_0=5.83 on prend : δ_0= 2
δ_c= 0.644 ⟶ V_x = 188.4 mm.	δ_c= 1.064 ⟶ V_x =170.4 mm
δ = 2.69>δ_c ⟶ **Non Vérifiée**	δ = 1.42>δ ⟶ **Non Vérifiée**

Donc on doit placer des dispositifs de non-distorsion au niveau des appuis.

VIII.2.4.4. Condition de non glissement

On doit vérifier que la force horizontale :

$H < f \times N$ et $f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)$……..(VIII.11)

Avec :

N est l'effort de compression vertical ;

f est le coefficient de frottement.

Tableau VIII.7. Vérification de glissement.

H< f× N	
Culée	**Pile**
H = 0.81 MN **; N=** 0.92 MN **;**	**H** = 0.123 MN **;N=**2.85 MN
σ_m=6.57 MPa **; f=** 0.19	**σ_m** = 5.82**MPa ; f=**0.2
0.81 MN < 0.18 MN ⟶ **Non Vérifié**	0.123 MN < 0.6 MN ⟶ **Vérifié**

Donc on doit placer des dispositifs de non-glissement au niveau la culée.

VIII.3.DES D'APPUIS

Les dés d'appuis permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, localisé et de prévoir d'éventuelles fissures ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Le dimensionnement des dès d'appuis se résume dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.8. Les dimensions retenues des dés d'appuis.

Au niveau de Pile	Au niveau de culée
a = b = 700 mm A = 700+200= 900 mm B = 700+200= 900 mm $h \geq \frac{2 * B_0}{P0} = \frac{A * B}{A + B}$ $h \geq 450\ mm \longrightarrow$ h =500 m	a = 300 mm b = 350 mm A= 300+200 = 500 mm B= 350+200 = 550 mm $h \geq \frac{2 * B_0}{P0} = \frac{A * B}{A + B}$ $h \geq 261.90\ mm \longrightarrow$ h = 300 mm

VIII.3.2. Ferraillage des dés d'appuis

❖ **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. Elles reprennent 25% de la charge localisée la plus importante.

❖ **Armatures horizontales**

Leurs rôle est de limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage .Elles doivent reprendre un effort égal à 12,5%de la même descend de charge.

❖ **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Elle reprend 4% de N_{max}.

❖ **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. Elle reprend 10 % de N_{max}.

Tableau VIII.9. Les sections de ferraillage retenues des dés d'appuis.

Au niveau de Culée	Au niveau de Pile
$A_c = \frac{0.25 * N_{max}}{\sigma_s}$ tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{1.15}$ 434.78 MPa $A_h = \frac{0.125 * N_{max}}{\sigma_s}$; $A_s = \frac{0.04 * N_{max}}{\sigma_s}$ Et : $A_i = \frac{0.1 * N_{max}}{\sigma_s}$	
A_c= 13.69 cm^2 ⟶ **14HA9**	A_c = 53.53 cm^2 ⟶ **32HA7**
A_h = 6.84 cm^2 ⟶ **8HA14**	A_h=26.77 cm^2 ⟶ **14HA18**
A_s=2.19 cm^2 ⟶ **6HA8**	A_s=8.56 cm^2 ⟶ **10HA11**
A_i=5.47 cm^2 ⟶ **10HA7**	A_i=21.41 cm^2 ⟶ **12HA19**

Le dessin de ferraillage est montré dans les figures suivantes :

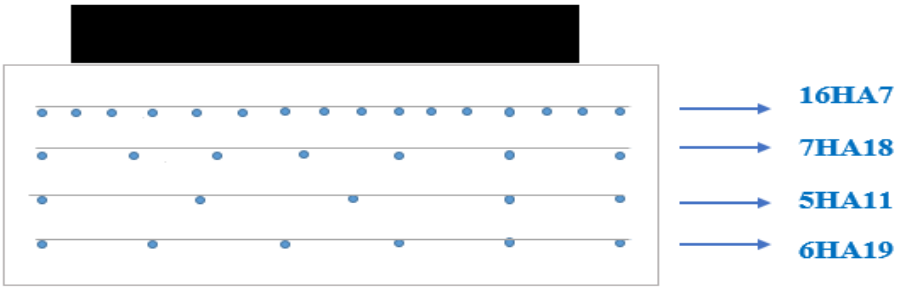


Figure VIII.2. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la pile.

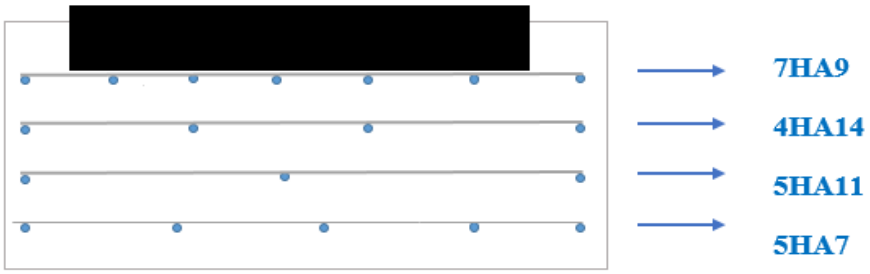


Figure VIII.3. Ferraillage du dé d'appui au niveau de la culée.

VIII.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les charges d'exploitation engendrent des déplacements ou des déformations pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés par un gène à des variations de température, du retrait et du fluage. Il convient de rendre le tablier librement dilatable en ménageant un jeu à ses ou à une de ses extrémités.

VIII.4.1. Dimensionnement

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

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage) ;
- ✓ Déplacement du à l'action sismique.

$$W = W_{D+} + 0.3W_{T+}\frac{W_S}{3} \quad \text{(VIII.12)}$$

Avec

W : souffle total du joint ;

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

W_T : souffle thermique ;

W_S : souffle sismique.

Les souffles WT, WD sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques Ws = 13.74cm.

Application numérique :

$$W = 1.439 + 1.4 + 0.3 * 0.862 + \frac{13.74}{3}$$

W =7.3 cm

VIII.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 7.68 cm il faut considérer la famille de joints appelée W_d (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

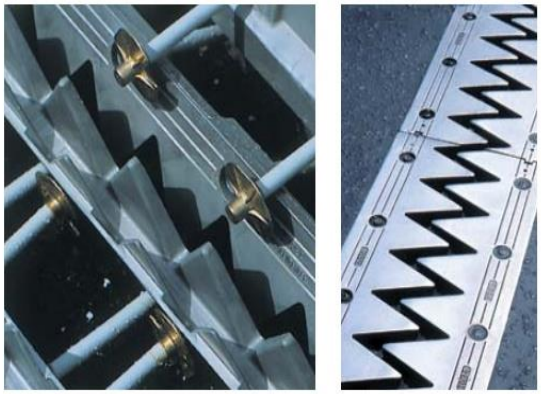


Figure VIII.4. Joint du type Wd.

Tableau VIII.10. Joints de chaussée CIPEC.

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤60	S>250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd110	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

On a opté le modèleWd80.

VIII.5.CONCLUSION

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, pour passer à la fin à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

ETUDE D'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure est une étape indispensable pour l'étude d'un ouvrage dans son ensemble vu son rôle de transmettre au sol les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol pour empêcher l'instabilité de l'ouvrage lors d'un séisme majeur.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles se sont des appuis intermédiaires qui assurent la liaison avec le sol et le transmettent les efforts dus aux déférentes charges par l'intermédiaire des fondations

Tableau IX.1. Hauteurs des piles.

Pile	Hauteur (m)
P_1	6.1
P_2	2.65

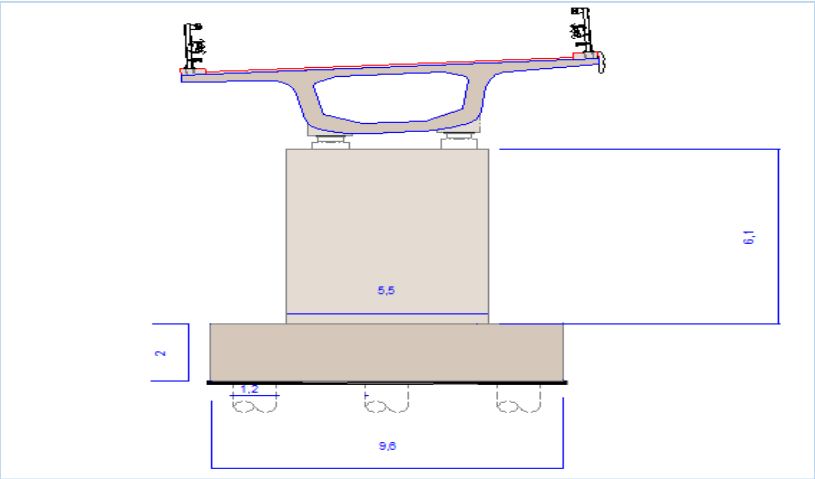


Figure IX.1. Dimensions de la pile la plus haute.

IX.2.1.Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des déférents appuis.

$$\mathbf{K_{Aap}} = \mathbf{G} * \frac{\mathbf{a*b}}{\mathbf{T}} \; ; \; \mathbf{K_{pile}} = \frac{\mathbf{3EI}}{\mathbf{h^3}} \text{ et } \boldsymbol{K_{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Aap}} + \frac{1}{K_{pile}}} \quad \text{.....(IX.1)}$$

Avec a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique ;

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : fc28 = 27 MPa.

Tableau IX.2. Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	H(m)	$K_{A\text{-}app}$		$K_{pile\ longitudinal}$ (MN/m)	K_{appui}	
		K_s(MN/m)	K_d(MN/m)		K_s(MN/m)	K_d(MN/m)
C_0	1.31	1.8	2.4	Infinie	3.6	4.8
P_1	6.1	3.68	4.9	1011.1	7.31	9.71
P_2	2.65	3.68	4.9	12332.42	7.36	9.80
C_1	2.8	1.8	2.4	Infinie	3.6	4.8

Tableau IX.3. Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis.

Appuis	H(m)	$K_{A\text{-}app}$		$K_{pile\ transversal}$ (MN/m)	K_{appui}	
		K_s(MN/m)	K_d(MN/m)		K_s(MN/m)	K_d(MN/m)
C_0	1.31	1.8	2. 4	Infinie	3.6	4.8
P_1	6.1	3.68	4.9	3541.62	7.35	9.78
P_2	2.65	3.68	4.9	43197.02	7.36	9.8
C_1	2.8	1.8	2. 4	Infinie	3.6	4.8

IX.2.2. Etude sismique

IX.2.2.1 .Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- ✓ Le présent pont est de 2eme groupe ;
- ✓ Le sol est de catégorie S3 (site meuble) ;
- ✓ l'ouvrage est classé en zone IIa ;
- ✓ L'accélération de zone A= 0.2.

IX.2.2.2. Méthode de calcul

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.
De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse.
Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire les conditions suivantes :

Masse totale mise en mouvement

La masse modale (la masse mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse total de la structure, y compris la masse des appuis en élévation ; autrement dit **:**

$M_P \leq 0{,}43M_T$.

M_P : la masse de l'ensemble des piles hors fondations ;

M_T : la masse totale du tablier.

Application numérique :

M_T= 24523.902 KN.

M_p= 25*(6.1+2.65)*9.2 = 2013.53 KN.

2013.53 KN< 0.43*24523.902 = 10545.27 KN ⟶ **Condition vérifiée.**

❖ **Angle de biais**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Notre ouvrage il s'agit d'un pont sans biais ⟶ Condition vérifiée.

❖ **La courbure de pont**

La courbure doit être inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

Notre ouvrage il s'agit d'un pont sans courbure Condition vérifiée.

❖ **La symétrie transversale**

La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_o) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

$$e_o = |X_M - X_r| \leq 5\% \, L$$

Application numérique :

$X_M = \frac{115}{2}$ 57.5 m.

X_r= 57.56 m.

e_o= 0.06 m < 0.05*115 = 5.75 m ⟶ **Condition vérifiée.**

Donc la méthode spectrale monomodale est applicable.

IX.2.2.3. Evaluation de séisme longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide et l'effort longitudinal total appliqué est :

$$F_l = M_T S_a(T) \quad \text{.....(IX.2)}$$

M_T : La masse effective totale de la structure est égale à la masse du tablier.

$S_a(T)$: L'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

T_1 = 0.2 S ;

T_2= 0.5 S.

S : coefficient de site égale à 1.2.

A : égale à 0.2.

g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s^2

ξ : taux d'amortissement égal à 5%.

η : facteur de correction de l'amortissement η=1.

T : période fondamentale de l'ouvrage, T =$2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$.

Application numérique :

T=$2\pi\sqrt{\frac{2499.89}{29100}}$ = 1.84s.

$T_2 < T < 3s \longrightarrow S_a(T,\xi) = 2{,}5\eta AgS(\frac{T_2}{T}) \longrightarrow S_a(1.84{,}5)$= 1.6 m/s^2.

F_l =3998.47 KN.

Les efforts repris par les éléments porteurs de l'ouvrage seront distribués au prorata de leurs raideurs.

$$\boldsymbol{F_L^i = \frac{K_i}{K} F_L} \quad \text{.....(IX.3)}$$

Et le déplacement a pour expression :

$$\boldsymbol{d_L = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a} \quad \text{.....(IX.4)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci –après :

Tableau IX.4. Les efforts longitudinaux repris par les éléments porteurs du pont et le déplacement du tablier

Appui	$K_{Ld\ appui}$ (MN/m)	F_L(KN)	d_L(cm)
C_0	4.8	650	13.74
P_1	9.71	1330	13.74
P_2	9.8	1350	13.74
C_1	4.8	650	13.74

IX.2.2.4. Evaluation de séisme transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, deux approches différentes peuvent être utilisées selon le **RPOA 2008**, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide ;

-Le modèle à tablier flexible.

En effet, le modèle à tablier flexible est retenu car $\frac{L}{B} > 5$ où L est la longueur totale du tablier continu (L = 115m) et B la largeur du tablier (B = 11.4m).

Pour l'évaluation de ce séisme on applique la méthode de pile indépendante :

Dans certains cas, l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes.

Les effets des séismes agissant sur le n^{ieme} pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant une force statique équivalente :

$$\boldsymbol{F_i = M_i S_a(T)} \quad \text{.....(IX.5)}$$

Critère de validité : $\mathbf{0.9 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.1}$

$\boldsymbol{T_i} = 2\pi\sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$ est la période fondamentale de la pile ;

M_i est la masse effective attribuée à la pile

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IX.5. Distribution des forces et des déplacements transversaux au niveau des appuis.

Appui	K (MN/m)	M (t)	T(s)	S_a(m/s^2)	F_i(KN)	X (cm)
C_0/C_1	4.8	326.1	1.64	1.8	586.98	12.23
P_1	9.78	994.02	2	1.47	1462.70	14.96
P_2	9.8	954.34	1.96	1.50	1432.97	14.62

IX.2.2.5. Combinaisons des composantes de l'action sismique

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

Tableau IX.6. Les composantes sismiques dans les trois directions.

Direction d'effort	E_L	E_T	E_V
E_1	1	0.3	0.3
E_2	0.3	1	0.3
E_3	0.3	0.3	1

Tableau IX.7. Les effets sismiques dans les trois directions.

	E_L	**E_T**	**E_V**	**E_1**	**E_2**	**E_3**
H_L(KN)	3316.68	0	0	3316.86	995.06	995.06
H_T(KN)	0	3367.43	0	1010.23	3367.43	1010.23
M_L(KN.m)	14899.57	0	0	14899.57	4469.87	4469.87
M_T(KN.m)	0	15385.7	0	4615.71	15385.7	4615.71
N(KN)	0	0	842.03	252.61	252.61	842.03

IX.2.3.Evaluation des efforts

IX.2.3.1. Les efforts statiques agissant sur la pile

On s'intéresse à évaluer les efforts agissant sur la pile la plus sollicitée P_1.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.8. Evaluation des efforts statiques agissant sur la pile.

Sollicitation	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Voile	1403.72	-	-
Dé d'appui	10.13	-	-
G_{max} tablier	5646.15	-	-
A(l) 3 Voies	1992.3	-	-
Bc3 Voies	726.33	-	-
Bt 2 voies	349.05	-	-
Mc120	621.67	-	-
D240	812.73	-	-
St	57.71	-	-
Freinage A(l) 3 Vs	-	75	495
Freinage Bc 3 Vs	-	100	660
H_T	-	30.15	199
H_{flv} (Ret + flu)	-	108.04	713.06

IX.2.3.2. Les efforts sismiques agissant sur la pile

Le calcul sismique doit se faire en tenant compte des effets sismiques suivants :

- Effort transmis par le tablier ;
- Effort d'inertie dû à l'accélération de masse de pile.

