République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغال العموميـة

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude d'un ouvrage d'art sur la liaison autoroutière entre TENES et TISSEMSILT

Sur le PK 71 + 496 au PK 71+646

Présenté par :

-ZOBRA Mohamed Sifelislam

-BIAD Mohamed Lamine

Encadré par :

-BAYASLI RACHID

-BELEMRABET ILYES

Promotion 2023/2024

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

Avant tout, nous remercions DIEU le tout puissant qui nous a donné la force, le Courage et la volonté pour mettre en œuvre ce travail

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à nos chers encadreurs

Dr **.BAYASLI RACHID** et **BELEMRABET ILYES**

Nous tenons à remercier énormément l'ingénieur **MOUSSA GUERFI** ancien Étudiant de l'ENSTP qui nous aidée énormément.

Nous tenons également à remercier nos chers enseignants notamment,

Mr. ZOURGUI, Mr. FEDGHOUCHE, Mr. BELAOURA, Mr. BENOUCHEFOUN, Mr. HADID, Mr. CHIKH , , Mr. TOUNSI

Dédicace

Tout d'abord, je voudrais remercier Dieu Tout-Puissant de nous avoir accordé le succès dans la réalisation de cet humble travail qui incarne des années de sérieux et de diligence.

Je tiens à remercier **ma chère mère** pour les grands sacrifices qu'elle a fait pour moi et pour la tendresse, le soutien et les encouragements qu'elle m'a apportés tout au long de mes études, notamment les jours où j'étais désespéré.

Je voudrais remercier **mon père**, qui a été le mur sur lequel je me suis appuyé pendant les jours difficiles et le premier soutien pour moi dans mon chemin.

Je voudrais les remercier pour tout ce qu'ils m'ont donné au cours de ce voyage et j'espère que Dieu prolongera leur vie et les protégera.

Je tiens à remercier mon frère **HAMZA**

Et mes sœurs pour leur soutien indéfectible, spécialement ma sœur **HAKIMA**, Elle a été un modèle pour moi tout au long de mon parcours académique, et je tiens à remercier mes amis, durant toute ma période d'étude à l'ENSTP, en particulier mon binôme Mohamed Sifelislam et mon tous **les professeurs** qui m'ont soutenu dans mon parcours académique

BIAD MOHAMED LAMINE

Dédicace

Louange à ALLAH le tout Puissant de m'avoir motivé à réaliser ce travail Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments pénibles de ma vie .

Je dédie ce laconique travail à ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus rudes de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, dont je devais incessamment être de grande compétence et motivation.

Cependant. Je prie ALLAH le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète.

A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments pénibles de ma vie.

Nous tenons à remercier Mr BAYASSLI.R ET Mr BELMRABET ILYES pour sa disponibilité.

Nous remercions chaleureusement tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et spécialement Mr BOUZIDI ET, Mr BERROUDJI et Mr BELLAOURA , Mr .HADID , Mr LEFKIR Mr HABIB .

A ma chère tante houria

A mes frères et seour (abdelkader maroua et safa).

A mes chers oncles et tantes (GHALEM ,NADIA,MOUNA ,KHALED).

A toute ma famille.

A mon chère amis Omar .

A tous mes chers amis .

Et à tous ceux qui portent l'Algérie dans leurs coeurs…

ZOBRA MOHAMED SIFELISLAM

ملخص :

يهدف هدا المشروع الدي يندرج في اطار مشروع نهاية التخرج الى تصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية PK 71+ 496 و PK 71+646 بطول 150 متر التي تدخل في اطار اتصال الطريق السيار الدي يربط الشلف بتيسمسيلت.
بدانا عملنا بتقديم حول المشروع بعد دلك توجهنا نحو تصميم الجسر و اقتراح مختلف المتغيرات المناسبة التي تساعد على تجاوز العراقيل حيث قمنا باقتراح ثلاث متغيرات مناسبة واخترنا الانسب منها وهو جسر صندوقي دو ارتفاع ثابت منجز بطريقة التتابع المتتالي و بعد دلك قمنا بدراسة البنية الفوقية والتحتية للجسر مع المرور بحساب سابقة الاجهاد والدراسة الزلزالية ودراسة مختلف العناصر الاساسية المكونة للجسر و هدا بالاستناد على المعايير المعمول بها في الجزائر.

Résumé :

Ce projet, qui s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études, vise à concevoir et étudier un pont situé entre le point kilométrique PK 71+496 et PK 71+646, d'une longueur de 150 mètres, font partie du laison autoroutier qui relie **CHELF** à **TISSEMSSILT**.
Nous avons commencé notre travail en présentant le projet, puis nous sommes passés à la conception du pont et à la proposition de diverses variables appropriées qui aideraient à surmonter les obstacles.
Nous avons proposé trois variables appropriées et avons choisi la plus appropriée d'entre elles, à savoir un pont en caisson à hauteur fixe, construit par encorbellement successive.
Nous avons ensuite étudié la superstructure et l'infrastructure du pont en passant par des calculs de précontrainte, des études sismiques et en étudiant les différents éléments de base qui composent le pont, sur la base des normes en vigueur en Algérie.

Abstract :

This project, which is part of the end-of-studies project, aims to design and study a bridge located between the kilometer point PK 71+496 and PK 71+646, with a length of 150 meters, are part of the motorway connection which links CHELF to TISSEMSSILT.
We started our work by presenting the project, then moved on to designing the bridge and proposing various suitable variables that would help overcome the obstacles.
We proposed three suitable variables and chose the most suitable of them, namely a fixed height box bridge, constructed by successive cantilevering.
We then studied the superstructure and infrastructure of the bridge through prestressing calculations, seismic studies and studying the different basic elements that make up the bridge, based on the standards in force in Algeria.

Liste des abréviations

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes.
VSP : Voussoir sur pile.
VC : Voussoir courant.
VSC : Voussoir sur culée.
VCL : Voussoir à la clef (de clavage). 15T15s : 15 torons de quinze (15) fils.
CP : Charges permanentes
CCP : Complément des Charges Permanentes.
BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routeiers.
DTR : Document Technique Réglementaire.
BET : Bureau d'étude.
fc28 : Résistance à la compression à l'âge de28 jours.
ft28 : Résistance à la traction à l'âge de 28 jours.
fprg : Contrainte de rupture garantie.
fpeg : Contrainte de précontrainte élastique garantie.
ELU : Etats limites ultime.
ELS : Etats limites de service.
ELA : Etats limites accidentelles.
fbu : Contrainte admissible de compression du béton a l'ELU.
σsup : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σInf : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\bar{\sigma}$: Contrainte de compression admissible.
$\bar{\sigma}$: Contrainte de traction admissible.
HA: Haute adhérence.
St: Espacement des armatures transversales.
Xr Centre de rigidité.
HT : Force dû au déplacement horizontale induit par la variation de la température.
Hflv : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et du fluage

SOMMAIRE

Introduction général……...1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET..... 2

I.1 INTRODUCTION:..... 2
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE : 2
I.3 LES CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE :..... 2
I.4 LES DONNEES FONCTIONNELLES:..... 3
I.4.1 Trace en plan :..... 3
I.4.2 Profil en long :..... 3
I.4.3 Profil en travers : 4
I.5 LES DONNEES NATURELLES : 4
I.5.1 Topographie : 4
I.5.2 Géotechnique :..... 4
I.5.3 Sismicité du site :..... 5
I.6 LES PRINCIPAUX SEISMES ENREGISTRES AU NIVEAU DE LA REGION DE CHLEF :..... 6
I.7 LES DONNEES CLIMATOLOGIES :..... 7
I.8 CONCLUSION:..... 7

CHAPITREII : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT 7

II.1 INTRODUCTION..... 8
II.2 PROPOSITION DES VARIANTS:..... 8
II.2.1 Variante 01 : Pont a poutre précontrainte de type VIPP..... 8
II.2.2 Variante 02 : Pont Caisson construit par encorbellement successif :..... 11
II.2.3 Variante 03 : Pont Mixte a Bipoutre..... 15
II.2.4 Analyse des variantes :..... 18
II.2.5 Devis estimatif et quantitatif :..... 19
II.2.6 Conclusion :..... 21

CHAPITRE III : CARACTERESTIQUE DES MATERIAUX 21

III.1 INTRODUCTION:..... 22
III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL :..... 22
III.2.1 Modèles de calcul :..... 22
III.3 LES MATERIAUX :..... 22
III.3.1 Le béton :..... 22
III.3.2 Les aciers :..... 23
III.4 LES CONTRAINTES ADMISSIBLE:..... 24
III.4.1 Béton :..... 24
. 25
III.5 CONCLUSION:..... 25

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES 29

IV.1 INTRODUCTION: 26
IV.2 LES ACTIONS APPLIQUES: 26
IV.2.1 Les actions permanentes comprennent: *26*
IV.2.2 Les actions variables, de leur cote, comprennent : *26*
IV.3 CALCUL DES CHARGES: 26
IV.3.1 Charges permanentes et compléments des Charges permanentes : *26*
IV.3.2 Les éléments complémentaires permanents (CCP) : *27*
IV.4 LES CAS DE CHARGEMENT POSSIBLE : 27
IV.5 CHARGES DUES AU TRAFIC : 28
IV.5.1 Système de charges A(L): *29*
IV.6 SYSTEME B : 30
IV.6.1 Système Bc : *31*
IV.6.2 Système Br *32*
IV.6.3 Système Bt : *32*
IV.7 LE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE (Δ) 33
IV.7.1 Freinage du au système Bc *34*
IV.8 CHARGES MILITAIRES: 34
IV.8.1 Véhicule Mc 120 : *34*
IV.8.2 Convoi type D240 : *35*