Les efforts sismiques horizontaux et verticaux sont calculés au pied de la pile avec :

Hp= K_H×PP et Np = K_V × PP où PP est le poids propre de pile

Combinaisons des actions de calcul

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le **chapitre IV.**

Tableau IX.9. Combinaison d'actions à ELS et ELU.

Cas	Combinaisons	Cas	Combinaisons
ELS	G + 1.2 A(l)3Vs + St +0.6H_T +H_{flv}	**ELU**	1.35G + 1.6A(l)3Vs+1.6St + 0.9H_T +H_{flv}
	G + 1.2 Bc3Vs + St +0.6H_T +H_{flv}		1.35G + 1.6 Bc3Vs+1.6St + 0.9 H_T + H_{flv}
	G + Mc120+ 0.6 H_T + H_{flv}		1.35 G + 1.35 Mc120 + 0.9 H_T + H_{flv}
	G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}		1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + H_{flv}

Tableau IX.10. Combinaison d'actions à ELA.

Combinaisons	G	Q	E_1	E_2	E_3
comb1	1	0.2	1	0	0
comb2	1	0.2	0	1	0
comb3	1	0.2	0	0	1
comb4	1	0.2	-1	0	0
comb5	1	0.2	0	-1	0
Comb6	1	0.2	0	0	-1

IX.2.4. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus sollicité :

I_x=**2.3 m^4**; I_y= **8.11 m^4**; S =**9.2 m^2**; h=**6.1m**.

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$\lambda = l_f/i \leq 70$.....(IX.6)

Avec

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : lf = 2 × h = 12.2 ;

i : rayon de giration.

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 0.5 \longrightarrow \lambda = 24.4 < 70$

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 0.94 \longrightarrow \lambda = 12.99 < 70$ $\longrightarrow$ Pas de risque de flambement autour de (xx) et autour de (yy).

IX.2.5. Ferraillage de la pile

IX.2.5.1. Sollicitations les plus défavorables

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le tableau. IX.11 (détail de calcul voir **Annexe C**).

Tableau IX.11. Sollicitation les plus défavorables pour la pile-1-.

Etat	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)	N/ml(KN)	M(KN.m/ml)
ELU	10785.46	295.18	1948.19	1960.99	354.22
ELS	7989.31	246.13	1624.46	1452.6	295.36
ELA	7722.61	3456.96	15824.23	1404.11	2877.13

IX.2.5.2. La section d'acier

Avec un logiciel qui calcule la section d'acier et fait la vérification (détail de calcul voir **Annexe D**) on obtient :

As = 36 cm2/ml ⟶ **12HA20** avec S_t=20cm

IX.2.5.3. Section minimale des armatures d'effort tranchant

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t}{100} \quad \text{.....(IX.7)}$$

S_t: l'espacement des armatures transversales S_t= Min [24 Φ_t ; 8 Φ_L ; 0,25 d] = 16 cm

Avec

d : hauteur utile ;

Φ_L: diamètre des armatures longitudinales ;

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

***f_{el}* et *f_{et}* :** sont les caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales ;

A_l : section totale des armatures longitudinales.

A_t= 3.77 cm^2 ⟶ On opte des cadres horizontales de **HA12.**

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'une des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Sa fonction principale est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant, donc elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

IX.3.1. Pré-dimensionnement de la culée

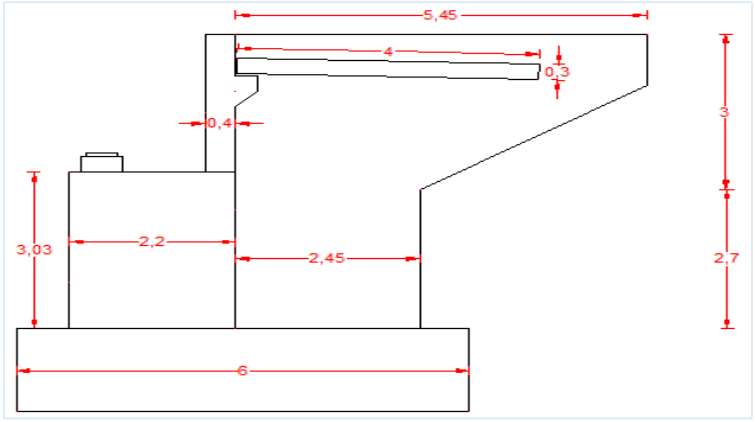


Figure IX.1. Les dimensions des éléments de la culée.

Tableau IX.12. Les dimensions des éléments de la culée.

Mur frontal	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition
Longueur : 11.4m Epaisseur : 2.2 m Hauteur : 3.03 m	Longueur : m Epaisseur : 0.4 m Hauteur : 2.67 m	Longueur : 5.45m Epaisseur : 0.5 m	Longueur : 4m Epaisseur : 0.3 m

IX.3.2. Efforts dus à la culée

❖ **Calcul du coefficient de poussée**

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_h ; k_v :
Avec

k_h=0.2 : Coefficient sismique horizontal ;

k_v=0.3xk_h=0.06 : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussées des terres agissant sur une hauteur h et sur un largueur L est donnée par la formule suivante :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}(1 \pm k_v) k_{ad} \times H^2 \quad \text{.....(IX.8)}$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE- OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi . \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta . \cos\theta}}\right]} \quad \text{.....(IX.9)}$$

Avec

φ:Angle de frottement interne (pour remblai sans cohésion φ =**30°**).
β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal : **β =0°**
θ : arctg$\left(\frac{K_H}{1 \pm K_V}\right)$
Les coefficients de poussée sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.13. Calcul du coefficient de poussée Kad.

Action du séisme	K_H	K_V	Θ°	K_{ad}
Condition normale	0	0	-	0.333
Séisme «horizontal ; 1+k_v»	0.2	+0.06	10.68	0.464
Séisme «horizontal ; 1-k_v»	0.2	-0.06	12.01	0.484
Séisme horizontal	0.2	0	11.3	0.47

Le calcul des sollicitations sont montrés dans **l'Annexe C.**

IX.3.3. Ferraillage des éléments de la culée

IX.3.3.1 .Ferraillage du mur garde grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée de la terre.
- Poussée de la surcharge de remblai.
- Effort de freinage.

❖ **Evaluation des efforts**

➢ **Moment des poussées des terres :**

$\mathbf{M_p = \frac{P \times H}{3}}$ et $\mathbf{P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L}$.....(IX.10)

Avec

H : hauteur de remblai;

L : longueur de remblai, L = 1m.

Tableau IX.14. Moment des poussées des terres à L'ELU et à l'ELS.

	K_{ah}	L (m)	H (m)	P (KN)	M(KN.m/ml)
ELU	0.333	1	2.67	23.73	21.27
ELS				32.04	28.25

➢ **Moment due à la force de freinage :**

$\mathbf{M_f = \frac{2 \times \mu \times P \times H}{0.25 + 2H}}$.....(IX.11)

Avec

μ : coefficient de pondération (μ=1.6 à ELU et μ=1.2à ELS) ;

P=60 KN**.**

$\mathbf{M_{f\,-ELS}}$ **=68.77KN.m/ml.**

$\mathbf{M_{f\,-ELU}}$ **=91.7 KN.m/ml.**

➢ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

Le moment d'encastrement à la base du mur garde de grève est donné dans la formule suivante :

$\mathbf{M_f = \frac{12\,K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx}$ et $\mathbf{K = K_a \times b_c \times \gamma \times \delta}$.....(IX.12)

Avec

$\boldsymbol{\delta}$ **=0.9** coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai) ;
$\boldsymbol{\gamma}$= coefficient de pondération (γ = 1.2 à ELS γ = 1.6 à l'ELU) ;
$\mathbf{b_c}$**=1.092**coefficient de pondération du système Bc ;
h : hauteur de mur garde grève.

$\mathbf{M_{P\text{-}ELS}}$ **=33.70 KN. m/ml**

$\mathbf{M_{P\text{-}ELU}}$ **=46.07 KN.m/ml**

❖ **Combinaisons d' action**

- **à ELS :** $M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q$ **=151.21KN. m/ml**
- **à ELU :** $M_{ELU} = 1.35\ M_G + 1.6M_Q$ **=249.14KN. m/ml**

❖ **Ferraillage de mur garde grève**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérer Préjudiciable et avec Robot expert :

Section d'acier : As=17.60 cm ⟶ **6HA20** pour As=18.85 cm²/ml avec St=17cm.

L'armature de construction : $A_S' = \frac{A_S}{3} = 6.28cm^2$ ⟶ **6HA12** pour $A_S=6.79cm^2$ /ml avec St=17cm.

Les armatures horizontales : $A_{St} = \frac{A_S}{4} = 4.71cm^2$ ⟶ **6HA12** pour $A_S=6.79cm^2$ /ml St=17cm.

IX.3.3.2. Dalle de transition

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyer, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface.

❖ **Evaluation des efforts**

- Remblai : $G_{remblai}=20\times 0,5= 10$ KN /m² ;
- Poids propre de la dalle : $G_P= 0,3 \times 25 = 7.5$KN/m² ;
- Revêtement : $G_{revêtement} =24 \times 0,08 = 1,92$ KN/m² ;
- Surcharges : Q=12KN/ml.
-

Tableau IX.15. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition.

Etat	Combinaison	M(KN.m)	T(KN)
ELS	G+1.2Q	33.82	67.64
ELU	1.35G+1.6Q	45.41	90.83

❖ **Ferraillage de la dalle de transition**

Le ferraillage se fait en flexion simple, la fissuration est considérer Préjudiciable :

Section d'acier : As=12.1 cm ⟶ **7HA16** pour As=14.07 cm²/ml(St=15cm)

L'armature de construction : $A_S' = \frac{A_S}{3} = 4.69cm^2$ ⟶ **7HA10** pour $A_S=5.50cm^2$ /ml (St=15cm)

Les armatures horizontales : $A_{St} = \frac{A_S}{4} = 3.51cm^2$ ⟶ **7HA8** pour $A_S=3.52cm^2$ /ml(St=15cm)

IX.3.3.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition

❖ **Evaluation des efforts**

Réaction due à la dalle de transition :

La réaction due à la dalle de transition est donnée par la formule suivante :

$\mathbf{R_{D-T}} = \frac{ql}{2}$; $\mathbf{R_{D-t}}$=15 KN/ml …….....(IX.12)

Avec :

q : charge due au poids de la dalle de transition.

L : longueur de la dalle de transition ;

Réaction des poids des terres :

La réaction due au poids propre des terres est donnée comme se suit :

$\mathbf{R_{P-T}} = \frac{ql}{2}$;$\mathbf{R_{P-T}}$ = 20 KN/ml .....(IX.13)

Avec

q : charge due au poids de remblais

Réaction due au revêtement :

La réaction due au poids propre de revêtement est donnée comme se suit :

$\mathbf{R_{revt}} = \frac{ql}{2}$;$\mathbf{R_{revt}}$ = 3.84 KN/m .....(IX.14)

Avec :

q : charge due au poids de revêtement

Réaction due aux surcharges sur remblais :

La réaction due aux surcharges sur remblai est donnée comme se suit :

$\mathbf{R_{Sur-Rem}} = \frac{ql}{2}$;$\mathbf{R_{Sur-Rem}}$=24 KN/ml .....(IX.15)

Avec

q : charge due aux surcharges dur remblais

Réaction due au poids propre du corbeau

La réaction due au poids propre du corbeau est donnée par la formule suivante :

$\mathbf{R_{P-C}} = V \times \gamma$; $\mathbf{R_{P-C}}$ =3.38 KN/ml .....(IX.16)

Avec

V : volume du corbeau ;

γ : densité du béton.

❖ **Combinaison d'actions**

$\mathbf{R_{ELU}}$ =1.35 R_G + 1.6 R_Q=95.39 KN/ml.

$\mathbf{R_{ELS}}$ =R_G +1.2 R_Q =71.01 KN/ml.

❖ **Ferraillage du corbeau**

Le ferraillage se fait en flexion simple avec :

Section d'acier : As=5.5 cm **6HA12** pour As=6.79 cm²/ml**(**St=17cm)

L'armature de construction **:**$A_S' = \frac{A_S}{3}$= 2.26~~cm²~~ ⟶ **4HA10** pour **As**=3.14cm² /ml

IX.3.3.4. Mur en retour

Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il a pour le rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai, il est soumis aux charges suivantes :

-le poids propres y compris la superstructure (équipements).

-les poussées des terres.

-les poussées des surcharges.

❖ **Combinaisons des efforts**

ELS: M= (M_{pp}+M_{pt}+M_{ccp}) +1.2(M_{psr}).

ELU: M=1.35 (M_{pp}+M_{pt}+M_{ccp}) +1.6(M_{psr}).

❖ **Ferraillage de mur en retour**

Tableau IX.16. Résultats et ferraillage du mur en retour.

	M_{ELU} (KN.m/ml)	M_{ELS} (KN.m/ml)	A_S (cm^2)	Armatures
Sens horizontal	528.29	393.67	40.4	9HA25/ml
Sens verticale	597.58	445.85	46.1	6HA32/ml

IX.3.3.5. Mur frontal

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

Le mur frontal est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composé .il est sollicité par : les charges permanentes, poids propres de la superstructure, la poussée des terres, surcharges sur remblais.

❖ **Combinaison d'actions**

Le résultat des combinaisons les plus défavorables est montré dans le tableau : (détail de calcul voir **annexe C**).

Tableau IX.17. Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal.

Etat	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELU	5162.63	1540.87	3425.55
ELS	6990.59	2031.59	4864.86

❖**Ferraillage de mur frontal**

Le ferraillage se fait en flexion composé, on trouve :

Section d'acier : $A_s = 21.5\ cm^2$ ⟶ **5HA20** pour $24.54cm^2$

L'armature de construction : $A_s' = \frac{A_S}{3} = 8.18cm^2$ ⟶ **5HA16** pour $A_S = 10.05cm^2$ /ml

Les armatures horizontales : $A_{st} = \frac{A_S}{4} = 6.13cm^2$ ⟶ **5HA14** pour $A_S = 7.70cm^2$ /ml

IX.4. ETUDE DES FONDATIONS

IX.4.1. Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

Tableau IX.18. Les dimensions de la semelle sous la culée et la semelle sous la pile

Pile		Culée	
Longueur (m)	9.6	Longueur (m)	13.2
Largeur (m)	6	Largeur (m)	6
Epaisseur (m)	2	Epaisseur (m)	1.6

IX.4.1.1. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul voir **annexe C**) :

Tableau IX.19. Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

	Pile			Culée		
Cas	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELU	16699.02	255.18	2194.55	17028,73	1938.34	21399,62
ELS	12388.47	216.13	1858.72	12634,64	1468.94	15709,37
ELA	10612.9	4122.64	23837.3	10775,46	1771.11	17279,65

IX.4.1.2. Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p} \quad \text{(IX.17)}$$

Avec

N_{max} : l'effort normal maximal à l'ELS ;

Q_p: capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau IX.20. Nombre de pieux sous la semelle.

	Pile	Culée
N_{max}(KN)	12388.47	12634.64
Q_p(KN)	5000	5000
n_p	2.5	2.53
n_p retenu	6 pieux de 20 m	6 pieux de 20 m

IX.4.1.3. Efforts revenant à chaque pieu

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{My_i}{\sum {Y_i}^2} \quad \text{.....(IX.18)}$$

Avec

n : nombres des pieux ;

N : effort normal ;

M : moment sollicitant les pieux ;

Y_i: la position de chaque fille de pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Y_1= 1.8 m.

Y_2= -1.8 m.

Tableau IX.21. Les valeurs de Rmax et de Rmin pour les combinaisons les plus défavorables.

	Pile			Culée		
Etat	R_{max}(KN)	R_{min}(KN)	Q_p(KN.)	R_{max}(KN)	R_{min}(KN)	Q_p(KN.)
ELU	2986.37	2210.53	-	4819,57	572,61	-
ELS	2236.85	1615.56	5000	3560,35	436,24	5000
ELA	3975.97	-438.34	-	3395,88	1327,58	-

IX.4.1.4. Vérifications

Cas de la pile :

$N_{max\text{-}els}$ = 2236.85KN < 5000 KN ⟶ Pas de risque de poinçonnement

$N_{min\ -ela}$= -438.34< 0. Il y a un risque de soulèvement, on doit vérifier avec le poids d'un pieu.

$P_{pieu} = 25 * 20 * \pi * 0.6^2 = 565.49\ KN$

$P_{pieu} > N_{min-ela}$ ⟶ Condition de non soulèvement est vérifiée.

Cas de la culée :

$N_{max\text{-}els}$ = 3560,35KN < 5000 KN ⟶ Pas de risque de poinçonnement

N_{min}>0. , Il y pas a un risque de soulèvement.

IX.4.1.5. Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$\alpha \geq 45°$

$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$

Avec :

h = H – d' ;

L : entraxe entre les pieux ;

b : épaisseur de la pile ou le mur frontal.

Tableau IX.22. La vérification des conditions de la méthode des bielles.

	Pile	Culée
L(m)	3.6	3.6
b(m)	1.8	2.2
H(m)	2	1.6
d'(m)	0.1	0.1
h(m)	1.9	1.5
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$	1.35	1.25
$\alpha_1 = \alpha_2 = arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$	54.6°	50.19°
Conditions	Vérifiées	Vérifiées

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_{st-inf} = \frac{N}{\sigma_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} \quad \text{.....(IX.19)}$$

Avec

N : Effort maximal dans un pieu ;

σ_a : La contrainte admissible de l'acier.

Et avec un espacement : $S_t = \frac{\emptyset+E-d}{n-1}$ avec :

n : Nombre de pieux ;

d : Enrobage =10cm ;

$\emptyset$: Diamètre de pieu =1.2m.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : L = H + $\emptyset_{pieu}$ = 3.2m.

Tableau IX.23. Ferraillage de la semelle de pile et culée

	Pile	**Culée**
$N_{Max-ELS}$	2.24 MN	3.6MN
$\overline{\sigma_{a-ELS}}$	$\frac{2}{3}f_e$=333.33MPa	$\frac{2}{3}f_e$=333.33MPa
$A_{st-inf-ELS}$	47.75 cm^2	90 cm^2 → **19HA25** ; S_t=15cm
$N_{Max-ELA}$	3.98 MN	3.4 MN
$\overline{\sigma_{a-ELA}}$	500MPa	500MPa
$A_{st-inf-ELA}$	A_{st-inf}=56.56cm^2 → **12HA25**;S_t= 29cm.	68 cm^2
A_{sl-inf}	$A_{sl-inf}=\frac{1}{3}A_{st-inf}$= 19.64$cm^2$ → ^{2}**4HA25**; S_t= 32cm.	A_{sl-inf}=31.09cm^2→ **10HA20**;St= 29cm.
A_{st-sup}	$A_{st-sup}=\frac{1}{10}A_{st-inf}$ =5.9 cm^2 → **12HA8**; S_t=29 cm.	A_{st-sup} =9 cm^2→ **8HA12**;S_t=38 cm.
A_{sl-sup}	$A_{sl-sup}=\frac{1}{3}A_{st-inf}$=19.64$cm^2$ → **4HA25**; S_t=32 cm.	A_{sl-sup} =31.09cm^2 → **10HA20;**S_t=29 cm.
A_{lat}	$A_{lat}=\frac{1}{10}A_{st-inf}$=5.9$cm^2$ → **12HA8** ; S_t= 29 cm.	A_{lat}=9 cm^2 → **8HA12** ; S_t= 38 cm.

IX.4.2. Etude des pieux

IX.4.2.1. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$\boldsymbol{EI = \frac{dy^4}{dx^4} + C_u by0} \quad \text{.....(IX.20)}$$

Avec :

b : diamètre du pieu ;

C_U: module de réaction du sol ;

y: déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}} \quad \text{(IX.21)}$$

Avec

α : Longueur élastique du pieu ;

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

❖ **Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} \quad \text{(IX.22)}$$

Application numérique :

C_u= 25 MN/m^3;

E = 33 000 MPa;

b = 1,20 m;

I = 0,102 m^4;

λ =0.217 ;

D'où: λL =4.34**.**

D'où, en tire les valeurs de (χ_H^{φ} ;χ_M^{φ}) à partir du tableau WERNER**.**

λL =4.34 $\begin{cases} \chi_H^{\varphi} = 1{,}29 \\ \chi_M^{\varphi} = 1.56 \end{cases}$

❖ **Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\mathbf{M} = \frac{\chi_H^{\varphi}}{\chi_M^{\varphi}} \times \frac{P}{\lambda} \quad \text{(IX.23)}$$

Tableau IX.24. Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu.

	Pile			Culée		
Etat	H_{max}(KN)	$\overline{P}$(KN)	$\overline{M}$(KN.m)	H_{max}(KN)	$\overline{P}$(KN)	$\overline{M}$(KN.m)
ELU	295.18	49.20	-187,49	2390.67	398,45	-1518,36
ELS	246.13	41.02	-156,32	1744.09	290.68	-1107,7
ELA	4122.64	687.11	-2618,37	5523.91	920,65	-3508,33

IX.4.2.2. Ferraillage des pieux

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

- Cas de la pile
  111.3 cm^2 ⟶ **14HA32** ; St=27cm.

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles de HA12 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

- Cas de la culée
  140.6 cm^2 ⟶ **18HA32** ; St=20cm

Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA12 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 15 cm dans la zone de critique.

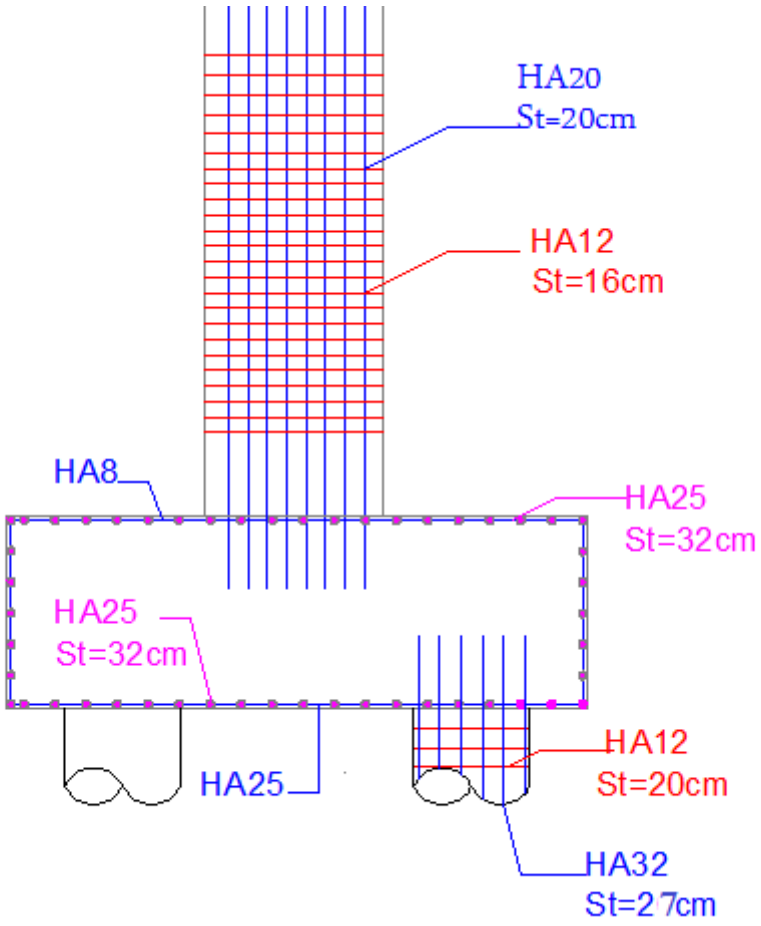


Figure IX.3. Ferraillage les éléments de la pile.

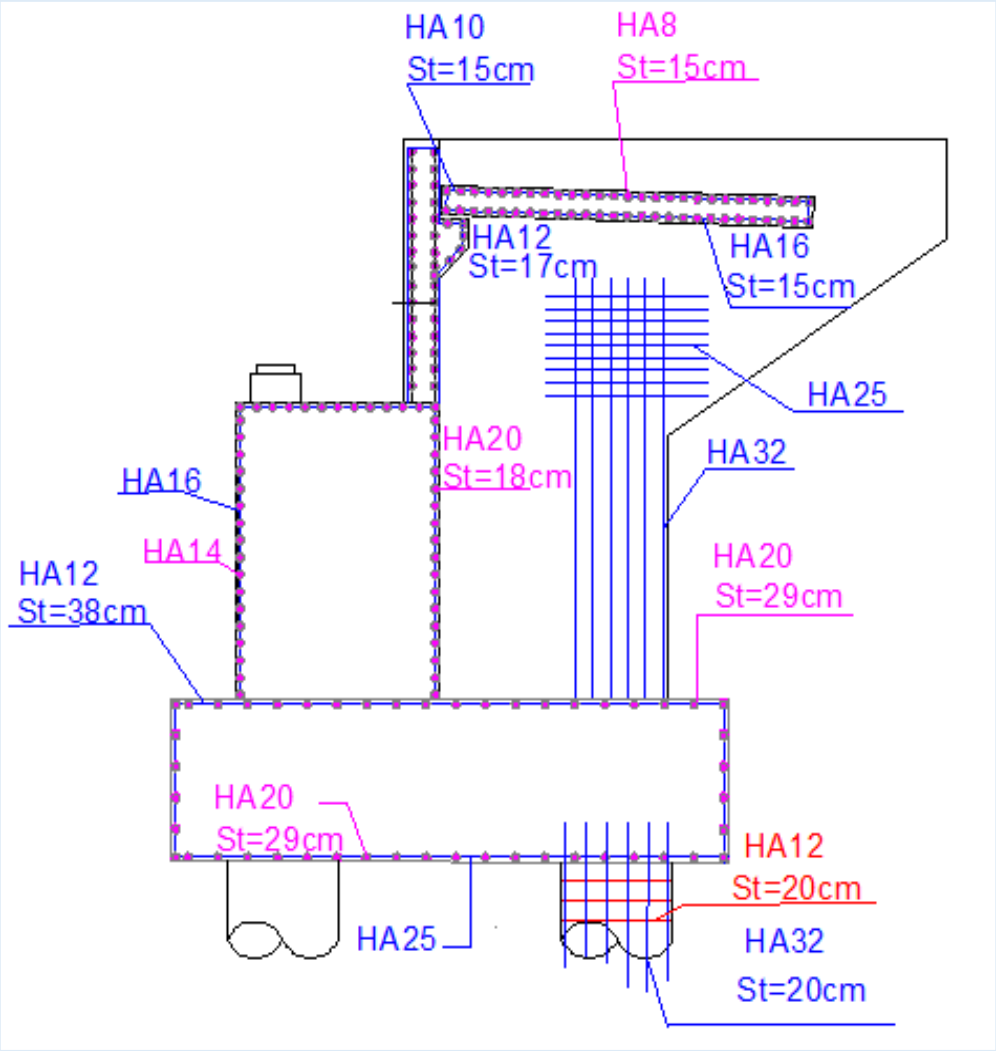


Figure IX.4. Ferraillage les éléments de la culée.

IX.5. CONCLUSION

Dans le dimensionnement de l'infrastructure d'un ouvrage situé dans une zone sismique l'effet sismique doit être pris en considération pour éviter les dégâts néfastes que peut provoquer un séisme.

CONCLUUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'élaboration d'un projet de fin d'étude nécessite d'une part, la réflexion et le bon sens, et d'autre part une connaissance étendue dans le domaine d'emploi des différentes type de structures ,sur les bases de leurs dimensionnement ,des sujétions liées aux différentes méthodes d'exécution et des dispositions constructives qui conditionnent la durabilité de la structure à long terme .

L'étude de ce projet a nécessité énormément de temps et des recherches approfondies ce qui nous a permis d'approfondir et de démontrer en évidence nos connaissances acquises tout au long notre cursus.

Vu le développement de l'outil informatique, nous avons pu perfectionner l'utilisation des logiciels « **AutoCAD** et **Robot structural analysis** ».

Notre objectif étant d'aboutir à une structure conçue et calculée de façon à résister avec une façon approprie à toutes les charges et déformation éventuelles pendant l'exécution et l'exploitation.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Calgaro, J.A & Bénard –Gély, A. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussée de Paris (France) ,(1994)

Calgaro, J.A–Virlogeux. M. Projet et construction des ponts. Conception des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussée de Paris (France) ,(1987)

Document SETRA, pont en béton précontrainte construit par encorbellement successifs.

Document RCPR, règles définissant les charges à appliquer pour le calcules et les épreuves des ponts routes.

*Document RPOA 2008, règles parasismiques applicable au domaine des ouv*rages d'art.

MESSAOUDI – MEZOUAR, Cours Mécanique des Structures .Ecole Nationale des Travaux Publics d'Alger, (2019)

ANNEXE A
RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUE

Annexe A.1 Résultats des sondages carottés

La réalisation des sondages carottés a fait apparaître la nature du sol suivante.

Sondage carotté SC1- X=359074.27 Y=4037935.15						
Profondeur(m)	Nature du sol	prof	S.P.T			Récup ération
			N 1	N 2	N 3	
0,0 à 0,50 m	Remblai hétérogène.					65 %
0,50 à 8,5 m	Argile limoneuse avec peu de sable de couleur jaunâtre.	3,5 à 3,95	12	14	14	85%
		7,0 à 7,45	08	07	09	
8,5 à 19,5 m	Alluvions cimenté par des argiles et limons.	à 12,0	Refus			658%
		à 15,5	refus			
19.5 à 30.0m	Argile avec peu limon de couleur grisâtre, présence de gypse	22,0 à 22,45	08	10	11	85%
		25,0 à 25,45	09	11	12	
		28,5 à 28,95	14	16	18	



0,0 à 5,0m



5,0 à 10,0m

LTP-EST Filiale du groupe LCTP 11 Rue Attia Mohamed Annaba B.P 192
Site www.ltp-est.com e.mail ltp.dra@lptest.com Tél. : 038.84.89.21 fax : 038.84.89.27
41/18/23/64 Etabli le 29.01.2019 par M. BELARIBI vérifié et approuvé par M.L BENCHAIB



10,0 à 16,0m



16.0 à 20.0m



20,0 à 25,0m



25,0 à 30,0m

LTP-EST Filiale du groupe LCTP 11 Rue Attia Mohamed Annaba B.P 192
Site www.ltp-est.com e.mail ltp.dra@lptest.com Tél. : 038.84.89.21 fax : 038.84.89.27
41/18/23/64 Etabli le 29.01.2019 par M. BELARIBI vérifié et approuvé par M.L BENCHAIB

Sondage carotté SC-P X=0358992 Y= 4037729 Z = 225m						
Le niveau d'eau = 4.00m						
Profondeur(m)	Nature du sol	Récupération	prof	SPT		
				N1	N2	N3
0.0 à 0.40m	Terre végétale.	80%				
0.40 à 4.50m	Argile limoneuse et graveleuse de couleur brunâtre, présence de concrétion blanchâtre	70%	3.0 /3.45	8	13	18
4.5 à 17.80m	Argile limoneuse et graveleuse avec des blocs de taille moyenne et de forme arrondie, de couleur brunâtre et jaunâtre ver la fi,	65%	6.45/6.95	10	19	23
			10.0/10.45	11	12	26
			13.45/13.95	refus		
17.80 à 18.30m	Argile sableuse et graveleuse avec des blocs de taille moyenne et de forme arrondie de couleur noirâtre, présence de concrétion blanchâtre	60%				
18.30 à 30.0m	Argile marneuse de couleur grisâtre, passage de blocs entre 22.0 et 23.0m	85%	19.0/19.45	20	28	33
			22.0/22.45	19	27	25
			26.45/26.95	21	29	36
			29.0/29.45	23	31	38

LTP-EST Filiale du groupe LCTP 11 Rue Attia Mohamed Annaba B.P 192
Site www.ltp-est.com e.mail ltp.dra@ltptest.com Tél. : 038.84.89.21 fax : 038.84.89.27
41/18/23/64 Etabli le 29.01.2019 par M. BELARIBI vérifié et approuvé par M.L BENCHAIB



0.0 à 4.0 m



4.0 à 8.0 m



8.0 à 12.0 m



12.0 à 18.0m



18.0 à 22 m



22.0 à 27.0 m



27.0 à 30 m

LTP-EST Filiale du groupe LCTP 11 Rue Attia Mohamed Annaba B.P 192
Site www.ltp-est.com e.mail ltp.dra@lptest.com Tél. : 038.84.89.21 fax : 038.84.89.27
41/18/23/64 Etabli le 29.01.2019 par M. BELARIBI vérifié et approuvé par M.L BENCHAIB

Annexe A.2 Résultats des essais au laboratoire.