CHAPITRE V : ETUDE LONGITUDINALE 35

V.1 INTRODUCTION: 36
V.2 EVALUATION DE POIDS PROPRE DE FLEAU : 36
V.3 STABILITE DE FLEAU AU COURS DE CONSTRUCTION : 36
V.3.1 Les Phases de construction d'un fléau : *36*
V.4 CHARGES A PRENDRE EN COMPTE 37
V.4.1 Le poids propre de fléau : *37*
V.5 CHARGES VARIABLES EXECUTION: 38
V.5.1 Charges de chantier connues : *38*
V.5.2 Charges de chantier aléatoires : *38*
V.5.3 Action accidentelles : *38*
V.6 LES COMBINAISONS D'ACTIONS EN CONSTRUCTION : 39
V.7 MODELISATION DE FLEAU: 39
V.7.1 Introduction sur Logiciel MIDAS civil : *39*
V.7.2 Résultats : *40*
V.8 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU : 41
V.8.1 Stabilité du fléau avec le clouage par précontrainte : *41*
V.8.2 Calcule le nombre de câbles : *41*
V.8.3 Aménagement de tête de la pile : *42*
V.8.4 Calcule la surface des cales : *42*
V.9 LES PHASES DE REALISATIONS DU TABLIER: 43
V.10 MODELISATION : 43
V.10.1 Définition de logiciel : *43*

V.10.2 Combinaison de charge : *44*
V.10.3 Résultats : *45*
V.10.4 Tableau récapitulatif : *47*
V.11 CONCLUSION: 47

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 47

VI.1 INTRODUCTION: 48
VI.2 - ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU : 48
VI.2.1 Calcul de l'effort de précontrainte : *48*
VI.2.2 Détermination du nombre de câbles : *49*
VII.2.3 ..... *50*
VI.2.3 Position et enrobage des câbles *50*
VI.2.4 - Etude du tracé des câbles en plan : *50*
VI.2.5 : Tracé des câbles en élévation *51*
VI.2.6 Résultats *53*
VI.3 -EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 54
VI.3.1 Introduction : *54*
VI.3.2 Calcul des pertes *54*
VI.3.3 Pertes de tensions instantanées : *54*
VI.3.4 Pertes de tensions dues au frottement : *54*
VI.3.5 - Pertes de tensions dues au recul des ancrages : *55*
VI.3.6 Pertes par raccourcissement du béton : *56*
VI.3.7 Pertes de tension différées *57*
VI.3.8 Pertes par retrait : *57*
VI.3.9 Perte par relaxation des aciers : *58*
VI.3.10 Les pertes totales *58*
VI.3.11 Application sur les câbles de fléau *58*
VI.4 PRECONTRAINTE DE CONTINUITE : 59
VI.4.1 Détermination de nombre de câbles de travée intermédiaire : *59*
VI.4.2 Tracé des câbles de continuité : *60*
VI.4.3 Détermination du nombre des câbles de continuité en travée de rive : *62*
VI.4.4 Tracé des câbles de continuité en travée de rive : *62*
VI.4.5 Vérification des contraintes : *64*

CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE 66

VII.1 INTRODUCTION: 67
VII.2 EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX : 67
VII.2.1 1 Modélisation : *67*
VII.2.2 Déférentes charges : Les charges permanentes : *67*
VII.2.3 Combinaison de charge : *68*
VII.2.4 Résultats : *68*
VII.3 FERRAILLAGE: 68
VII.3.1 Exemple de ferraillage de l'hourdis inférieur : *69*
VII.3.2 Ferraillage passif des voussoirs : *70*

CHAPITRE VIII : EQUIPEMENTS DU TABLIER ET ETUDE SISMIQUE 72

VIII.1 INTRODUCTION : ..... **ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.**
VIII.2 L'APPAREIL D'APPUI : 73
VIII.2.1 Introduction : *73*
VIII.2.2 Le type d'appareil d'appui choisit : *73*
VIII.2.3 .Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis : *74*
VIII.2.4 Dimensionnement des frettes : *77*
VIII.2.5 Calcul exacte des déplacements horizontaux : *78*
VIII.2.6 Vérifications du dimensionnement selon la norme NF EN 1337-3 : *79*
VIII.3 ETUDE SISMIQUE 84
VIII.3.1 Introduction : *84*
VIII.3.2 La méthode de l'analyse modale spectrale : *84*
VIII.3.3 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique *84*
VIII.3.4 L'analyse monomodale : *85*
VIII.3.5 Méthode de calcul multimodale : *88*
VIII.3.6 Modes significatifs : *90*
VIII.3.7 Combinaison des réponses modales *90*
VIII.3.8 . Combinaison des composantes de l'action sismique *90*
VIII.3.9 Vérifications des appareils d'appuis selon RPOA 2008 ..... *90*
VIII.3.10 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile *93*
VIII.3.11 JOINT DE CHAUSSEE *93*

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 95

IX.1 - INTRODUCTION: 96
IX.2 - LA PILE: 96
IX.2.1 La géométrie de la pile : *96*
IX.2.2 . Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement *96*
IX.2.3 Evaluation des efforts agissant sur la pile *97*
IX.2.4 . Combinaisons des efforts *98*
IX.3 . FERRAILLAGE DE LA PILE : 99
IX.3.1 Armatures transversales : *100*
IX.3.2 Vérification de l'effort tranchant : *101*
IX.3.3 Etude et ferraillage de la semelle sous pile : *102*
IX.4 ETUDE DE LA SEMELLE 103
XI.3.5.2 ..... *103*
XI.3.6 ..... *103*
XI.3.6.2 ..... *103*
XI.3.6.3 ..... *104*
XI.3.6.4 ..... *104*
XI.2.7 104
IX.5 LA CULE 108
IX.5.1 Introduction : *108*
IX.5.2 Choix de type de culé : *108*
IX.5.3 Efforts dus à la culé : *110*

IX.5.4 Combinaison des actions : *113*
IX.5.5 Ferraillage des éléments de la culé : *113*
ANNEXES:.....

Liste des figures :

FIGURE I-1 LOCALISATION GEOGRAPHIQUE DU TRACE DE 4EME SECTION DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE RELIANT TENES A TISSEMSILT. 2
FIGURE I-2 : VUE EN PLAN 3
FIGURE I-3 : PROFIL EN LONG 3
FIGURE I-4 : PROFIL EN TRAVERS 4
FIGURE I-5 : CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE « REFERENCE RPOA 2008 » 5
FIGURE I-6 CARTE DE SISMICITE DE L'ALGERIE DU NORD. LE SECTEUR D'ETUDE EST INDIQUE PAR LE RECTANGLE ROUGE. 6
FIGURE II-1 MORPHOLOGIE D'UN PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT VIPP DOCUMENT SETRA 9
FIGURE II-2 REPRESENTATIF DES ELEMENTS DE LA POUTRE 10
FIGURE II-3 : SCHEMA DE DECOUPAGE 11
FIGURE II-4 : NOTATION DES DIMENSIONS 12
FIGURE II-5 COUPE TRANSVERSALE 15
FIGURE II-6 DISPOSITION DES GOUJONS 17
FIGURE III-1LIMITATION DES CONTRAINTES DANS LES SECTIONS EN BP. 25
FIGURE IV-1 : CAS DE CHARGEMENT 28
FIGURE IV-2 LES DIFFERENTS CAS POUR LE CALCUL DE LC 28
FIGURE IV-3 SYSTEME DE CHARGE BC 31
FIGURE IV-4 DISPOSITION DU SYSTEME BR 32
FIGURE IV-5 : VEHICULE MC 120 34
FIGURE IV-6 : DISPOSITION DU CONVOI TYPE D240 35
FIGURE V-1PHASE DE CONSTRUCTION DE FLEAU 37
FIGURE V-2 LOGO DE LOGICIEL 39
FIGURE V-3 SCHEMA REPRESENTATIF SUR LE CLOUAGE 41
FIGURE V-4 MODELE CSI BRIDGE 44
FIGURE V-5 COMBINAISON MOMENT MAX A L'ELU (1.35G+1.6A(L)2+1.6ST) 45
FIGURE V-6 COMBINAISON MOMENT MAX A L'ELS (G+1.6A(L)2+ST) 45
FIGURE V-7 COMBINAISON MOMENT MAX A L'ELU (1.35G+1.6A(L)4+1.6ST) 46
FIGURE V-8 COMBINAISON MOMENT MAX A L'ELS (G+1.6A(L)4+ST) 46
FIGURE V-9 COMBINAISON EFFORT TRANCHANT MAX A L'ELU (1.35G+1.6A(L)2+1.6ST) 46
FIGURE V-10 COMBINAISON EFFORT TRANCHANT MAX A L'ELS (G+1.2A(L)2+ST) 47
FIGURE VI-1: DISPOSITION DES CABLES DE FLEAU AU NIVEAU DE VSP ET POSITION DES ANCRAGES. 50
FIGURE VI-2:TRACE EN PLAN DES CABLES DE FLEAU 51
FIGURE VI-3:TRACE EN ELEVATION DU CABLE 51
FIGURE VI-4 FROTTEMENT DU CABLE LORS SA MISE EN TENSION 55
FIGURE VI-5 VUE EN PLAN SUE LES CABLES DE FLEAUX 39

FIGURE VI-6 VUE EN ELEVATION SUR LES CABLES DE FLEAUX 40
FIGURE VI-7 TRACE EN PLAN ET EN ELEVATION DES CABLES 61
FIGURE VI-8. EMPLACEMENT DES CABLES DE CONTINUITE DE LA TRAVEE CENTRALE. 61
FIGURE VI-9 : TRACE EN PLAN ET EN ELEVATION DES CABLES 63
FIGURE VI-10 : EMPLACEMENT DES CABLES DE CONTINUITE DE LA TRAVEE DE RIVE. 63
FIGURE VII-1 MODELISATION DE VOUSSOIR COURANT 67
FIGURE VII-2 : PLAN DE FERRAILLAGE DE VOUSSOIR COURANT 70
FIGURE VII-3 : BOSSAGE D'ANCRAGE 71
FIGURE VII-4 DISPOSITION DE FERRAILLAGE 71
FIGURE VII-5 : FERRAILLAGE DE BOSSAGE D'ANCRAGE 72
FIGURE VIII-1CONSTITUTION D'UN APPAREIL D'APPUI 74
FIGURE VIII-2 : DIMENSIONNEMENT EN PLAN DES APPAREILS D'APPUI. 75
FIGURE VIII-3 *: DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN EFFORT HORIZONTAL* 82
FIGURE VIII-4 *: DISTORSION DE L'APPAREIL D'APPUI SOUS UN MOMENT D'AXE HORIZONTAL* 82
FIGURE VIII-5: REACTIONS D'APPUI POUR DIFFERENTS TYPES DE PONT 87
FIGURE VIII-6 MODELISATION MIDAS 88
FIGURE VIII-7 : SPECTRE DE REPONSE HORISONTALE A PARTIE LOGICIELE RPOA 2008 89
FIGURE VIII-8 : SPECTRE DE REPONSE VERTICAL A PARTIE LOGICIEL RPOA 2008 89
FIGURE VIII-9 –JOINT DE CHAUSSEE 94
FIGURE IX-1 .ABAQUE DE WALTHER 99
FIGURE IX-2 VUE LONGITUDINALE SUR LES ARMATURE LE ARMATURE TRANSVERSALE DE LA PILE 1,2 FIGURE IX-3 VUE EN PLAN SUR LONGITUDINALE DE LA PILE 101
FIGURE IX-4VUE LONGITUDINALE SUR LES FERRAILLAGES SUPERIEUR ET INFERIEUR ET LONGITUDINALE DE LA SEMELLE 106
FIGURE IX-5 VUE TRANSVERSALE SUR LE FERRAILLAGE VERTICALE ET LONGITUDINALE DE LA SEMELLE 107
FIGURE IX-6 VUE TRANSVERSALE SUR LE FERRAILLAGE LONGITUDINALE DU PIEUX 107
FIGURE IX-7 VUE TRANSVERSALE SUR LE FERRAILLAGE TRENSVERSALE DU PIEUX 107
FIGURE IX-8 : DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA CULE 109
FIGURE IX-9 : POUSSEE DES TERRES ET SURCHARGE 110
FIGURE IX-10 : IMPACT DE CHARGE BC LOCALISE DERRIERE LE MGG 114
FIGURE IX-11MODELE NUMERIQUE DE MUR EN RETOUR 116