SONDAGES N°			Sondage carotté SC				
Prof. (m)			2.5/3.0	4.0/4.5	9.3/10.0	23.0/24.0	27.4/27.9
Identification physique	W %		14.9	12.9	20	29.5	36.3
	Yd t/m³		1.87	1.73	1.56	1.50	1.53
	Yh t/m³		2.15	1.96	1.88	1.95	2.09
	Sr %		90	62	73	99	100
Granularité % tamisa	2 mm		93.45	98.38	99.43	86.45	66.16
	0.080mm		81.88	62.45	86.99	80.03	45.74
	20µ		60.02	38.05	55.00	54.	28
	2µ		14.5	11	15.5	13.5	5.0
Limite d'atterberg	WL %		44	47	49	60	61
	WP %		26	23	26	31	30
	Ip %		18	24	23	29	31
Compressibilité A l'odomètre	PC			Echantillon très Graveleux.	1.035	1.075	0.815
	Cc				0.166	0.110	0.189
	Cg				0.054	0.030	0.031
Cisaillement rectiligne	UU	C (bars)		Echantillon très Graveleux.	2.49	1.268	Echantillon très Graveleux.
		Ø degré			26	21	
	CD	C (bars)			0.317	0.649	
		Ø degré			31	28	
Analyses chimique	Insolubles		72.43	67.71	35.67	35.67	35.67
	Carbonate %		17.96	25.24	25.24	14.56	19.41
	Chlorures		0.23	0.17	0.05	0.00	0.00
	Gypse		Traces	Traces	Traces	11.39	46.27

LTP-EST Filiale du groupe LCTP 11 Rue Attia Mohamed Annaba B.P 192
Site www.ltp-est.com e.mail ltp.dra@lptest.com Tél. : 038.84.89.21 fax : 038.84.89.27
41/18/23/64 Etabli le 29.01.2019 par M. BELARIBI vérifié et approuvé par M.L BENCHAIB

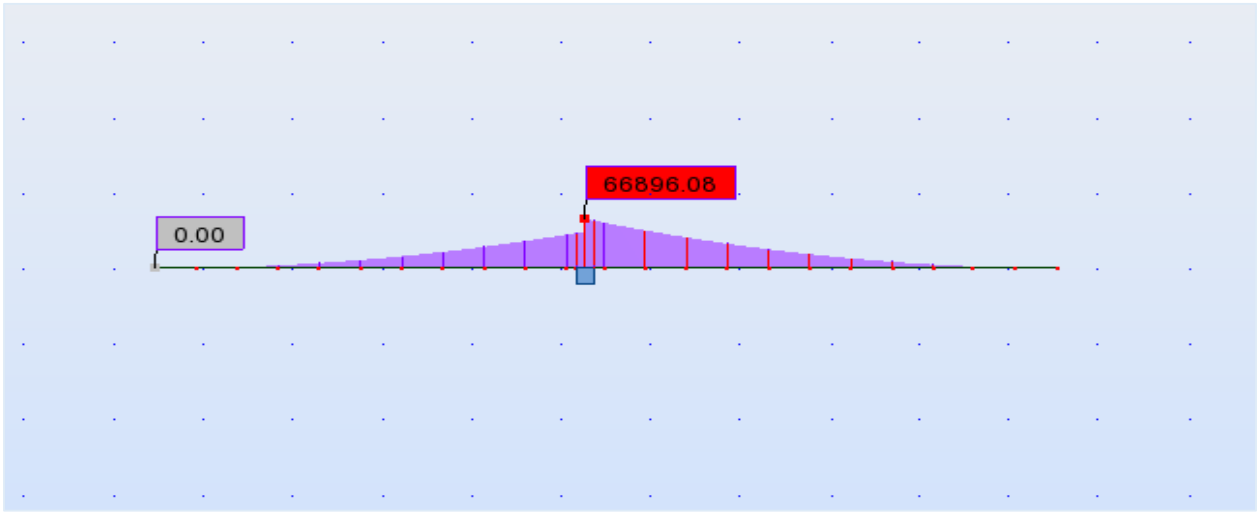
Annexe A.3 Résultats des essais pressiométriques.

SP3 X=359026.22 Y=4037645.063 :

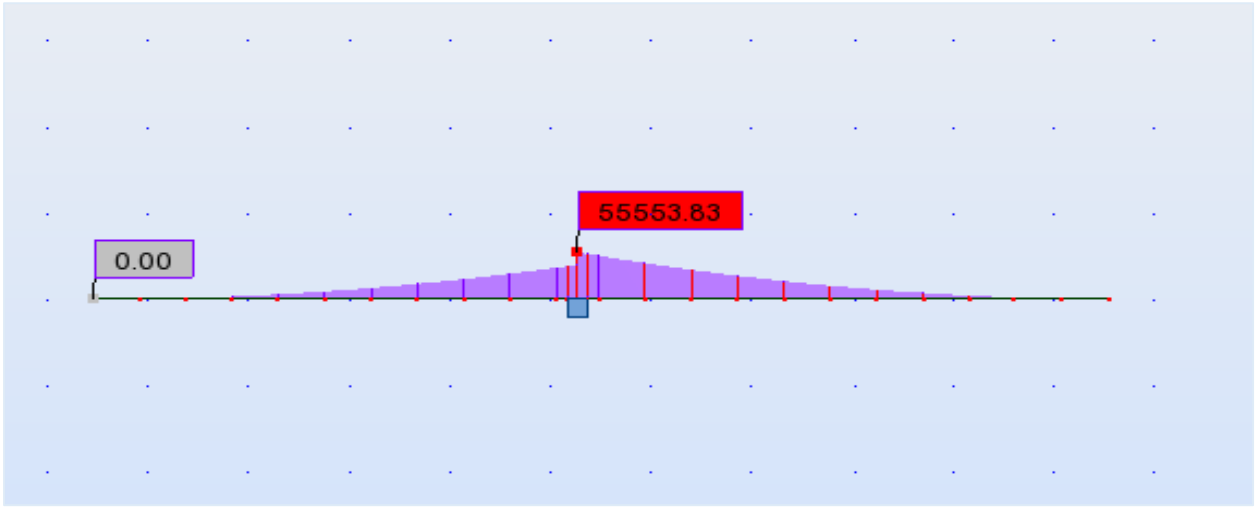
Prof. m	Caractéristiques mécaniques		
	E (bar)	Pl (bar)	E/Pl
2	22.03	4.28	5.15
4	509.78	28.17	18.1
6	314.61	32.37	9.72
8	400.28	46.13	8.68
10	470.45	48.36	9.73
12	404.23	46.51	8.69
14	275.44	46.42	5.93
16	145.49	18.34	7.93
18	238.95	19.89	12.01
20	455.13	25.71	17.7
22	284.36	22.16	12.83
24	400.79	40.17	9.98
26	370.52	48.53	7.63
28	400.28	48.13	8.32

LTP-EST Filiale du groupe LCTP 11 Rue Attia Mohamed Annaba B.P 192
Site www.ltp-est.com e.mail ltp.dra@lptest.com Tél. : 038.84.89.21 fax : 038.84.89.27
41/18/23/64 Etabli le 29.01.2019 par M. BELARIBI vérifié et approuvé par M.L BENCHAIB

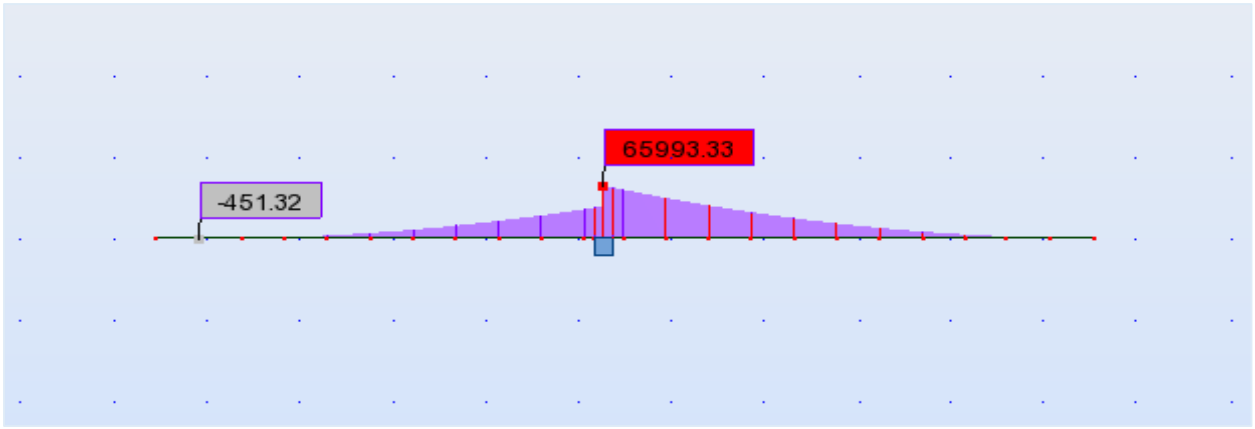
ANNEXE B
RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE



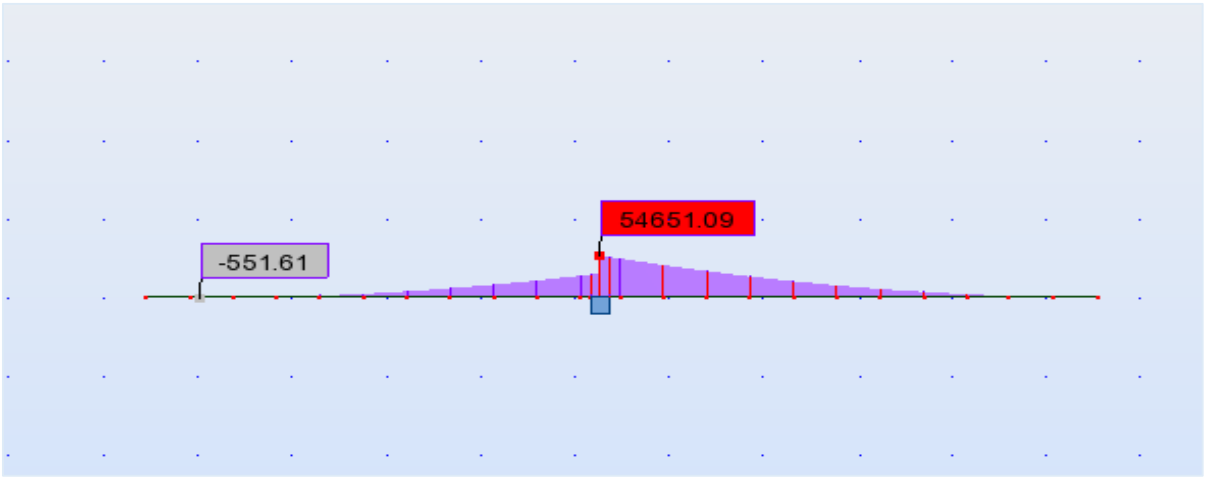
Annexe B.1.Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A1.



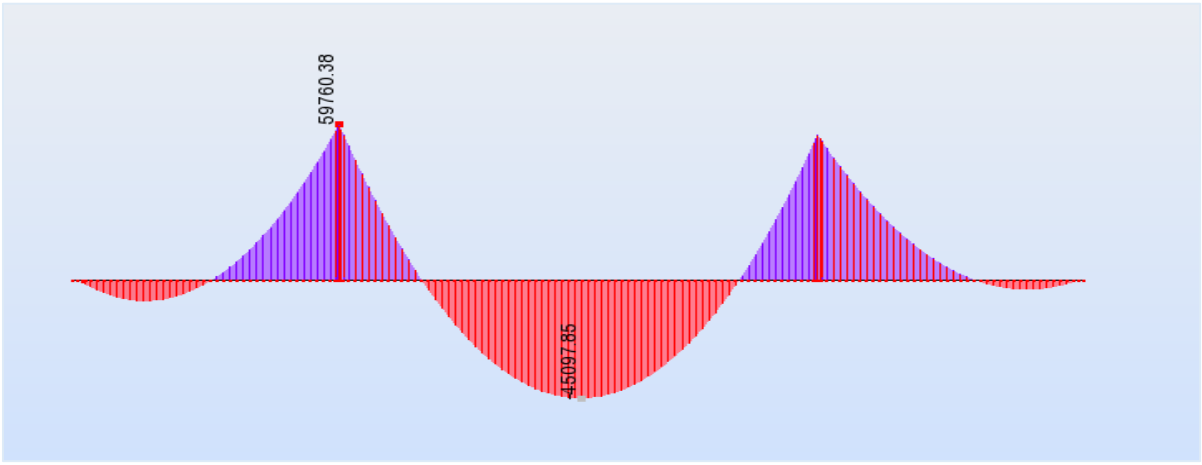
Annexe B.2.Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison A2.



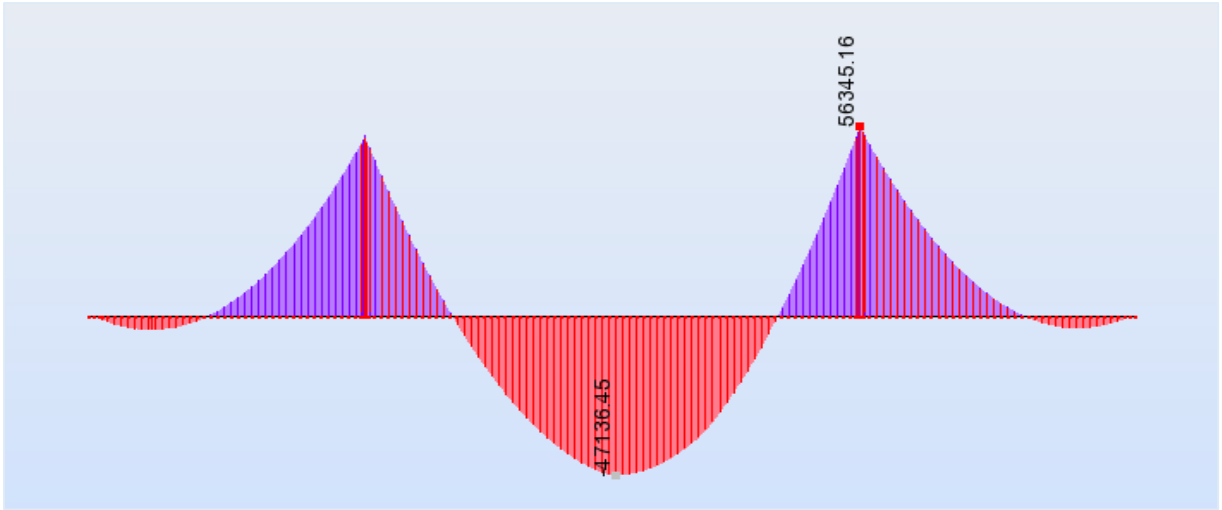
Annexe B.3.Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B1.



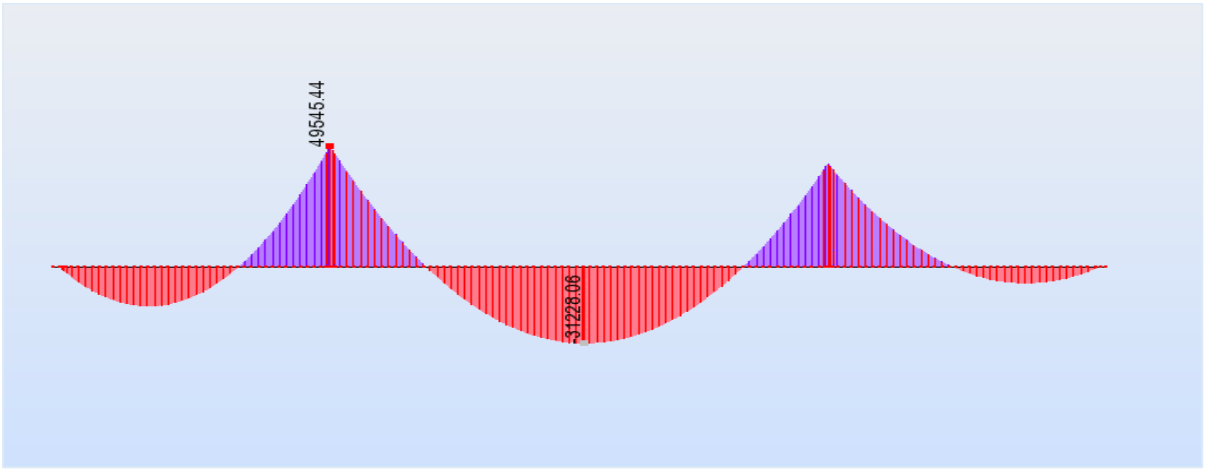
Annexe B.4.Moment fléchissant d'un fléau sous la combinaison B2.



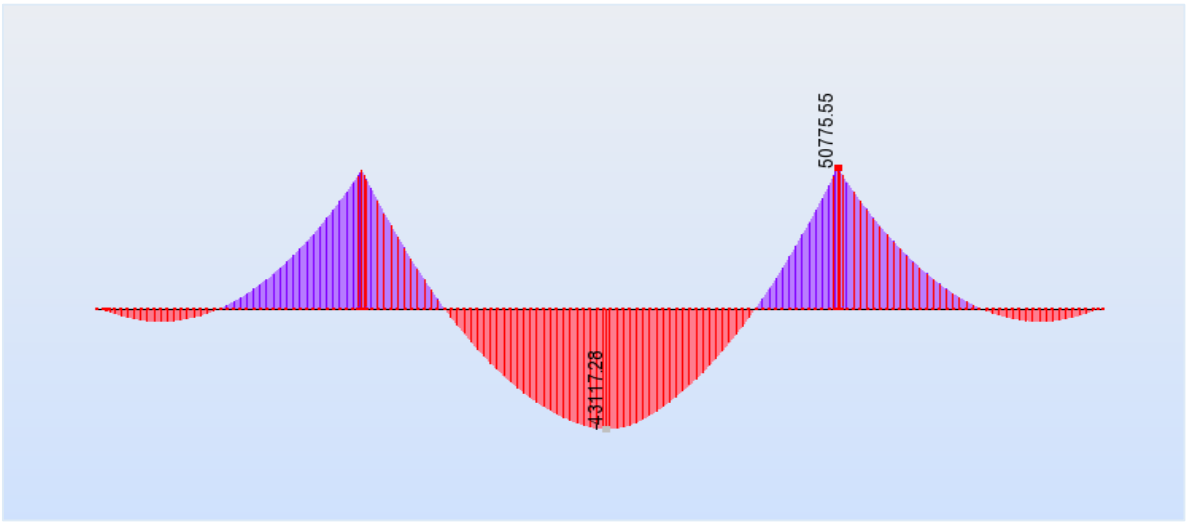
Annexe B.5.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Al+St.



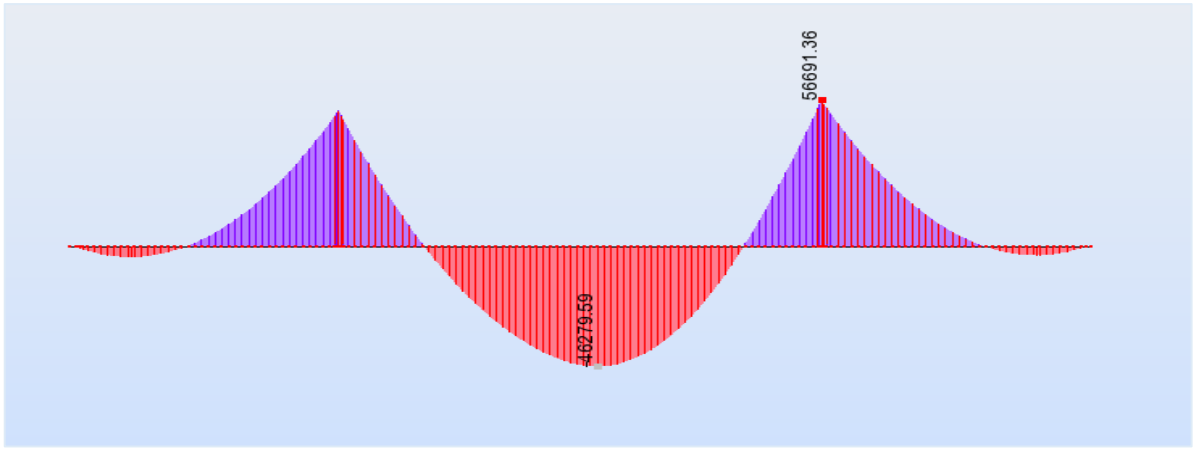
Annexe B.6.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc+St.



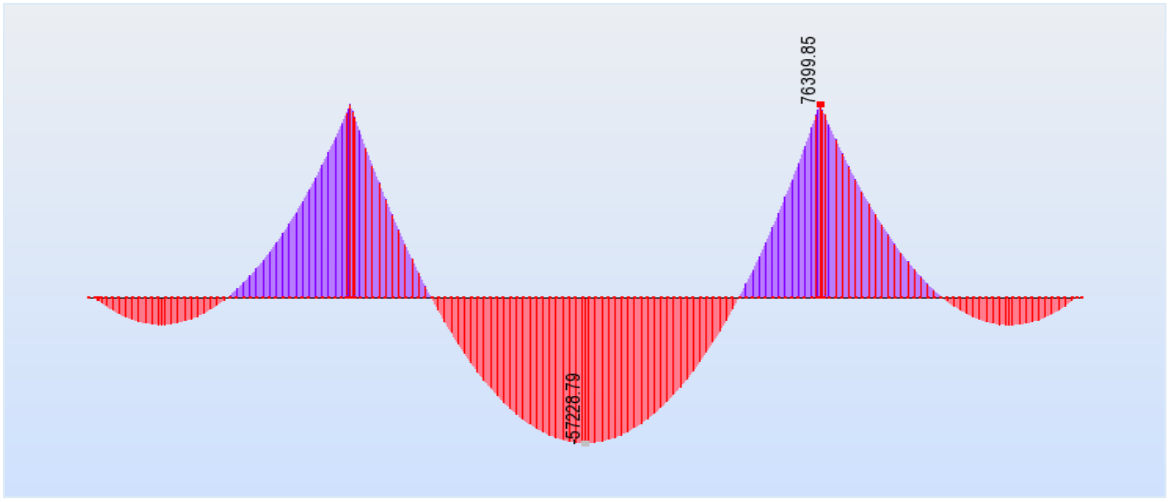
Annexe B.7.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt+St.



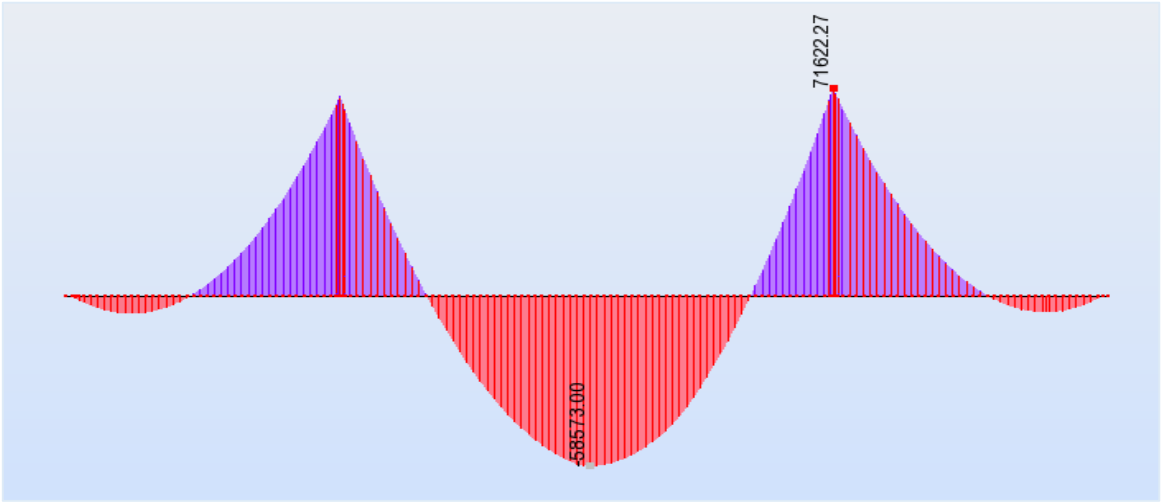
Annexe B.8.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+MC120.



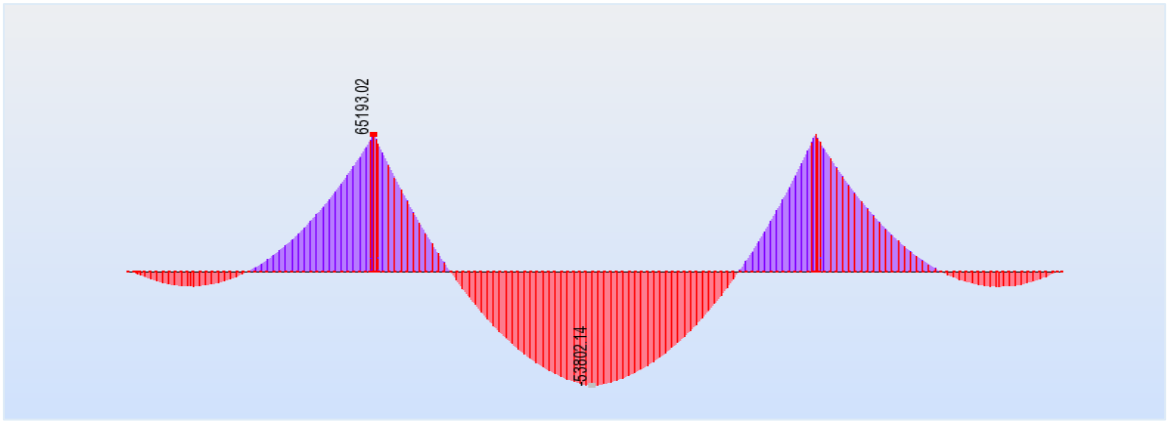
Annexe B.9.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240.



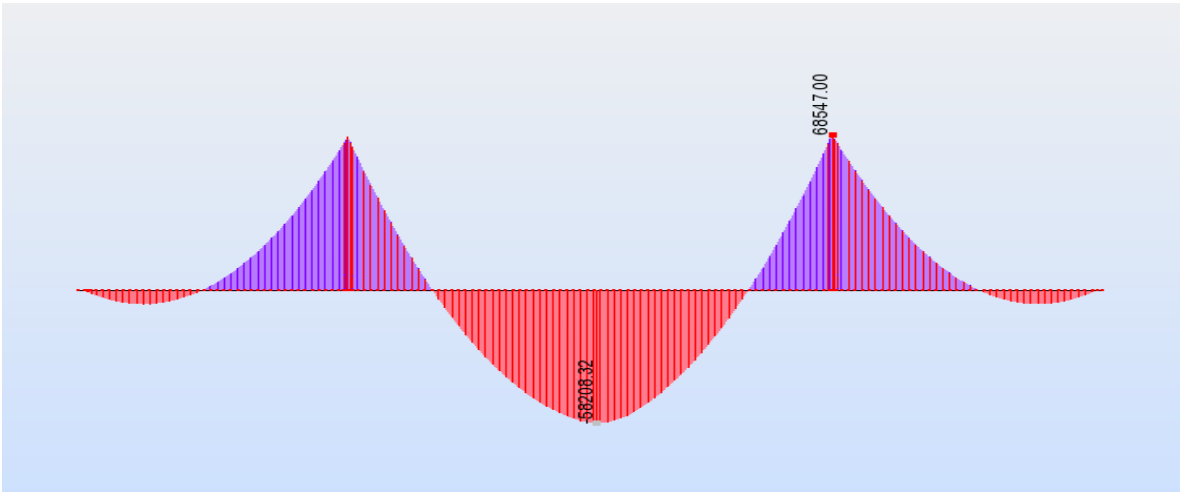
Annexe B.10.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison1.35G+1.6Al+St.



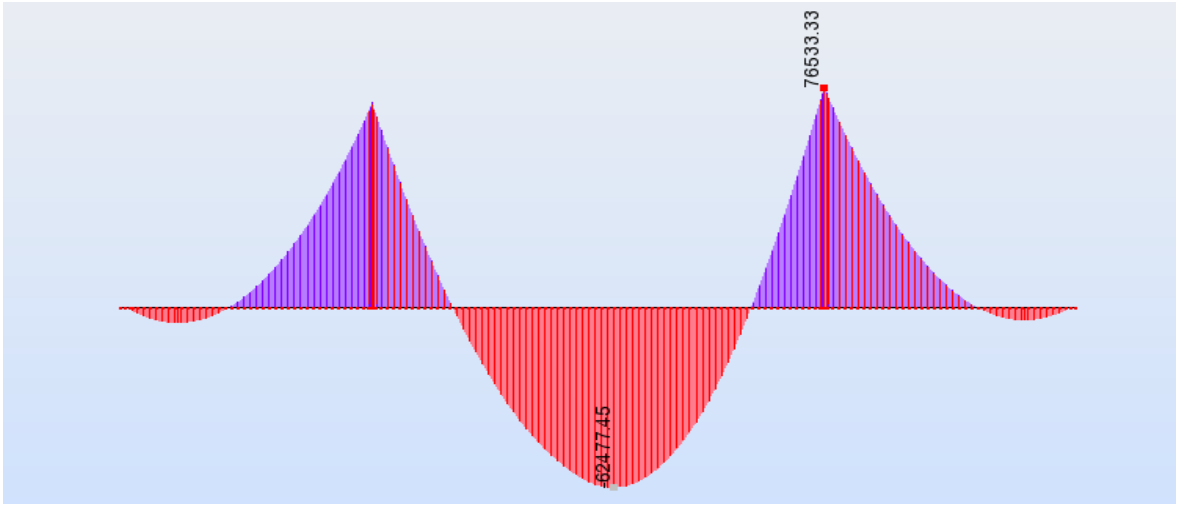
Annexe B.11.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison1.35G+1.6Bc+St.



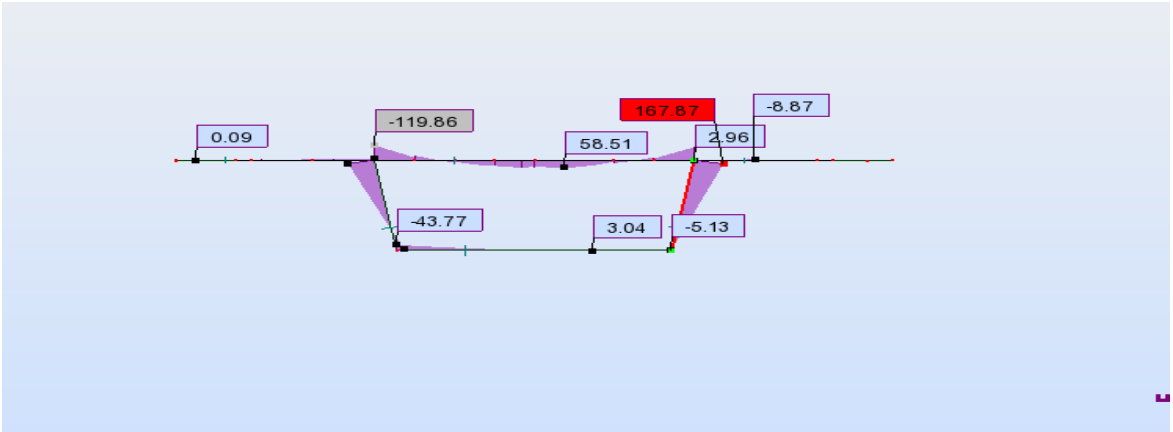
Annexe B.12. Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison1.35G+1.6Bt+St.



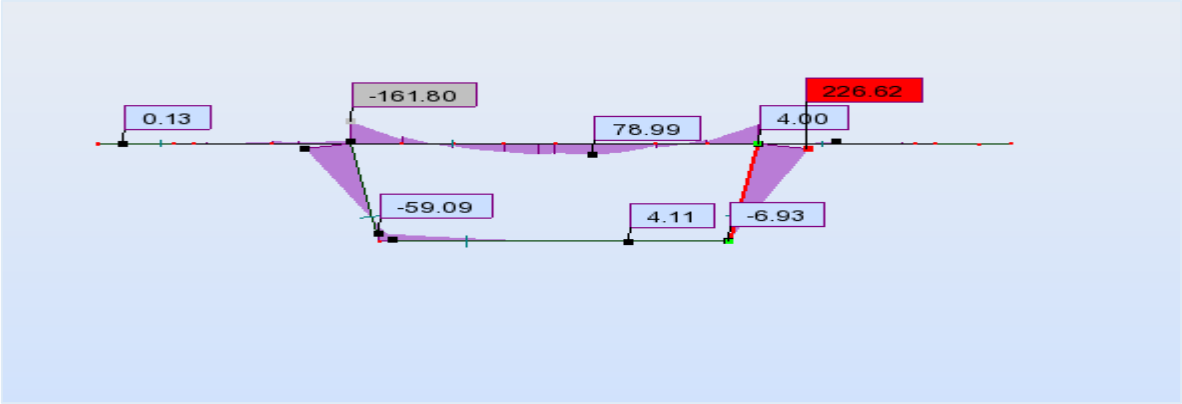
Annexe B.13.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison1.35G+1.35MC120.