Liste des tableaux:

TABLEAU I-1COEFFICIENT D'ACCELERATION DE LA ZONE A 5
TABLEAU II-1 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES DE PRECONTRAINTE 10
TABLEAU II-2 RECAPITULATION DES DECOUPAGES DES VOUSSOIRS 11
TABLEAU II-3 : LES DIMENSIONS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DE VOUSSOIR 12
TABLEAU II-4 TABLEAU RECAPITULATIF DE PRE-DIMENSIONNEMENT DE PILE 13
TABLEAU II-5 TABLEAU RECAPITULATIF DE PRE-DIMENSIONNEMENT DE CULE 14
TABLEAU II-6 : TABLEAU DE CONCEPTION D'UNE SECTION BIPOUTRE 16
TABLEAU II-7 :TABLEAU DE CONCEPTION DES PIECES DE PONT 16
TABLEAU II-8 : TABLEAU DE CONCEPTION DES GOUJONS 17
TABLEAU II-9 : TABLEAU COMPARATIVE ENTRE LES DIFFERENTES VARIANTES : 18
TABLEAU II-10 : TABLEAU DE DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE PONT VOUSSOIR 19
TABLEAU II-11 : TABLEAU DE DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE PONT VOUSSOIR 20
TABLEAU II-12 : TABLEAU DE DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DE PONT MIXTE 21
TABLEAU III-1 : CARACTERISTIQUES DU BETON 22
TABLEAU III-2 : CARACTERISTIQUE DE CABLE 23
TABLEAU III-3 : TABLEAU DE CONTRAINTES ADMISSIBLE DE COMPRESSION 24
TABLEAU III-4 : TABLEAU DES CONTRAINTES ADMISSIBLE DE TRACTION 24
TABLEAU IV-1 : ESTIMATION DE POIDS DES VOUSSOIRS 26
TABLEAU IV-2 : ESTIMATION DE POIDS DES CCP 27
TABLEAU IV-3 : VALEUR FINALE DE POIDS PROPRE G 27
TABLEAU IV-4 CLASS DES PONTS SELON RCPR 29
TABLEAU IV-5 : VALEUR DU COEFFICIENT A1 29
TABLEAU IV-6 TABLEAU DE V0 30
TABLEAU IV-7 : VALEURS DE A(L) RETENUES DISTRIBUE SUR UN NOMBRE DE VOIES. 30
TABLEAU IV-8 COEFFICIENT BT 32
TABLEAU IV-9 : VALEURS DU COEFFICIENT BT 32
TABLEAU IV-10 : VALEURS DE COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE Δ 33
TABLEAU IV-11 : RESULTAT DE FORCE DE FREINAGE POUR SYSTEME DE CHARGEMENT A 34
TABLEAU V-1 : EVALUATION DE POIDS DE FLEAU 36
TABLEAU V-2 POIDS DES VOUSSOIRS 37
TABLEAU V-3 : EVALUATION DES POIDS PROPRE POUR LES DEUX FLEAUX 38
TABLEAU V-4 CHARGE DE CHANTIER CONNU 38
TABLEAU V-5 EVALUATION DE MOMENT FLECHISSANT(KN.M) POUR UN DEMI-FLEAU 40
TABLEAU V-6 EVALUATION DE L'EFFORT TRANCHANT(KN.M) POUR UN DEMI-FLEAU 40
TABLEAU V-7 : COMPARAISON DU RAPPORT M/N ET L'EXCENTRICITE E 42
TABLEAU V-8 : VALEURS LIMITE DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION. 43
TABLEAU V-9 : COMBINAISON AL L'ELU 44
TABLEAU V-10 COMBINAISON A L'ELS 45
TABLEAU V-11 : VALEURS EXTREMES DE SOLLICITATIONS 47
TABLEAU VI-1. CALCULE DU CABLES DE FLEAU. 49
TABLEAU VI-2 . LES EQUATIONS DE VARIATION EN ELEVATION DES CABLES DE FLEAU. 52

TABLEAU VI-3LES EQUATION DE VARIATION EN PLAN DES CABLES DE FLEAU. 53
TABLEAU VI-4 POSITION DU CABLE 4 ……..53
TABLEAU VI-5 LES RESULTAT D'UN CALCUL PLUS DETAILLE DANS L'ANNEXE 58
TABLEAU VI-6 NOMBRE DE CABLES RETENU 59
TABLEAU VI-7 : NOMBRE DE CABLES RETENU POUR TRAVEE PRINCIPALE 60
TABLEAU VI-8 : TRACE DES CABLES EN PLAN POUR LA TRAVEE CENTRALE. 60
TABLEAU VI-9 : TRACE DES CABLES EN ELEVATION POUR LA TRAVEE CENTRALE. 60
TABLEAU VI-10 : ESTIMATION DU NOMBRE DE CABLES DE CONTINUITE POUR LA TRAVEE CENTRALE. 62
TABLEAU VI-11 : TRACE DES CABLES EN PLAN POUR LA TRAVEE DE RIVE. 62
TABLEAU VI-12 : TRACE DES CABLES EN ELEVATION POUR LA TRAVEE DE RIVE. 62
TABLEAU VI-13 :VERIFICATION DES CONTRAINTES DES FIBRES EXTREMES EN PHASE DE CONSTRUCTION. 64
TABLEAU VII-1 COMBINAISON DE CHARGE : 68
TABLEAU VII-2 LES MOMENTS DANS LES DIFFERENTS ELEMENTS DU VOUSSOIR 68
TABLEAU VII-3 : FERRAILLAGE PASSIF DU VOUSSOIR 70
TABLEAU VIII-1 : EVALUATION DES REACTIONS POUR UN SEUL APPAREIL D'APPUI 74
TABLEAU VIII-2 : EVALUATION DES EFFORTS VERTICAUX SUR CHAQUE APPAREIL D'APPUI 74
TABLEAU VIII-3 : L'EPAISSEUR TI EST EN FONCTION DES DIMENSIONS EN PLAN 75
TABLEAU VIII-4 : EVALUATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX MAXIMALE 77
TABLEAU VIII-5 : DIMENSIONNEMENT DE LA HAUTEUR NETTE D'ELASTOMERE 77
TABLEAU VIII-6 : DIMENSIONNEMENT DES FRETTES 77
TABLEAU VIII-7 : DIMENSIONS DES APPAREILS D'APPUI RETENU 78
TABLEAU VIII-8 : EVALUATION DES RAIDEURS STATIQUES ET DYNAMIQUES DES APPUIS 79
TABLEAU VIII-9 : EVALUATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX 79
TABLEAU VIII-10VERIFICATION DE TRACTION DANS LES FRETTES 80
TABLEAU VIII-11 :VERIFICATION DE DEFORMATION DES APPAREILS D'APPUI 80
TABLEAU VIII-12 : VERIFICATION DE CONDITION DE NON-GLISSEMENT 81
TABLEAU VIII-13 VERIFICATION DE DEFORMATION DES APPAREILS D'APPUI 83
TABLEAU VIII-14 VERIFICATION DE STABILITE EN ROTATION DES APPAREILS D'APPUI 84
TABLEAU VIII-15 TABLEAU DE VERIFICATION DE STABILIT E AU FLAMBEMENT 91
TABLEAU VIII-16 VERIFICATION DE STABILITE AU FLAMBMENT SELON RPOA 2008 91
TABLEAU VIII-17 VERIFICATION DE NON GLISSMENT SELON RPOA 2008 92
TABLEAU VIII-18 LES DIMENSION DE DES D'APPUIS : 92
TABLEAU VIII-19 SECTION D'ARMATURE DE DES D'APPUI 93
TABLEAU VIII-20 DIMENSION DU JOINT DE CHAUSSE CIPEC 94
TABLEAU VIII-21 DIMENSION DU JOINT DE CHAUSSE 94
TABLEAU IX-1. VERIFICATION ET CALCULE DE FLAMBMENT. 97
TABLEAU IX-2 COMBINAISON DES EFFORTS. 97
TABLEAU IX-3 EVALUATION DES EFFORT SISMIQUE 98
TABLEAU IX-4 EVALUATION DES EFFORT DE DEFERENT COMBINAISON 98
TABLEAU IX-5 : CALCULE DES DONNES GEOTECHNIQUES DU SOL ESSAIS PRESSIOMETRE. 100
TABLEAU IX-6 : CALCULE DU L'AIRE TOTALE D'ARMATURE DANS CHAQUE DIRECTION 100
TABLEAU IX-7 SECTION ARMATURE DE LA SEMELLE 101