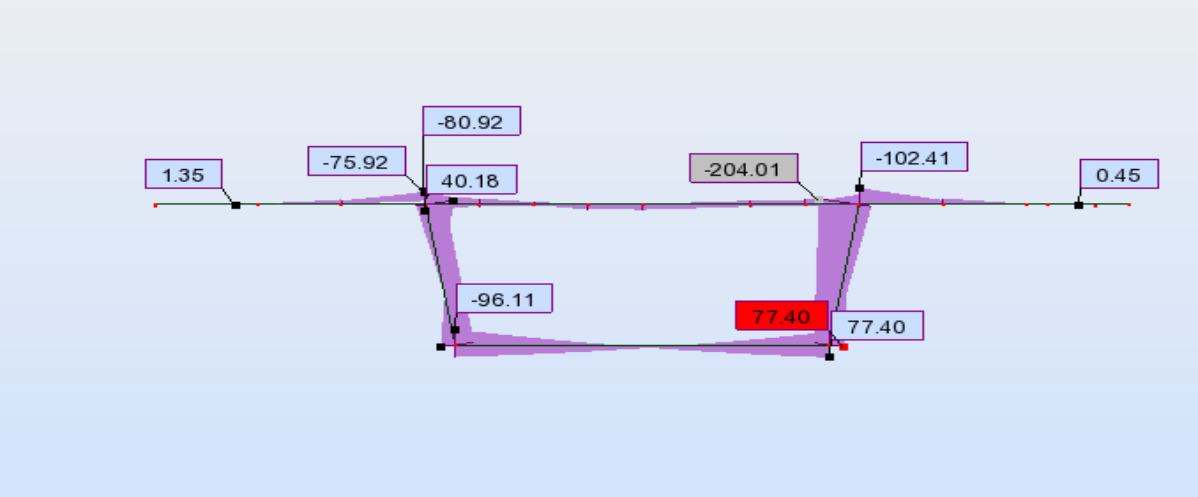
Annexe B.14.Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison1.35G+1.35D240.



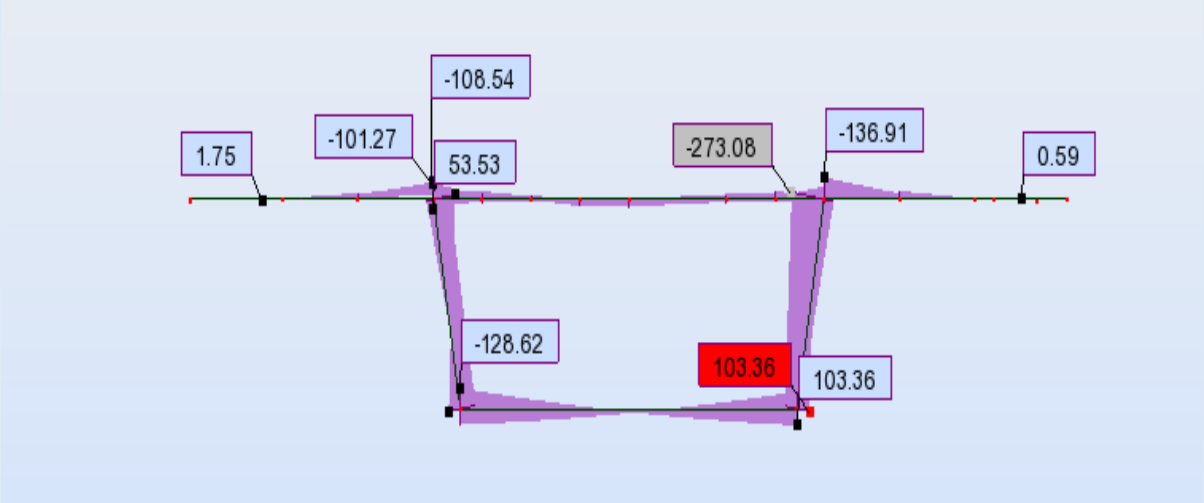
Annexe B.15.Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+D240.



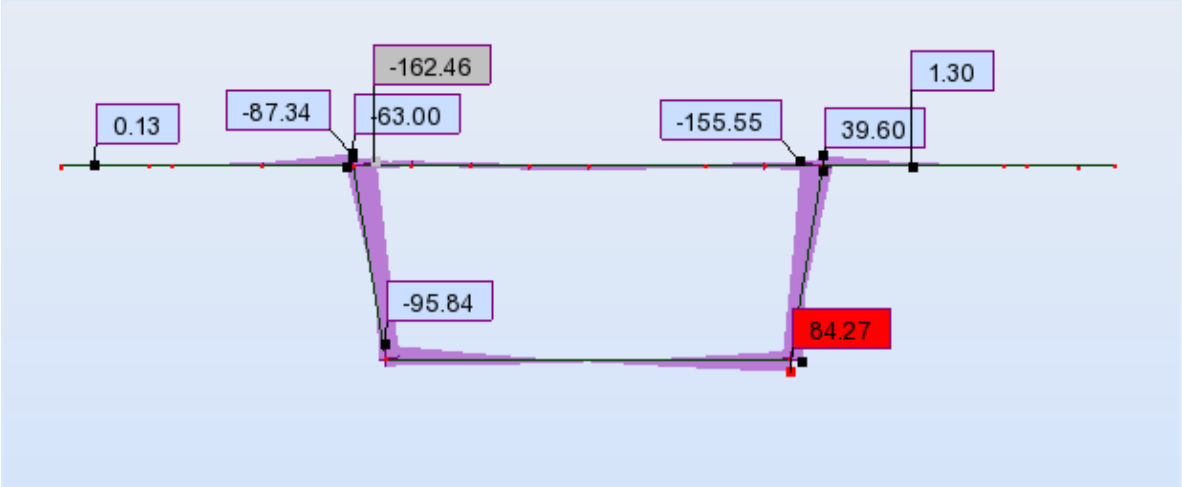
Annexe B.16.Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



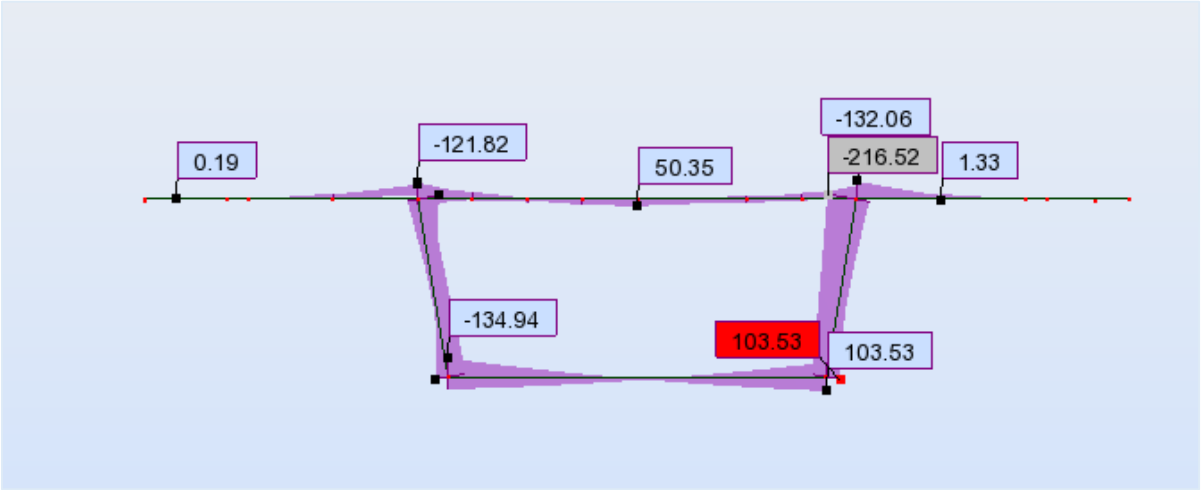
Annexe B.17.Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bc+St.



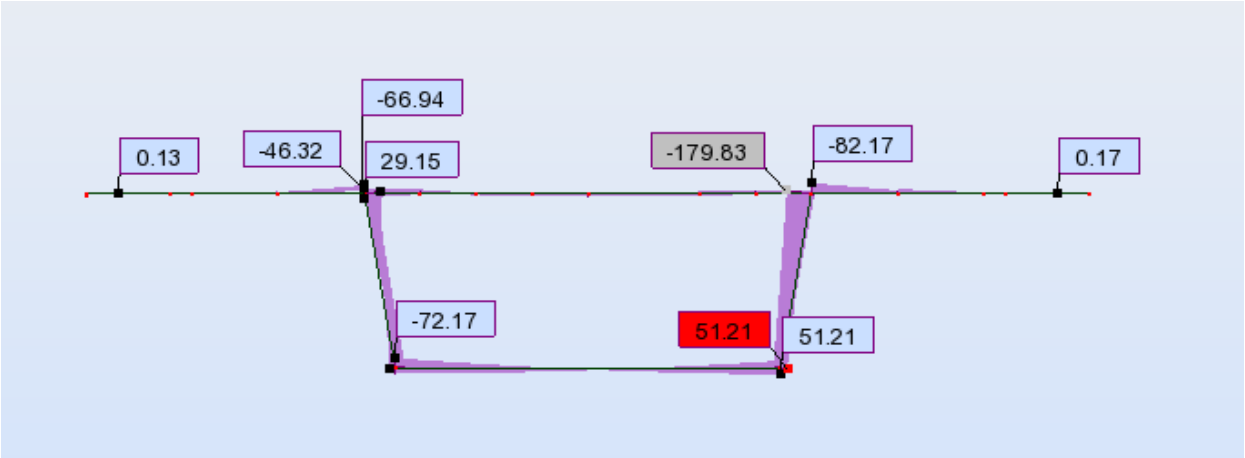
Annexe B.18.Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc+St.



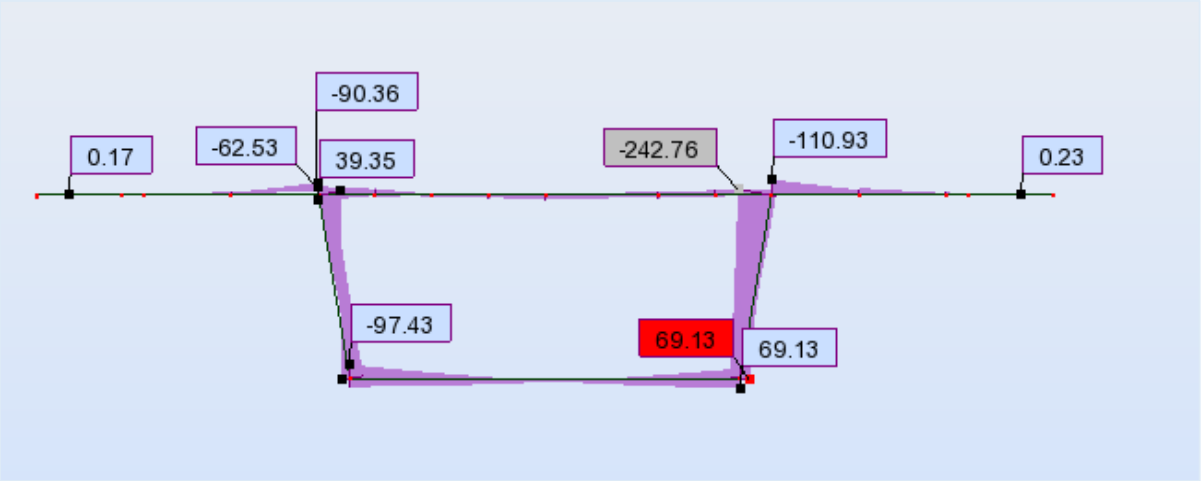
Annexe B.19.Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Bt+St.



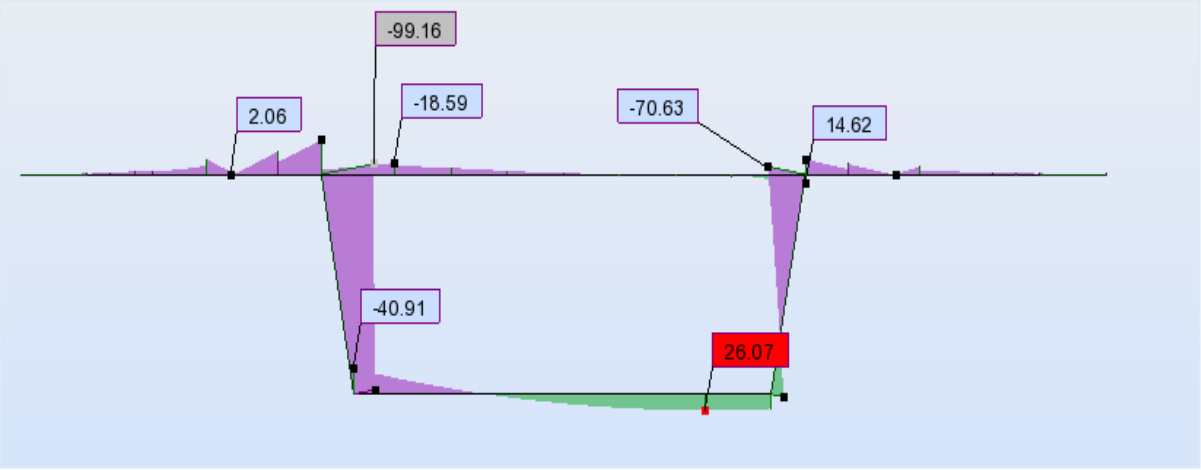
Annexe B.20.Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt+St.



Annexe B.21.Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+Mc120.



Annexe B.22.Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.



Annexe B.23.Moment fléchissant transversal sous la combinaison G+1.2Al+St.



Annexe B.24.Moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6Al+St.

ANNEXE C
TABLEAUX DE CALCUL

Annexe C.1.Valeurs de coefficient de majoration dynamique de la charge Bc des différents cas.

Cas de charges	L(m)	GTOT(KN)	en voie chargée		
			1 voie	2voies	3voies
Cas 1	30	6507.19	1,073	1,086	1,094
Cas 2	55	11464,44	1,043	1,050	1,055
Cas 3	60	13014,38	1,039	1,046	1,050
Cas 4	85	17971 ,63	1,028	1,033	1,036
Cas 5	115	24523.90	1,021	1,025	1,027

Annexe C.2.Valeurs de coefficient de majoration dynamique de la charge Bt des différents cas.

Cas de charges	L(m)	GTOT(KN)	en voie chargée	
			1 voie	2voies
Cas 1	30	6507.19	**1,066**	**1,074**
Cas 2	55	11464,44	**1,038**	**1,043**
Cas 3	60	13014,38	**1,035**	**1,039**
Cas 4	85	17971 ,63	**1,025**	**1,029**
Cas 5	115	24523.90	**1,019**	**1,022**

Annexe C.3. Valeurs des efforts de freinage correspondent à la charge A(l) pour les différents cas possibles.

Cas de charge	L (m)	A(l) (KN/m^2)	F en fonction de n° de voies chargées (KN)		
			1Voie	2Voies	3voies
Cas1	30	10,87	48,16	48,16	140,12
Cas2	55	7,67	61,50	61,51	174,7
Cas3	60	7,3	63,7	63,7	180,08
Cas4	85	6,01	73,35	73,36	202,74
Cas5	115	5,13	55,18	55,18	224,77

Annexe C.4.Valeurs de coefficient de majoration dynamique de la charge Mc120 pour les différents cas possibles.