TABLEAU IX-8: CALCULE DES DONNES GEOTECHNIQUE DU SOL ESSAIS PRESSIOMETRE. 102
TABLEAU IX-9: LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE SEMELLE ET PIEUX 102
TABLEAU IX-10 EVALUATION DES EFFORT DE COMBINISON FONDAMENTALE 103
TABLEAU IX-11 EVALUATION DES EFFORT DE COMBINISON FONDAMENTALESUR CHAUE APPUI 103
TABLEAU IX-12 LE TABLEAU SUIVANT REPRESENTE LES RESULTATS OBTENUS POUR P1 & P2 104
TABLEAU IX-13 : TABLEAU SECTION DE FERAILLAGE 105
TABLEAU IX-14 SECTION DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE 106
TABLEAU IX-15 VERIFICATION DES CONTRAINTES AU NIVEAU DE LA SEMELLE 106
TABLEAU IX-16 : ROLE ET DIMENSIONS DES ELEMENTS LA CULE 109
TABLEAU IX-17 CALCUL COEFFICIENT D POUSSEE 110
TABLEAU IX-18 : EVALUATION DES EFFORTS STATIQUE DE LA CULE 111
TABLEAU IX-19 : ENSEMBLE DES EFFORTS SISMIQUE DES DEFERENTES ELEMENTS DE LA CULE 112
TABLEAU IX-20 : LES EFFORTS SISMIQUE TOTALE DE LA CULE 112
TABLEAU IX-21 : EFFORT SISMIQUE DE TABLIER AGISSANT SUR LA CULE 112
TABLEAU IX-22 : SOMMATION DES EFFORTS SISMIQUE DE LA CULE 112
TABLEAU IX-23 : SOMME DES EFFORTS PERMANENTS DE LA CULE ET LES EXTREMES DU TABLIER 113
TABLEAU IX-24 : EVALUATION DES EFFORTS A L'ELA 113
TABLEAU IX-25 COMBINAISONS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS POUR LA DDT 115
TABLEAU IX-26 :: COMBINAISONS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS POUR LE MUR FRONTALE 115

Introduction Générale :

Les ponts sont des structures emblématiques qui ont joué un rôle crucial dans le développement de la civilisation humaine depuis des millénaires. Ils représentent bien plus que de simples moyens de franchir des obstacles naturels tels que des rivières, des vallées ou des détroits. Au contraire, les ponts incarnent l'ingéniosité, l'innovation et la créativité de l'humanité dans sa lutte pour connecter les communautés, faciliter le commerce et permettre la mobilité.

Dans le cadre de cette étude, nous allons explorer l'étude et la conception d'un ouvrage d'art (pont) situé dans la liaison autoroutière entre **CHELEF** et **TISSEMESSILT** entre le PK **71 + 496 et** PK **71 +646**, ce thème était proposé par **La société Algérienne de l'étude de l'infrastructure** (SAETI) dans le cadre de notre projet fin d'étude.

Ce mémoire examinera la conception des différentes variantes puis le choix de la meilleur variante qui répondre aux exigences techno-économique.

Nous explorerons les différents types de ponts, **Les ponts construit par encorbellement successifs** les **ponts à poutres en béton précontraint** et les **ponts mixtes** (acier , Béton) en évaluant les avantages et les inconvénients de chacun en fonction des contraintes spécifiques du site et des exigences fonctionnelles.

Le mémoire que nous présentons dans cette étude comprendra une série de 10 chapitres de sujets clés concernant la construction de cet ouvrage, débute par une Introduction générale et se termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation du Projet

I.1 Introduction:

L'étude d'un ouvrage d'art nécessite le recueil des données qui sont nécessaire pour faciliter l'étude, ces données sont reliées directement à l'environnement de l'ouvrage, Ils doit être préalablement définis, il existe deux type de données, les données fonctionnelles qui sont assurer le bonne fonctionnement de l'ouvrage de franchissement et les données naturelles qui sont reliées de l'environnement de l'ouvrage.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le but de ce travail est la conception et l'étude du pont situé à **TENES**, dans la wilaya de **CHELEF**. Entre le PK 71+496 et PK 71 +646, l'ouvrage d'art situé dans la 4ème section de la pénétrante autoroutière reliant Ténès à TISSEMSILT dans la wilaya de CHLEF qui s'étend sur une longueur de 31.2 Km, avec des altitudes variant d'environ 122 à 473 m par rapport au niveau de la mer.

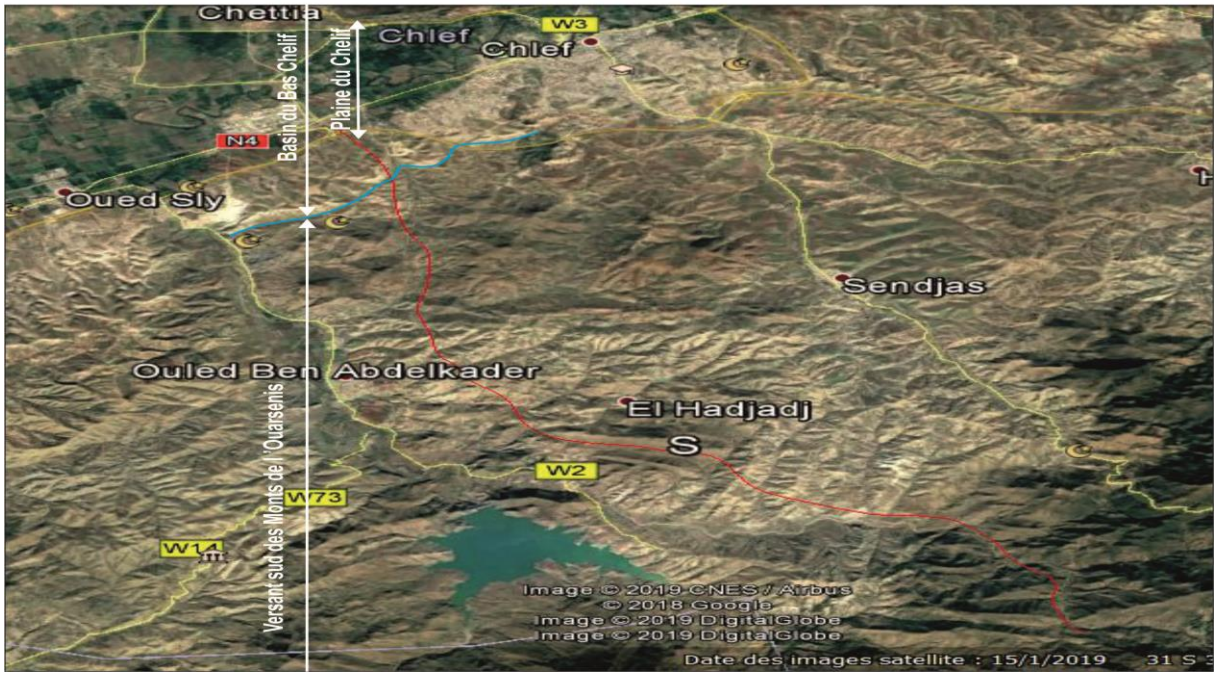


Figure I-1 Localisation géographique du tracé de 4ème section de la pénétrante autoroutière reliant Ténès à Tissemsilt. (Le tracé est indiqué par la polyligne rouge)

Les caractéristiques imposées par le tracé routier sont :.

I.3 Les caractéristiques de l'ouvrage :

-Longueur : 150m
-Largeur : 15.5M.
-La pente : 2.17%

I.4 Les données fonctionnelles:

I.4.1 Trace en plan :

Le tracé en plan représente la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie porté, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

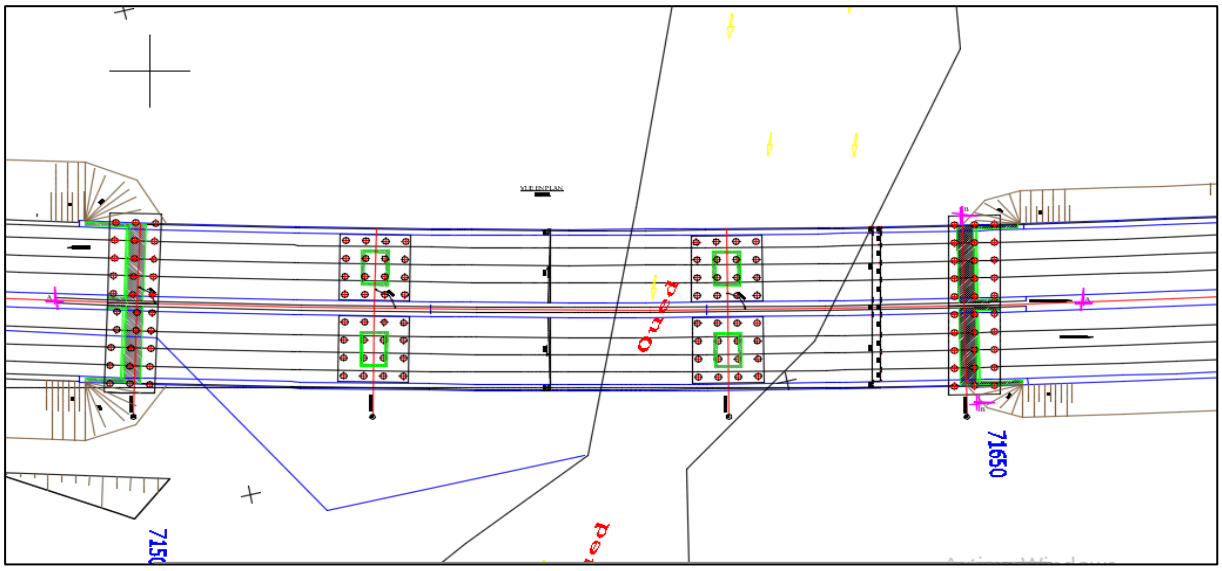


Figure I-2 : Vue en plan

I.4.2 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles, Il représente les caractéristique suivante :

- Parabole de rayon Rp=4500m. du PK 71+457 Au PK 71 +769.21
-Une pente de. 2.17 %, du PK 71+ 496.76 au PK 646.76.