Cas de charges	L(m)	G Tot(KN)	Nbr de convois	S	
Cas 1	30	6507.19	1	1100	**1,081**
Cas 2	55	11464,44	2	2200	**1,06**
Cas 3	60	13014,38	2	2200	**1,055**
Cas 4	85	17971 ,63	3	3300	**1.049**
Cas 5	115	24523.90	3	3300	**1,036**

Annexe C.5.contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat de pont à vide

Voussoires	M(MN,m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	I (m^4)	S(m^2)	V(m)	V'(m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σinf (MPa)
début VC 01	-715,2	*	2	0	6642	6,49	12,53	1	1,3	0	0,86	-0,11	1,8
début VC02	-715,2	*	2	0	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0	0,87	-0,13	2,8
début VSC 01	-1890,1	*	4	0	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0	1,05	-0,33	6,3
début V01	-4336,16	2	4	6642	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,70	7,0
début V02	-5713,9	4	4	13284	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,87	7,4
début	-6024,93	6	4	19926	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,85	7,5
début t V04	-5269,4	8	4	26568	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,65	7,3
début	-3447,11	10	2	33210	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,87	-0,26	3,5
début	-558,35	12	2	39852	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,87	0,33	2,7
début	3397,23	14	0	46494	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,76	0	1,26	6,0
début V08	8418,94	16	0	53136	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,74	0	2,43	5,6
début V09	14507,29	18	0	59778	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,73	0	3,73	4,9
début V10	21662,55	20	0	66420	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	5,60	3,9
début V11	29887,87	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	7,23	2,6
début VSP P01	39195,78	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,79	0	7,58	0,1
AXE VP01	41586,03	22	0	73062	0	6,49	12,53	1	1,3	0,79	0	3,35	-2,5
début 12	43604,89	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	9,65	-1,1
début 13	37581,48	20	0	66420	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	8,41	-0,5
début 14	25853,48	18	0	59778	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,73	0	5,74	1,8
début 15	15207,63	16	0	53136	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,74	0	3,63	3,7
début 16	5631,6	14	2	46494	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0,76	1,05	1,66	1,4
début 17	-2877,43	12	4	39852	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,08	6,6
début 18	-10319,92	10	6	33210	19926	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-1,47	11,6
début 19	-16696,06	8	6	26568	19926	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-2,67	13,3
début 20	-22005,48	6	8	19926	26568	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,91	-3,68	16,7
début 21	-26248,14	4	10	13284	33210	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,94	-4,50	20,7
début 22	-29423,79	2	12	6642	39852	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,96	-5,13	10,5
début VSC P01-P02	-31532,54	0	12	0	39852	5,09	6,73	0,9	1,4	0	0,96	-5,58	8,7
début 23	-32574,19	2	12	6642	39852	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,96	-5,69	11,4
début 24	-32695,27	4	12	13284	39852	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,96	-5,64	13,8
début 25	-31456,53	6	10	19926	33210	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,94	-5,35	15,9
début 26	-29297,08	8	8	26568	26568	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,91	-4,90	17,7
début 27	-26070,83	10	6	33210	19926	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-4,26	19,2
début 28	-21777,38	12	6	39852	19926	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-3,43	20,5
début 29	-16417,4	14	4	46494	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,76	1,05	-2,24	21,1
début 30	-9990,45	16	2	26568	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,74	1,05	-1,30	2,7
début 31	-2497,26	18	0	59778	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,73	0	0,72	0,7
début 32	6062,38	20	0	66420	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	2,84	-1,7
début 33	15689,06	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	4,72	-4,3
début VSP P02	26386,07	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,79	0	5,32	-7,3
Axe VSP P02	38165,23	22	0	73062	0	6,49	12,53	1	1,3	0,79	0	2,82	-7,6
début 34	43648,88	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	9,66	-12,0
début 35	38798,45	20	0	66420	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	8,63	-10,7
début 36	29522,62	18	0	59778	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,73	0	6,39	-8,1
début 37	21329,04	16	0	53136	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,74	0	4,71	-5,9
début 38	14205,34	14	0	46494	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,76	0	3,17	-3,9
début 39	8148,59	12	0	39852	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0	1,87	-2,2
début 40	3158,59	10	2	33210	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,86	0,91	1,7
début 41	-765,72	8	2	26568	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,87	0,15	2,8
début 42	-3623,05	6	4	19926	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,43	6,8
début 43	-5413,86	4	4	13284	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,82	7,3
début 44	-6137,97	2	4	6642	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-1,01	7,5
début VSC 02	-5795,62	*	4	0	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0	1,05	-1,02	7,4
début VC 03	-4386,75	*	4	0	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0	1,05	-0,78	7,0
début VC 04	-1910,06	*	2	0	6642	6,49	12,53	1	1,3	0	0,87	-0,29	2,1

Nb : les contraintes sont vérifiées.

Annexe C.6.contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat de pont en service

Voussoires	M (MN.m)	n CF	n CC	P F (MN)	P C (MN)	I (m^4)	S(m^2)	V(m)	V'(m)	ef (m)	ec (m)	σSup (MPa)	σinf (MPa)
début VC 01	0	*	2	0	6642	6,49	12,53	1	1,3	0	0,86	0,53	1,67
hdébut VC02	-562,45	*	2	0	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0	0,87	0,89	2,73
début VSC 01	-1478,38	*	4	0	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0	1,05	1,71	6,22
début V01	-3223,84	2	4	6642	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,43	6,70
début V02	-3901,28	4	4	13284	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,55	6,88
début V03	-3512,03	6	4	19926	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,48	6,78
début t V04	-2056,11	8	4	26568	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,22	6,38
début V05	466,57	10	2	33210	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,87	0,15	2,45
début V06	4055,71	12	2	39852	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,87	0,79	1,46
début V07	8711,67	14	0	46494	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,76	0	2,20	4,51
début V08	14433,68	16	0	53136	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,74	0	3,49	3,93
début V09	21222,29	18	0	59778	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,73	0	4,92	3,05
début V10	29077,85	20	0	66420	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	6,91	1,87
début V11	38003,87	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	8,66	0,40
début VSP P01	48014,63	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,79	0	9,14	-2,35
AXE VP01	52731,45	22	0	73062	0	6,49	12,53	1	1,3	0,79	0	5,06	-4,73
début 12	45813,38	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	10,04	-1,74
début 13	32219,38	20	0	66420	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	7,46	1,01
début 14	19709,53	18	0	59778	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,73	0	4,65	3,46
début 15	8269,94	16	0	53136	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,74	0	2,41	5,62
début 16	-2102,63	14	2	46494	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0,76	1,05	-0,28	3,48
début 17	-11408,68	12	4	39852	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-1,88	8,95
début 18	-19648,41	10	6	33210	19926	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-3,26	14,12
début 19	-26821,46	8	6	26568	19926	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-4,53	16,09
début 20	-32927,67	6	8	19926	26568	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,91	-5,54	19,65
début 21	-37966,85	4	10	13284	33210	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,94	-6,36	23,96
début 22	-41939,16	2	12	6642	39852	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,96	-6,99	14,28
début VSC P01-P02	-44844,79	0	12	0	39852	5,09	6,73	0,9	1,4	0	0,96	-2,01	12,33
début 23	-46201,48	2	12	6642	39852	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,96	-7,74	15,12
début 24	-45816,6	4	12	13284	39852	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,96	-7,68	17,43
début 25	-43696,7	6	10	19926	33210	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,94	-7,37	19,25
début 26	-39822,97	8	8	26568	26568	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,91	-6,76	20,60
début 27	-34194,78	10	6	33210	19926	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-5,83	18,12
début 28	-26832,46	12	6	39852	19926	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-4,53	16,10
début 29	-17728,82	14	4	46494	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,76	1,05	-2,95	10,69
début 30	-6858,88	16	2	53136	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0,74	1,05	-1,09	4,79
début 31	5068,23	18	0	59778	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,73	0	2,06	7,49
début 32	19161,22	20	0	66420	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	5,15	4,60
début 33	33785,27	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	7,92	1,56
début VSP P02	49495,09	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,79	0	9,40	-2,76
Axe VSP P02	56691,36	22	0	73062	0	6,49	12,53	1	1,3	0,79	0	5,67	-5,52
début 34	51358,23	22	0	73062	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	11,02	-3,27
début 35	41080,88	20	0	66420	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,69	0	9,03	-1,43
début 36	31889,39	18	0	59778	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,73	0	6,80	0,11
début 37	23768,47	16	0	53136	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,74	0	5,15	1,36
début 38	16714,55	14	0	46494	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,76	0	3,62	2,31
début 39	10726,94	12	0	39852	0	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0	2,32	2,97
début 40	5805,53	10	2	33210	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,86	1,10	0,96
début 41	1950,73	8	2	26568	6642	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	0,87	0,42	2,04
début 42	-837,54	6	4	19926	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,01	6,04
début 43	-2559,06	4	4	13284	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,31	6,51
début 44	-3214,02	2	4	6642	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0,78	1,05	-0,43	6,69
début VSC 02	-2082,4	0	4	0	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0	1,05	1,61	6,38
début VC 03	-1323,3	0	4	0	13284	5,09	6,73	0,9	1,4	0	1,05	1,74	6,17
début VC 04	-505,66	0	2	0	6642	6,49	12,53	1	1,3	0	0,87	0,45	1,79

Annexe C.7.Evaluation des efforts agissant sur la pile la plus sollicitée.

Cas	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M_H(KN.m)	M_V(KN.m)	M(KN.m)
ELS	**G + 1.2 A(l)3Vs + St +0.6H_T +H_{flv}**	9508.47	216.13	1426.46	0	1426.46
	G + 1.2 Bc3Vs + St +0.6H_T +H_{flv}	7989.31	246.13	1624.46	0	1624.46
	G + Mc120+ 0.6 H_T + H_{flv}	7681.67	126.13	832.46	0	832.46
	G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	7872.73	126.13	832.56	0	832.56
ELU	**1.35G + 1.6A(l)3Vs+1.6St + 0.9H_T +H_{flv}**	12811.02	255.18	1684.19	0	1684.19
	1.35G + 1.6 Bc3Vs+1.6St + 0.9 H_T + H_{flv}	10785.46	295.18	1948.19	0	1948.19
	1.35 G + 1.35 Mc120 + 0.9 H_T + H_{flv}	10370.25	135.18	892.19	0	892.19
	1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + H_{flv}	10628.19	135.18	892.19	0	892.19

Annexe C.8 Evaluation des efforts statiques agissant sur la pile la plus sollicitée.

Cas	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M_H(KN.m)	M_V(KN.m)	M(KN.m)
ELS	**G + 1.2 A(l)3Vs + St +0.6H_T +H_{flv}**	9508.47	216.13	1426.46	0	1426.46
	G + 1.2 Bc3Vs + St +0.6H_T +H_{flv}	7989.31	246.13	1624.46	0	1624.46
	G + Mc120+ 0.6 H_T + H_{flv}	7681.67	126.13	832.46	0	832.46
	G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	7872.73	126.13	832.56	0	832.56
ELU	**1.35G + 1.6A(l)3Vs+1.6St + 0.9H_T +H_{flv}**	12811.02	255.18	1684.19	0	1684.19
	1.35G + 1.6 Bc3Vs+1.6St + 0.9 H_T + H_{flv}	10785.46	295.18	1948.19	0	1948.19
	1.35 G + 1.35 Mc120 + 0.9 H_T + H_{flv}	10370.25	135.18	892.19	0	892.19
	1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + H_{flv}	10628.19	135.18	892.19	0	892.19

Annexe C.9 Evaluation des efforts sismiques agissant sur la pile la plus sollicitée.

	N(KN)	H_L(KN)	H_T(KN)	M_V (KN)	M_L(KN)	M_T(KN)
Pile	84.18	2806	2806	0	9259.8	9259.8
Séisme tablier	837.81	1768.6	1861.7	0	11672.76	12287.22
Total	842.03	3316.86	3367.43	0	14899.57	15385.7

Annexe C.10 Evaluation des efforts sismiques agissant sur la pile la plus sollicitée suivant les coefficients des combinaisons.

Combinaisons	N(KN)	H_L(KN.m)	H_T(KN)	M_V(KN)	M_L(KN.m)	M_T(KN.m)	M(KN.m)
G+0.2 (A(l + St)+0.4H_T +H_{flv}	7470.00	135.1	0	0	891.66	0	891.66
G+0.2 (Bc + St)+0.4H_T +H_{flv}	7216.81	140.1	0	0	924.66	0	924.66
G +0.2 Mc120+ 0.4 H_T + H_{flv}	7184.33	120.1	0	0	792.66	0	792.66
G + 0.2D240+ 0.4 H_T + H_{flv}	7222.55	120.1	0	0	792.66	0	792.66

Annexe C.11 .Combinaisons des efforts sismiques agissant sur la pile la plus sollicitée.

	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6
H_L(KN)	3456.96	1135.16	1135.16	-3176.76	-854.96	-854.96
H_T(KN)	1010.23	3367.43	1010.23	-1010.23	-3367.43	-1010.23
M_L(KN.m)	15824.23	5394.53	5394.53	-13974.91	-3545.21	-3545.21
M_T(KN.m)	4615.71	15385.7	4615.71	4615.71	-15385.7	-4615.71
N(KN)	7722.61	7722.61	8313.032	7217.39	7217.39	6627.97

Annexe C.12 .Evaluation des efforts agissant sur la semelle (cas de pile).

Sollicitation	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Voile	1403.72	-	-
Dé d'appui	10.13	-	-
G_{max} tablier	5646.15	-	-
Semelle	2880		
A(l) 3 Voies	1992.3	-	-
Bc 3 Voies	726.33	-	-
Bt 2 voies	349.05	-	-
Mc120	621.67	-	-
D240	812.73	-	-
St	57.71	-	-
Freinage A(l) 3 Vs	-	75	645
Freinage Bc 3 Vs	-	100	860
H_T	-	30.15	259.3
H_{flv} (Ret + flu)	-	108.04	929.14

Annexe C.13 .Evaluation des efforts statiques agissant sur la fondation de la pille

Cas	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M_H(KN.m)	M_V(KN.m)	M(KN.m)
ELS	**G + 1.2 A(l)3Vs + St +0.6H_T +H_{flv}**	12388.47	216.13	1858.72	0	1858.72
	G + 1.2 Bc3Vs + St +0.6H_T +H_{flv}	10869.31	246.13	2116.72	0	2116.72
	G + Mc120+ 0.6 H_T + H_{flv}	10561.67	126.13	1084.72	0	1084.72
	G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	10752.73	126.13	1084.72	0	1084.72
ELU	**1.35G + 1.6A(l)3Vs+1.6St + 0.9H_T +H_{flv}**	16699.02	255.18	2194.55	0	2194.55
	1.35G + 1.6 Bc3Vs+1.6St + 0.9 H_T + H_{flv}	14673.46	295.18	2538.55	0	2538.55
	1.35 G + 1.35 Mc120 + 0.9 H_T + H_{flv}	14258.25	135.18	1162.55	0	1162.55
	1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + H_{flv}	14516.19	135.18	1162.55	0	1162.55

Annexe C.14 Evaluation des efforts sismiques agissant sur la fondation de la pile suivant les coefficients des combinaisons.

Combinaisons	N(KN)	H_L(KN.m)	H_T (KN)	M_V(KN)	M_L(KN.m)	M_T(KN.m)	M(KN.m)
G+0.2 (A(l + St)+0.4H_T +H_{flv}	10350	135.1	0	0	1161.86	0	1161.86
G+0.2 (Bc+ St)+0.4H_T +H_{flv}	10096,81	140.1	0	0	1204.86	0	1204.86
G +0.2 Mc120+ 0.4 H_T + H_{flv}	10064,33	120.1	0	0	1032.86	0	1032.86
G + 0.2D240+ 0.4 H_T + H_{flv}	10102,55	120.1	0	0	1032.86	0	1032.86

Annexe C.15. Evaluation des efforts sismiques agissant sur la fondation.

	N(KN)	H_L(KN)	H_T(KN)	M_V (KN)	M_L(KN)	M_T(KN)
Pile	84.18	2806	2806	0	14871.8	14871.8
Semelle	172.8	576	576	0	567	567
Séisme tablier	837.81	1768.6	1861.7	0	15209.96	16010.62
Total	842.03	3316.86	3367.43	0	21678.96	22248.02

Annexe C.16 .Combinaisons des efforts sismiques agissant sur la semelle.