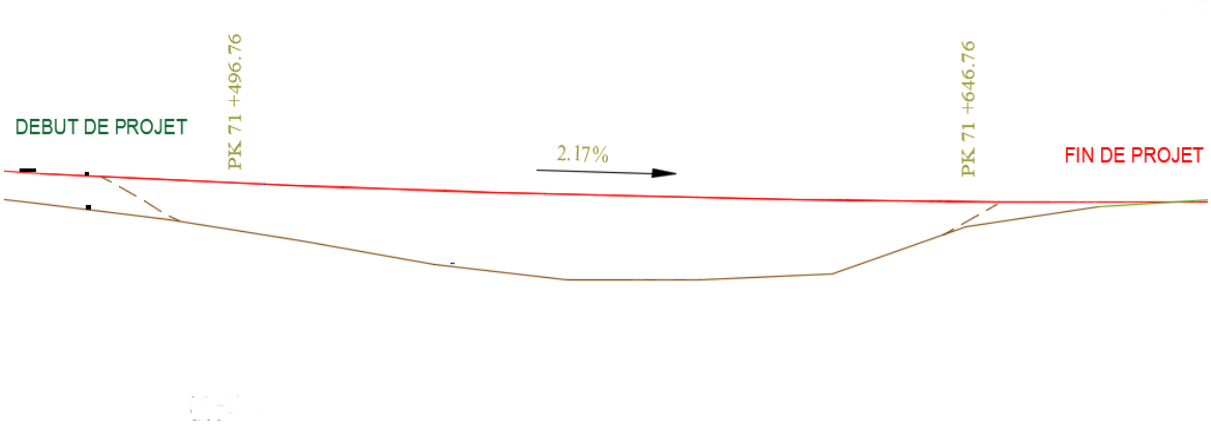


Figure I-3 : Profil en Long

I.4.3 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

La largeur de tablier est de 15.5m comprend :

-voies de circulation.
- deux glissières de sécurité.
-garde-corps.
-Corniche.
-Couche de roulement
-BAU 2 mètre.

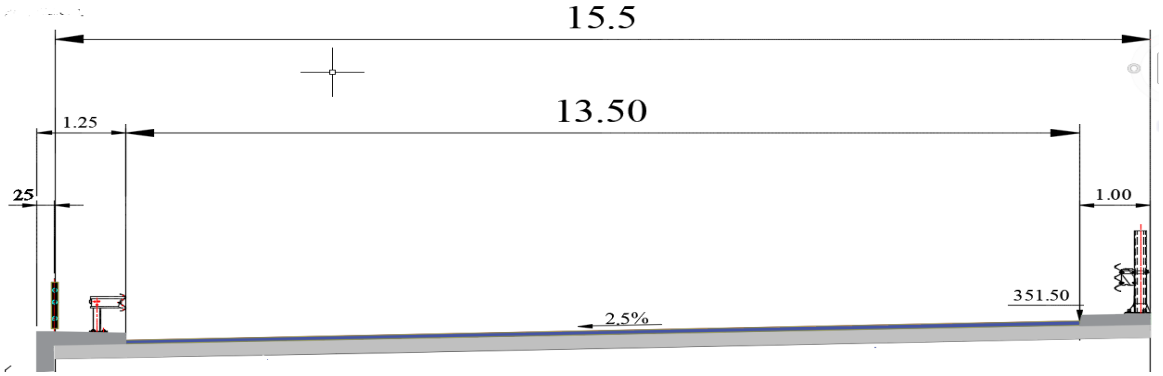


Figure I-4 : Profil En travers

I.5 Les données naturelles :

I.5.1 Topographie :

L'ouvrage se trouve dans une zone montagneuse non urbaine.

I.5.2 Géotechnique :

Les données géotechniques sont importantes dans l'étude d'un ouvrage pour déterminer le type de fondation des appuis, l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement…), et pour le choix de la conception. D'autre part, elles sont basées sur les informations de La disposition et l'épaisseur des différentes couches du sol, leurs caractéristiques Physiques, mécaniques et chimiques.

- ✓ Les conditions géotechniques du terrain.
- ✓ Le niveau de la nappe phréatique.
- ✓ Le niveau possible de fondation.

Pour notre ouvrage , et d'après le rapport géotechnique, la nature du sol décrite est homogène tant en plan qu'en profondeur constituée essentiellement d'un argile et de Marne.

I.5.3 Sismicité du site :

D'après le RPOA 2008 règlement parasismique des ouvrages d'art :
- La ville de **CHELEF** est classée comme une zone de sismicité très élevée (**Zone III**).

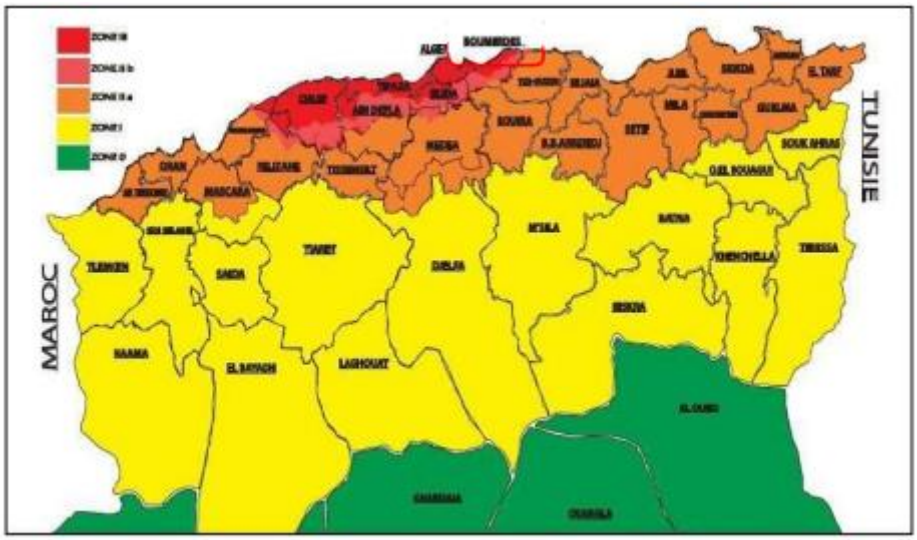


Figure I-5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie « Reference RPOA 2008 ».

Le règlement parasismique appliqué aux ouvrages d'art nous permet de retirer un coefficient pour évaluer de l'effet du séisme on l'appelle coefficient **« d'accélération de zone (A)»** qui dépend de group de pont –dans notre cas **groupe 02**- et de la zone sismique, notre ouvrage situé dans la wilaya de « **CHELEF** » avec appartenant à une **ZONE III**, Donc on conclue que **A =0.30.**

Tableau I-1Coefficient d'accélération de la zone A

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

En se référant à la carte de l'activité sismique de l'Algérie du Nord, la partie nord de région d'étude a été fortement affectée par de nombreux séismes de magnitude variable dans qui dépasse dans certains cas la magnitude de 5 sur l'échelle de Richter. La partie sud en remontant vers les monts de l'Ouarsenis, par contre, est moins touchée par les séismes.

I.6 Les principaux séismes enregistrés au niveau de la région de Chlef :

La ville de Chlef est située topographiquement sur la ligne sismique d'Afrique du Nord. Au cours de son histoire, elle a été frappée par de nombreux séismes dont une dizaine aura été d'une grande intensité. On rapporte ainsi que le 23 novembre 1853 la vallée du Chélif a été ébranlée par un fort séisme. On n'en saura pas plus sur ce tremblement de terre, ni même sur celui qui ébranlera la vallée le 17 août 1868 ou encore sur celui du 2 juin 1905 qui a frappé la localité d'Ouled Farès. Le 24 août 1928, c'est encore la vallée du Chélif qui est ébranlée.

Le 7 septembre 1934, un séisme d'une magnitude de 5 sur l'échelle de Richter s'abattra sur El Abadia. Aucune victime n'a été dénombrée, il reste que des dégâts sont survenus dans plusieurs localités (El Abadia, El- Attaf) et des glissements de terrain ont été observés au nord.

Le 9 septembre 1954, à 1h11 du matin, la ville bascule en quelques secondes dans le chaos. Une secousse d'une magnitude de 6.7 sur l'échelle de Richter vient réduire la ville et ses environ en vaste champ de ruines. Le bilan sera pourtant très lourd : 1243 personnes périssent cette nuit-là, on compte aussi plus de 5000 blessés alors que plus de 20 000 maisons sont détruites et certains villages complètement rasés, tel celui de Sidi Rached où l'on dénombre plus de 300 morts.

Le 10 octobre 1980, la terre tremble à nouveau à Chlef. Une secousse d'une effroyable intensité qui sera ressentie jusque dans la capitale. Ce tremblement de terre d'une magnitude de 7.3 sur l'échelle de Richter survient à 13h30. Bilan de cette secousse et de la puissante réplique qui surviendra trois heures plus tard : 2633 morts, 8369 blessés, 348 portés disparus, 6.778.948 sinistrés et 70% des habitations détruites.

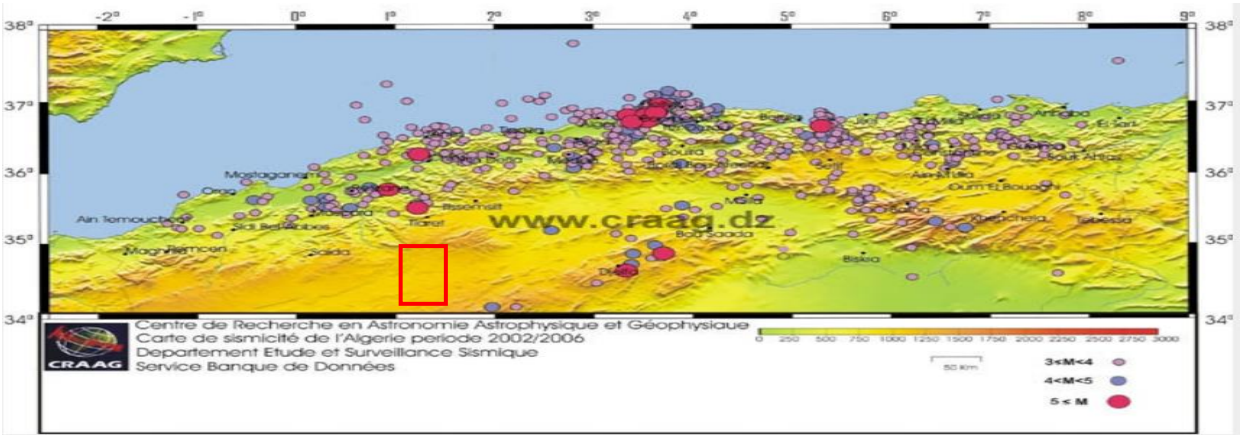


Figure I-6 Carte de sismicité de l'Algérie du Nord. Le secteur d'étude est indiqué par le rectangle rouge.

****Référence :** RAPPORT GEOTECHNIQUE Volet ouvrage d'art (Lot 01, Section 04).
ÉTUDE DE LA PENETRANTE D'APS ET D'APD DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE TENES A TISSEMSILT SUR 220 KMS

I.7 Les données climatologies :

- **Température :**

On adopte les variations de température fixé par le règlement **RCPR** :
-En Algérie du nord (climat tempéré) : +35° C et -15° C.

- **Vent :**

Les efforts engendrés sur l'ouvrage par le vent sont fixés par le RCPR à une surcharge de 2KN/m² pour les ouvrages en service et 1.252KN/m² pour les ouvrages en phase de construction.

- **Neige :**

Les effets de la neige ne sont pas près en considération.

I.8 Conclusion:

L'étude de site et l'environnement de l'ouvrage c'est importante pour évaluer la capacité de l'ouvrage de faire son fonctionnement dans les meilleures conditions et pour prévoir la future modification de l'état de l'ouvrage et sa relation possible de l'environnement.

CHAPITRE II

Conception et pré-dimensionnement

II.1 Introduction

La conception d'un pont implique souvent une approche itérative qui vise à optimiser techniquement et économiquement la structure de passage prévue, en prenant en considération l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, ceci est réalisé tout en intégrant diverses exigences en matière de qualité architecturale ou paysagère.

Pour notre projet, plusieurs options peuvent être envisagées. La sélection de la variante finale résulte d'une analyse comparative des différents critères, parmi lesquels on encourage :

- L'esthétique de l'ouvrage.
- L'obstacle à franchir.
- Le débit de crue.
- Le bilan économique.
- Nature de sol.
- Le domaine de portée.
- Profil en long de chaussée.

II.2 Proposition des variantes:

Afin de définir la solution optimale, il est important définir les déférentes variantes.
Pour notre conception nous avons proposé trois variantes :

-Pont Caisson construit par encorbellement successif.
-Pont à Poutres en Béton précontraintes.
-Pont Mixte a Bipoutre

II.2.1 Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP

Les ponts à poutres précontraintes de type **VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension)** font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Les ouvrages de type VIPP ont également été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée. L'ouvrage, comportant une succession de travées indépendantes, a constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts, du fait de sa simplicité.
Ce type d'ouvrage est relativement massif du fait de son épaisseur importante, et cette impression est renforcée lorsque la brèche est de faible hauteur ou que le tablier est large.
L'objectif qui préside à la conception d'un ouvrage d'art est de lui conférer des qualités fonctionnelles, économiques et esthétiques. Que l'ouvrage doive être adapté aux contraintes fonctionnelles (voie portée, obstacles franchis) qui lui sont imposées est une évidence.
Qu'il puisse être réalisé au meilleur coût est une nécessité d'ordre budgétaire. Il est également essentiel de veiller à lui donner des formes et des proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

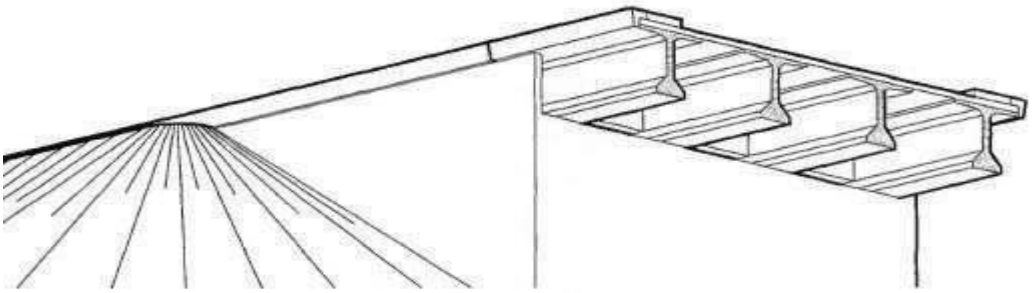


Figure II-1 Morphologie d'un pont à poutres en béton précontraint VIPP document SETRA .

II.2.1.1 DOMAINE D'EMPLOI

Indépendamment de la nature de la brèche franchie, ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe au haut de gamme des ouvrages courants.
Le domaine d'emploi peut être élargi dans le cas où les appuis sont importants du fait de piles de grande hauteur ou de fondations difficiles. Il est alors avantageux d'augmenter la portée pour diminuer le nombre d'appui et par conséquent le coût total de l'ouvrage.
Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès.
Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueurs égales dégageant des tirants d'air bien proportionnés du point de vue du rapport hauteur/longueur.
Ce type d'ouvrage peut également être utilisé pour le franchissement de brèches de moindre importance pouvant ne comporter que quelques travées, voire une travée unique, mais dans des conditions moins économiques.
Il permet ainsi le franchissement :

1. d'une rivière ou d'un canal, lorsque les gabarits de navigation n'imposent pas de dégager des ouvertures exceptionnelles.
2. d'une succession d'obstacles de faible portée, mais rapprochés (routes, voies ferrées) pour lesquels des ouvrages isolés ne seraient ni compétitifs, ni très satisfaisants du point de vue esthétique,
3. des zones de terrains dégagés pour lesquels des remblais ne sont pas réalisables (vallée tourbeuse par exemple), ou se révèlent non économiques,

des voies de circulation très importantes pour lesquelles on ne veut ni interrompre, ni même ralentir notablement la circulation,
d'une brèche de grande hauteur ou d'accès difficile, pour laquelle l'emploi de cintres appuyés sur le sol est difficilement envisageable..

II.2.1.2 CONCEPTION DU TABLIER :

II.2.1.3 Conception longitudinale

Dans cette variante, nous proposons une conception longitudinale suivante :
Nombre de travées : **4**
Longueur de travée : **40 m.**
Largeur du tablier : **15.5 m**

II.2.1.4 Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996] et CALGARO

Figure II-2 Représentatif des éléments de la poutre

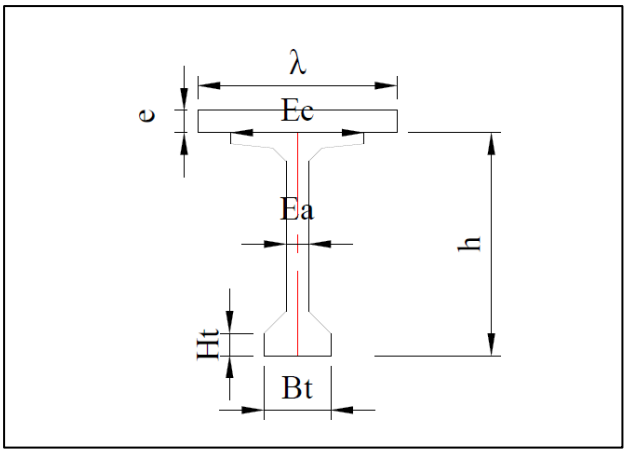
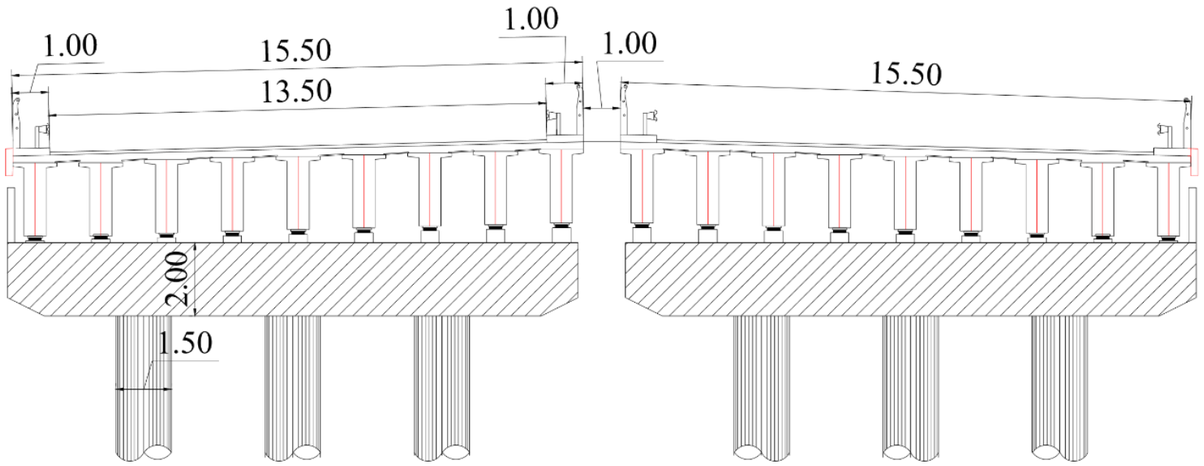
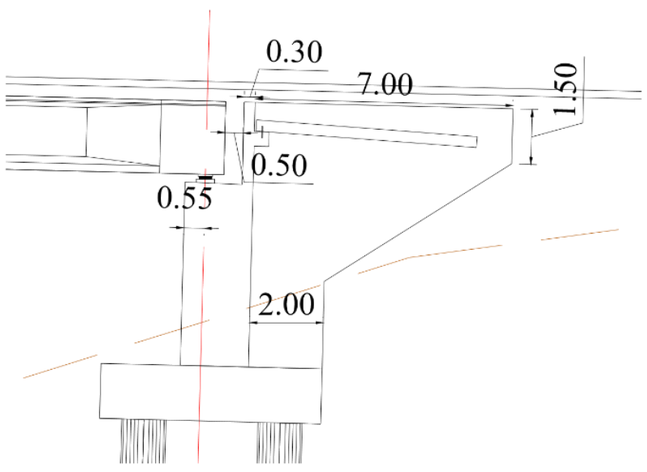