	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6
H_L(KN)	3956.62	1285.06	1285.06	-3675.42	-1004.86	-1004.86
H_T(KN)	1158.17	3860.55	1158.17	-1158.17	-3860.55	-1158.17
M_L(KN.m)	22883.82	7708.55	7708.55	-20474.1	-5298.83	-5298.83
M_T(KN.m)	6674.41	22248.02	6674.41	-6674.41	-22248.02	-6674.41
N(KN)	10612.9	10612.9	11226.34	10087.1	10087.1	9473.66

Annexe C.17 .Les efforts sismiques maximales agissant sur la semelle

	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6
H_{max}(KN)	4122.64	4068.81	1729.95	3854.53	3989.18	1533.33
M_{max} (KN.m)	23837.3	23545.6	10196.54	21534.54	22870.32	8522,05
N(KN)	10612.9	10612.9	11226.34	10087.1	10087.1	9473.66

Annexe C.18. Réactions des pieux de la fondation de la pile à l'ELS.

			1ere file	2eme File
Combinaisons	**N(KN)**	**M(KN.m)**	**R_1(KN)**	**R_2(KN)**
G + 1.2 A(l)3Vs + St +0.6H_T +H_{flv}	12388.47	1858.72	1892,641	2236,849
G + 1.2 Bc3Vs + St +0.6H_T +H_{flv}	10869.31	2116.72	1615,559	2007,544
G + Mc120+ 0.6 H_T + H_{flv}	10561.67	1084.72	1659,841	1860,715
G + D240+ 0.6 H_T + H_{flv}	10752.73	1084.72	1691,685	1892,559

Annexe C.19. Réactions des pieux de la fondation de la pile à l'ELU.

			1ere File	2eme File
Combinaisons	**N(KN)**	**M(KN.m)**	**R_1(KN)**	**R_2(KN)**
1.35G + 1.6A(l)3Vs+1.6St + 0.9H_T +H_{flv}	16699.02	2194.55	2579,971	2986,369
1.35G + 1.6 Bc3Vs+1.6St + 0.9 H_T + H_{flv}	14673.46	2538.55	2210,526	2680,628
1.35 G + 1.35 Mc120 + 0.9 H_T + H_{flv}	14258.25	1162.55	2268,731	2484,019
1.35 G + 1.35 D240 + 0.9 H_T + H_{flv}	14516.19	1162.55	2311,841	2527,129

Annexe C.20. Réactions des pieux de la fondation de la pile à l'ELA.

			1ere File	2eme File
Combinaisons	**N(KN)**	**M(KN.m)**	**R_1(KN)**	**R_2(KN)**
Comb1	10612,9	23837,3	-438,341	3975,974
Comb2	10612,9	23545.62	-411,333	3948,967
Comb3	11226,34	10196,54	926,9326	2815,181
Comb4	10087,1	21534,54	-312,756	3675,122
Comb5	10087,1	22870.32	-436,439	3798,806
Comb6	9473,66	8522,05	789,8646	2368,022

Annexe C.21. Combinaisons d'actions normales sous le mur frontal

Combinaisons	**N (kN)**	**H (KN)**	**M_H (KN.m)**	**M_V (KN.m)**	**(KN.m)**
G +1.2Q+1.2St+0.6$H_{T+}H_{Flv}$	5162.63	1540.87	2923.29	6348.84	3425.55
G +1.2Al+1.2St+0.6$H_{T+}H_{Flv}$	6025.64	1309.95	2798.48	3288.7	490.22
G +1.2Bc+1.2St+0.6$H_{T+}H_{Flv}$	4678.32	1342.86	2848.26	3288.7	440.44
G +1.2MC120+0.6$H_{T+}H_{Flv}$	4623.02	1264.59	2644.26	3288.7	644.44
G +D240+0.6$H_{T+}H_{Flv}$	4729.11	1264.59	2644.26	3288.7	644.4
1.35G +1.6Q+1.6St+0.9$H_{T+}H_{Flv}$	6990.59	2031.59	3792.28	8657.14	4864.86
1.35G +1.6Al+1.6St+0.9$H_{T+}H_{Flv}$	8141.27	1723.71	3625.87	4439.74	813.87
1.35G +1.6Bc+1.6St+0.9$H_{T+}H_{Flv}$	6344.84	1663.232	3692.34	4439.74	747.4
1.35G +1.35mc120+1.6St+0.9$H_{T+}H_{Flv}$	6271.11	1663.232	3420.24	4439.74	1019.5
1.35G +1.35D240+1.6St+0.9$H_{T+}H_{Flv}$	6411.45	1663.232	3420.24	4439.74	1019.5

Annexe C.22.évaluation des efforts du à la semelle (cas de la culée)

Solicitation Designations	Effort verticaux F_V (KN)	Efforts horizontaux F_H (KN)	Levier v (m)	Levie h (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
MGG	304.38	/	5.96	2.7	821.82	/
Corbeau	35.1	/		3.05	107.05	/
Mur frontal	1899.81	/	3.11	1.8	3419.65	/
Mur en retour	499.00	/	4.45	4.89	2220.55	/
Semelle	3168	/	3	0.8	2534.4	/
Dalle transition	312	/	6.57	4.91	1531.92	/
Poids de	499.81	/	5.7	4.91	2458.52	/
Poids des terres	3438.24	/	4.35	1.45	4985.44	/
Poussée des	/	1150.05	1.9	/	/	2185.05
Pousse de terres	/	112.52	0.53	/	/	59.63
Pousse des	/	236.88	2.85	/	/	675.10
Pousse des	/	83.63	0.8	/	/	66.90
Freinage Bc	/	50.00	5.00	/	/	250
Freinage Al	/	37.80	5.00	/	/	189
Flv (fluage	/	136.25	5.00	/	/	681.25
f température	/	41.28	5.00	/	/	206.40
Gmax tablier	1296.34	/	/	1,13	/	1464.86
(Al) 3voies	1386.24	/	/	1,13	/	1566.45
BC 3voies	263.49	/	/	1,13	/	297.74
Mc120	217.4	/	/	1,13	/	245.67
D240	305.82	/	/	1,13	/	345.57
ST	15.22	/	/	1,13	/	17.9

Annexe C.23. Réactions des pieux de la fondation de la culée

						1ere File	**2ere File**
Combinaisons	**N**	**H**	**MH**	**MV**		**R_1**	**R_2**
G +1.2Q+1.2St+0.6$H_{T+}H_{Flv}$	11570.9	1744.09	20056.40	3940.17	16116.23	436,23	3420,72
G +1.2Al+1.2St+0.6$H_{T+}H_{Flv}$	12634.64	1468.94	18985.94	3276.57	15709.37	651,20	3560,34
G +1.2Bc+1.2St+0.6$H_{T+}H_{Flv}$	11287.32	1483.58	17463.46	3349.77	14113.69	574,39	3188,04
G +1.2MC120+0.6$H_{T+}H_{Flv}$	11232.02	1423.58	17400.98	3049.77	14351.21	539,84	3184,58
G +1.2D240+0.6$H_{T+}H_{Flv}$	11338.11	1423.58	17520.86	3049.77	14471.09	545,32	3208,56
1.35G +1.6Q+1.6St+0.9$H_{T+}H_{Flv}$	15610.41	2390.67	26999.12	5084.52	21914.6	572,60	4630,86
1.35G +1.6Al+1.6St+0.9$H_{T+}H_{Flv}$	17028.73	1938.34	25599.34	4199.72	21399.62	856,67	4819,56
1.35G +1.6Bc+1.6St+0.9$H_{T+}H_{Flv}$	15232.3	1957.86	23569.37	4297.32	19272.05	754,26	4323,16
1.35G +1.6mc120+1.6St+0.9$H_{T+}H_{Flv}$	15158.57	1877.86	23486.06	3897.32	19658.74	705,01	4322,95
1.35G +1.6D240+1.6St+0.9$H_{T+}H_{Flv}$	15300.03	1877.86	23645.90	3897.32	19658.74	715,83	4351,92

Annexe C.24. Sollicitations sismiques sous la semelle (cas de la culée).

	N (KN)	**H (KN)**	**M_V (KN.m)**	**M_H (KN.m)**
Combinaison max d'effort sismique du au tablier	10196,09	162,76	0.00	14676,74
Combinaison min d'effort sismique du au tablier	9959,28	160,32	0.00	14396,94

Désignations	**Effort verticaux F_V(KN)**	**Efforts horizontaux F_H(KN)**	**M_V (KN.m)**	**M_H (KN.m)**
MGG	18.26	60.87	49.30	362.78
Corbeau	2.106	7.02	6.423	43.524
Mur frontal	113.98	379.91	205.16	1181.52
Mur en retour	29.94	99.8	146.40	444.11
Semelle	190.08	633.6	152.06	1900.8
Dalle de transition	18.72	62.4	91.91	409.96
Poids des terres	206.29	687.64	299.12	2991.23

Somme	579.37	1931.24	950.37	7333.92

Séisme tablier	0.00	826.09	0.00	4130.45

	N (KN)	H (KN)	MV (KN.m)	MH (KN.m)
Pousses des terres (1+k_v)	0.00	3429.91	0.00	8346.11
Pousses des terres (1-k_v)	0.00	3173.86	0.00	7723.05

Annexe C.25.cumule des efforts sismiques de la culée et la poussée des terres.

	Nc (KN)	Hc (KN)	Mc (KN.m)
Cas de séisme : 1+k_v	0,00	5361.15	15770.03
Cas de séisme : 1-k_v	0,00	5105.1	15056.97
Cas de séisme : vertical	579.37	0,00	7333.92

Annexe C.26. les efforts sismiques agissant sur la culée

	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
Cas de séisme : 1+k_v	0,00	5424.42	16301.97
Cas de séisme : 1-k_v	0,00	5171.50	150796.61
Cas de séisme : vertical	579.37	0,00	1105.01

Annexe C.27. Réactions des pieux de la fondation de la culée a l'ELA

				1ere File	2eme File
	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)	R_1(KN)	R_2(KN)
P max - H + 0,3N	1036	5523.91	1106.89	1625,829	1830,80
P max - H - 0,3N	9758	5265.42	-2860.21	1895,746	1366,07
P min+N- 0,3H	1077	1771.11	17279.65	195,9424	3395,87
P min -N- 0,3H	9379	1691.85	2545.93	1327,584	1799,05

ANNEXE D
CALCUL DE FERRAILLAGE

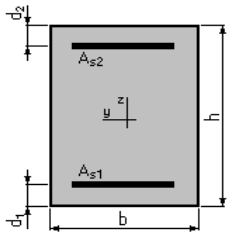
Ferraillage de L'âme (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 45,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration 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 = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	191,28	204,01
2.	ELU	258,46	273,08

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 16,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 16,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 12,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 250,0 (cm2)
théorique ρ = 0,65 (%)
minimum ρ_{min} = 0,24 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 191,28 (kN) M = 204,01 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 13,5 (cm)
Bras de levier: Z = 40,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 27,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 252,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 68,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 252,8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 258,46 (kN) M = 273,08 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,41 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,2 (cm)
Bras de levier: Z = 42,9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1,31 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa) comprimée: σ_s' = 9,9 (MPa)

Ferraillage DE LA CULEE

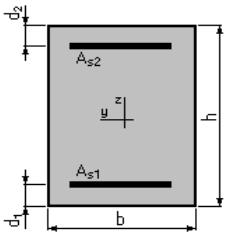
Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (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 = 220,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	452,86	300,48
2.	ELU	586,89	426,74
3.	ELA	252,16	93,10
4.	ELU	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 21,5 (cm2)
théorique ρ = 0,00 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N °1: Type ELS N = 452,86 (kN) M = 300,48 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 23,42
Position de l'axe neutre: y = 130,9 (cm)
Bras de levier: Z = 171,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 586,89 (kN) M = 426,74 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 19,44 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 93,2 (cm)
Bras de levier: Z = 177,7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

Cas N^{O} 3: Type ELA N = 252,16 (kN) M = 93,10 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 115,67 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 182,7 (cm)
Bras de levier: Z = 141,9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

Cas N^{O} 4: Type ELU N = 0,00 (kN) M = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 100,00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 111,0 (cm)
Bras de levier: Z = 170,6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

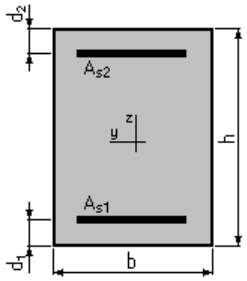
La dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (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)	90,83	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	67,64	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 12,1 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,48 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 90,83 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 4,3	(cm)
Bras de levier:	Z = 23,3	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,07	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 67,64** **(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 = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

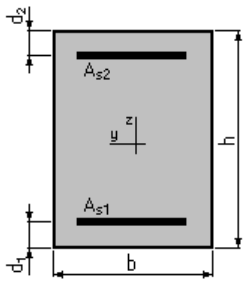
MGG(Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non 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)	249,14	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	151,21	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 17,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,8 (cm2)		
théorique	ρ = 0,50 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 249,14 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 6,3	(cm)
Bras de levier:	Z = 32,5	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 2,18	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 151,21 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,82
Position de l'axe neutre:	y = 11,2 (cm)
Bras de levier:	Z = 31,3 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 8,6 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 274,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

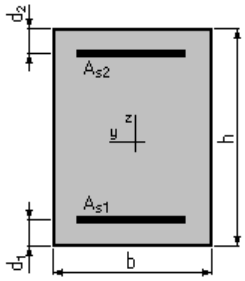
Corbeau (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27,0 (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 = 60,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	96,23	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	71,69	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 5,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,5 (cm2)		
théorique	ρ = 0,10 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 96,23 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 2,0	(cm)
Bras de levier:	Z = 54,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,37	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s = 434,8	(MPa)

Cas ELS **M_{max} = 71,69 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 8,7 (cm)
Bras de levier:	Z = 52,1 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 1,2 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 14,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

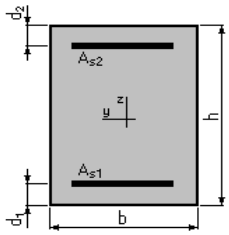
Calcul de Section de la pile en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27.0 (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 = 180.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1960.22	354.22
2.	ELS	1452.60	295.36
3.	ELA	1404.11	2877.13

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19.9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 19.9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 36.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 900.0 (cm2)
théorique ρ = 0.22 (%)
minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 1960.22 (kN) M = 354.22 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 12.06 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 185.4 (cm)
Bras de levier: Z = 100.9 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.43 (‰)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 1452.60 (kN) M = 295.36 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 12.62
Position de l'axe neutre: y = 229.9 (cm)
Bras de levier: Z = 104.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 18.8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 1404.11 (kN) M = 2877.13 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 13.7 (cm)
Bras de levier: Z = 169.5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.85 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 500.0 (MPa) comprimée: σ_s' = 107.9 (MPa)

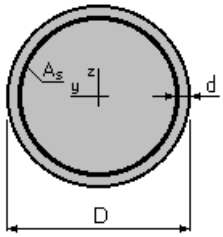
Ferraillage de section des pieux de la pile en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de 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	49.20	187.00	0.00
2.	ELS	41.02	156.00	0.00
3.	ELA	687.11	2618.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 100.4 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)

théorique ρ = 0.89 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 49.20 (kN) M_y = 187.00 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 12.09 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 29.7 (cm)

Bras de levier: Z = 100.6 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434.8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 41.02 (kN) M_y = 156.00 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 11.84

Position de l'axe neutre: y = 37.3 (cm)

Bras de levier: Z = 99.0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 9.8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 10.8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA **N = 687.11 (kN)** **M_y = 2618.00 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 28.4 (cm)

Bras de levier: Z = 101.2 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.28 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =500.0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

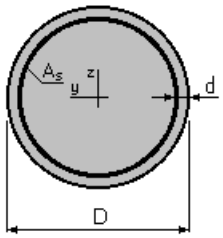
Calcul de Section des pieux de la culée en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 27.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de 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	398.00	1518.00	0.00
2.	ELS	290.68	1107.00	0.00
3.	ELA	920.00	3508.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 140.6 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.5 (cm2)

théorique ρ = 1.24 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 398.00 (kN) M_y = 1518.00 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.99 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 34.3 (cm)

Bras de levier: Z = 98.4 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 8.21 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434.8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 290.68 (kN) M_y = 1107.00 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.02

Position de l'axe neutre: y = 40.5 (cm)

Bras de levier: Z = 97.7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 8.0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 220.7 (MPa)

comprimée: σ_s' = 104.9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA **N = 920.00 (kN)** **M_y = 3508.00 (kN*m)** **M_z = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 32.7	(cm)
Bras de levier:	Z = 99.2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 8.78	(‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:	σ_s =500.0	(MPa)
comprimée:	σ_s' = 500.0	(MPa)