Tableau II-1 : Pré-dimensionnement des poutres de précontrainte

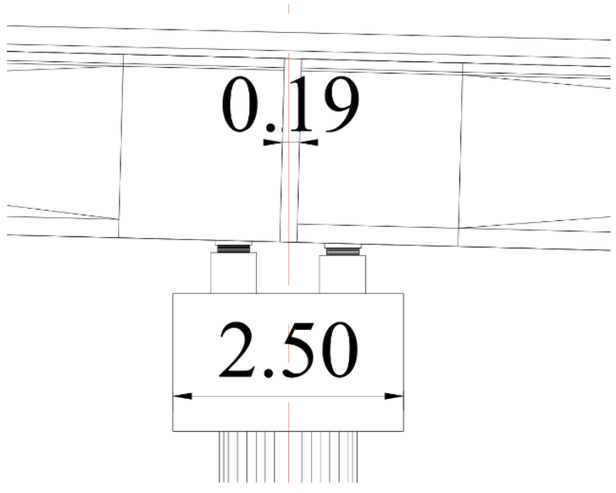
Element	Ratio usuel	Valeur
Longueur de la poutre	35 m< L< 45m	40 m
Entraxe des poutre	1.4 m < λ < 2 m	1.79
Nombre des poutre	$N=\frac{Lt}{\lambda}+1$	9 poutre
La hauteur de la poutre	L/20 < h < L/17	2m
Epaisseur de l'âme	20cm <Ea< 22cm	20 cm
Epaisseur de table de compression	/	10cm
Table de compression	0.6 * h	1.2 m
Largeur du talon	0.6m<Bt<0.9m	0.6 m
Hauteur du talon	0.1m<Ht <0.2m	0.2 m
Epaisseur d'hourdis	20cm < e< 30cm	20 cm
Epaisseur de l'âme a mi Travée	Coffrage métallique	0.2 m
Epaisseur de l'ame en zone Intermédiaire	/	0.45 m
Epaisseur de l'âme en zone De rive	/	0.6 m

coupe transversale sur pile Ech : 1/6

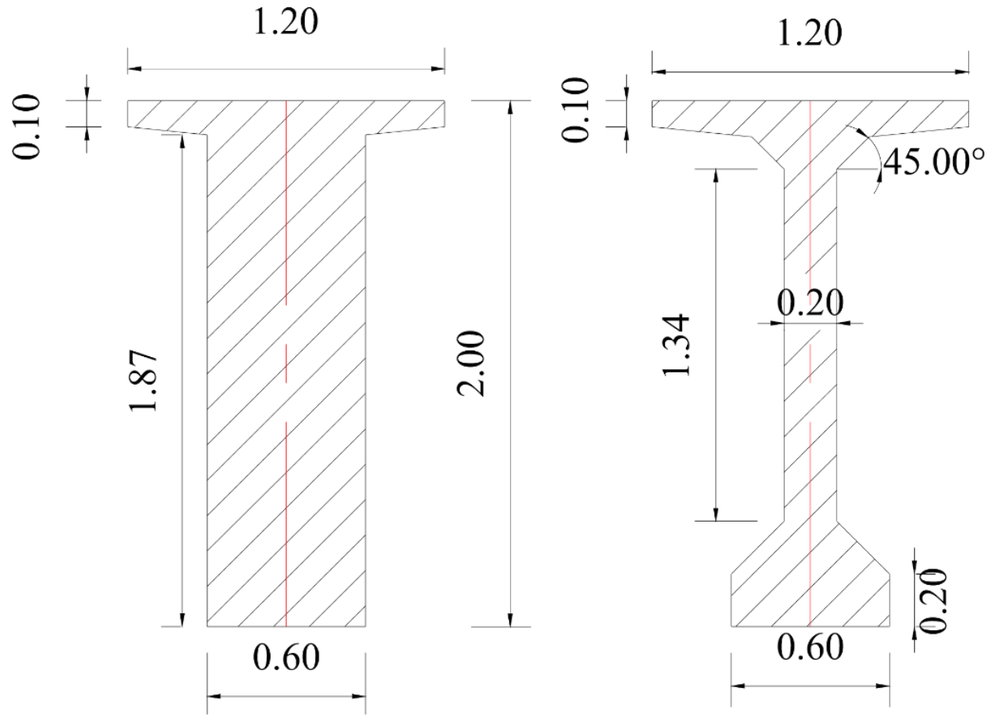




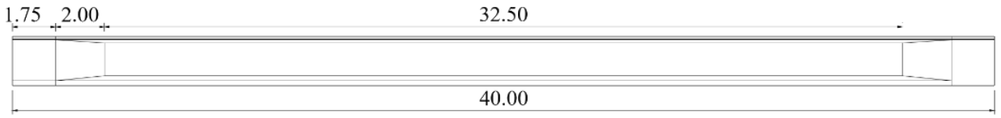
coupe longitudinale sur PILE Ech : 1/15

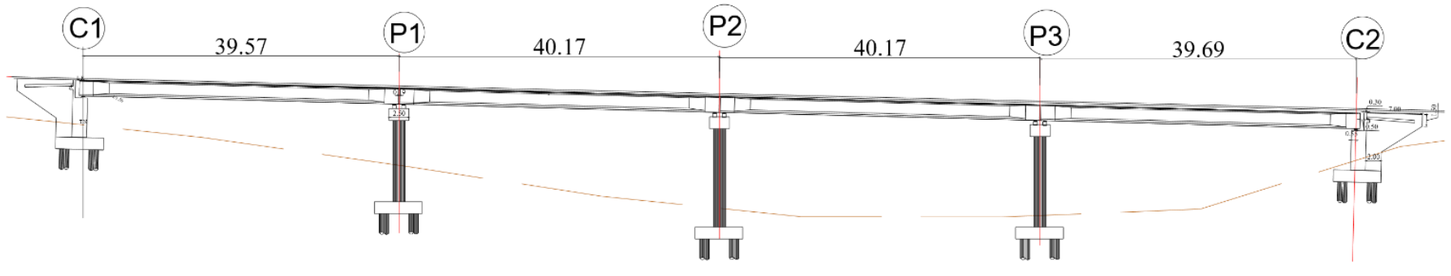


coupe longitudinale sur culee Ech : 1/100

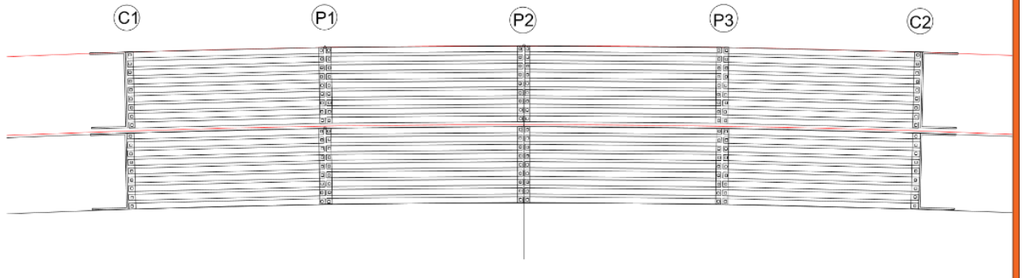


VUE LONGITUDINALE SUR POUTRE Ech : 1/25





vue longitudinale Ech : 1/500



vue en élévation Ech : 1/500

C:\Users\pc\Desktop\cartouches ENSTP\logo.JPG

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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
conception et etude d'un autoroutier reliant le port de tnes avec tissemsilt	ZOBRA BIAD	Mr bayassli Mr belmrabet			2023 / 2024

II.2.2 Variante 02 : Pont Caisson construit par encorbellement successif :

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tronçons successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre du tronçon suivant et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des Appareils permettant son exécution.

Chaque tronçon, appeler couramment voussoir. Ces voussoirs peuvent être coulés in-situ où préfabriqués, et le tablier peut être de hauteur constante ou variable, lorsque la portée principale d'un ouvrage sont inférieure à 65 à 70 m le tablier la plus économique est en général de hauteur constante.

II.2.2.1 Conception longitudinale:

On propose dans cette variante une coupe longitudinale composé d'une travée principale de 64 m et deux travées de rive de 43 m pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 150 m.

II.2.2.2 Découpage des voussoirs :

Pour un voussoir coulé sur place il existe trois types de voussoir, voussoirs courants, voussoirs de clavage et voussoirs sur pile, voici le tableau suivant :

Tableau II-2 Récapitulation des découpages des voussoirs

Type de voussoir	Description	L	nombre
Voussoir courant	Il faut qu'ils permettent de tirer la précontrainte sans être élancé, il varie entre 02.5 à 04 voire 5 m.	**3m**	**36**
Voussoir de clavage	La longueur des voussoirs de clavage est légèrement inférieure à celle des voussoirs courants, Elle est en général entre 1.5 et 3	**2m**	**3**
Voussoirs sur pile	Généralement pour les voussoirs coulés sur place la longueur peut atteindre 07 à10 m, ces dimensions sont fixées selon l'équipage mobile disponible dans le site.	**8m**	**2**
V. coulé sur cintres	supérieure à 0.05L	**10m**	**2**

Dont le nombre totale c'est d'ordre de 43 voussoirs.

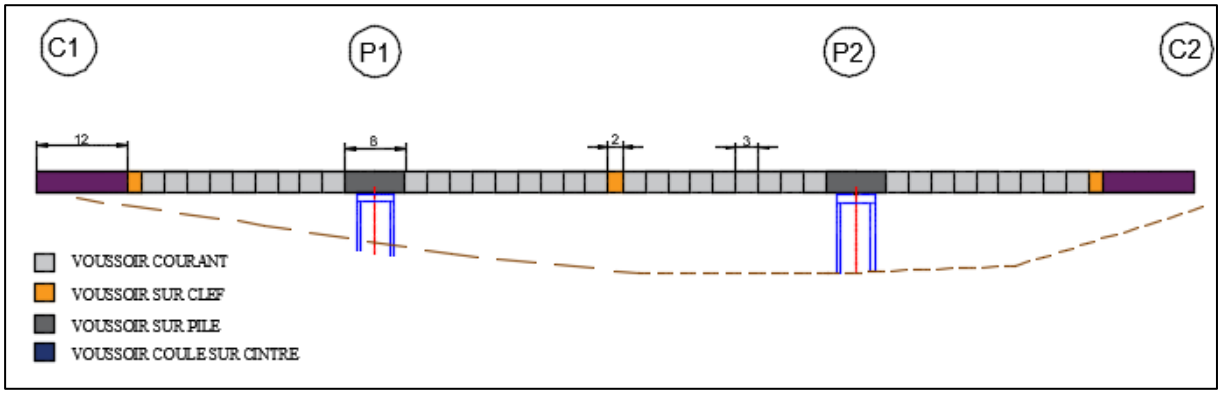


Figure II-3 : Schéma de découpage

II.2.2.3 Conception transversale:

Nous avons proposés un tablier de 15.5 m de largeur avec un section caisson fermé qui reste la plus économique pour les tabliers <20 m .

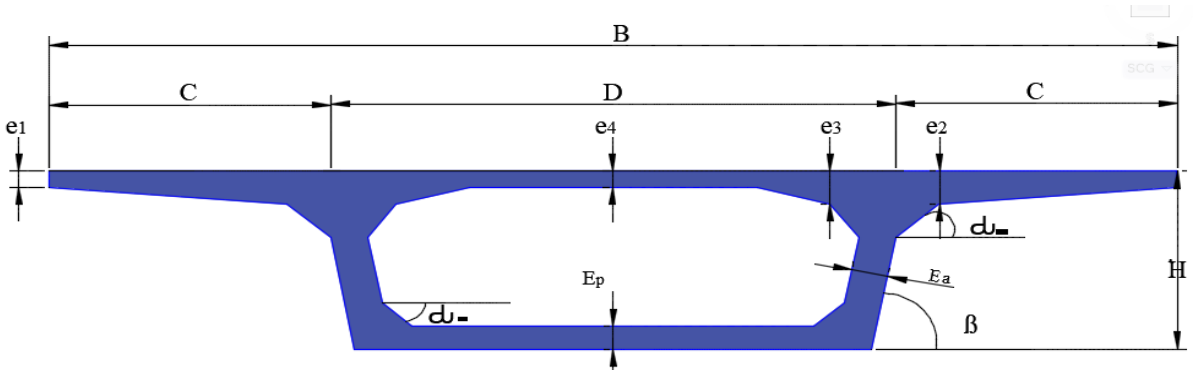


Figure II-4 : Notation des dimensions

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide **SETRA** [Ponts en béton précontrainte construit par encorbellement successifs.

Tableau II-3 : Les dimensions des différentes composantes de voussoir

Elément	Intervalle/Formule	Valeur(m)
Hauteur de voussoir	$1/20 < \frac{H}{L} < 1/25$	**2.7**
Largeur de voussoir	B	**15.5**
Largeur de l'encorbellement	C = B/4	**3.88**
Entraxe des âmes	D = B-2C	**7.75**
e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18cm	**0.24**
e_2	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	**0.50**
e_3	0.1 + D/25 ($e_3 > e_2$-0.1m et $e_3 > 1.5\ e_4$)	**0.50**
e_4	$D/25 \leq e_4 \leq D/30$	**0.25**
Epaisseur de l'âme	$E_a > 0.26 + L/500$	**0.50**
Epaisseur de l'hourdis inf	$35cm \leq E_p \leq 80cm$	**0.35**
Gousset supérieure	$30° \leq \alpha_{sup} \leq 45°$	**40°**
Gousset inférieure	$40° \leq \alpha_{inf} \leq 45°$	**40°**

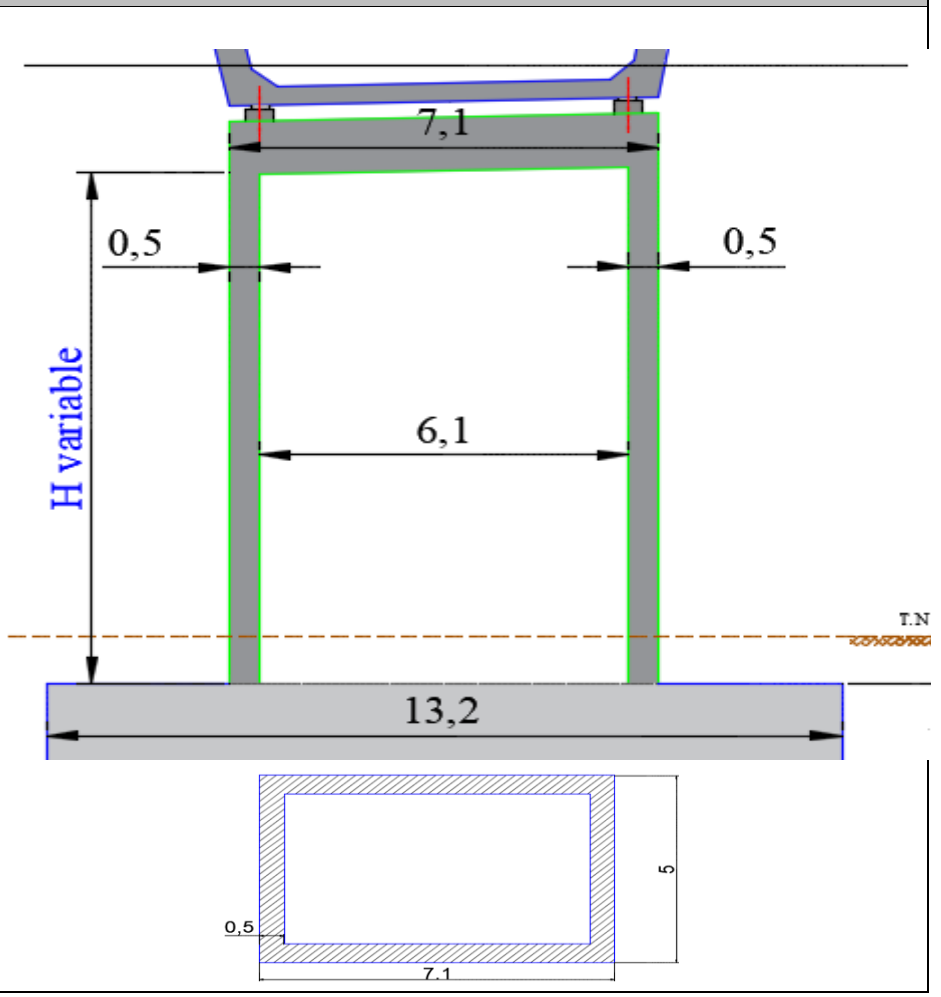
II.2.2.4 Conception de l'infrastructure:

❖ **Pile :**

Les piles sont des appuis intermédiaire qui transmettent les efforts due aux tabliers jusqu'à au sol de fondation. Il existe plusieurs types de piles comme Pile voile, Pile en caisson, pile marteau et pile portique.

Nous avons proposés deux pile de type voile qui ont une section plus adaptable aux exigences du rendement mécanique.

Tableau II-4 Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement de pile

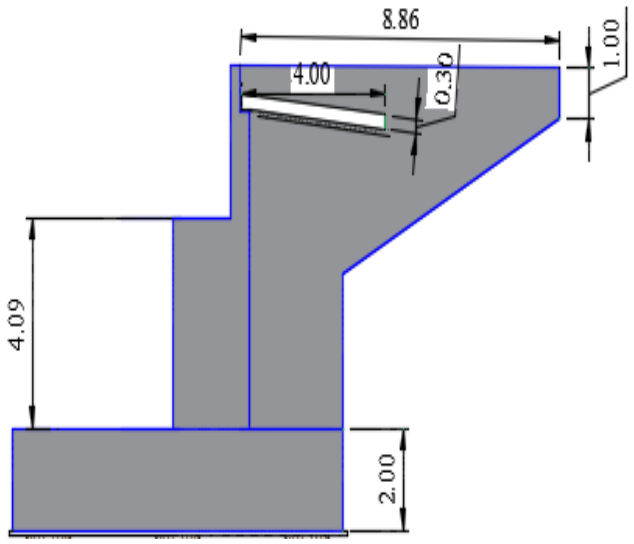
Elément	Dimensions		Figure
Piles	Longueur	7.1	
	Largeur	5	
	Epaisseur	0.5	
	Hauteur	H_1 = 9.32 H_2 = 11.06	
Semelle	Longueur	12.8	
	Largeur	13.2	
	Hauteur	2	

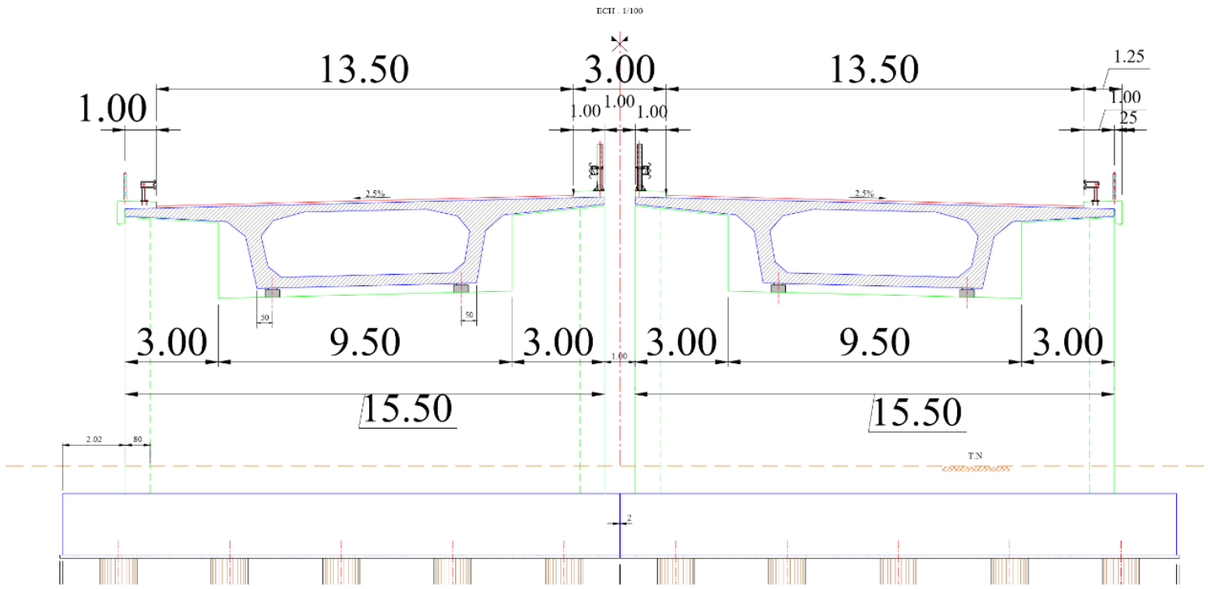
❖ **Culée :**

La culé représente un élément de l'infrastructure qui assure la liaison entre le tablier du pont et le remblai, Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction mécanique et technique.

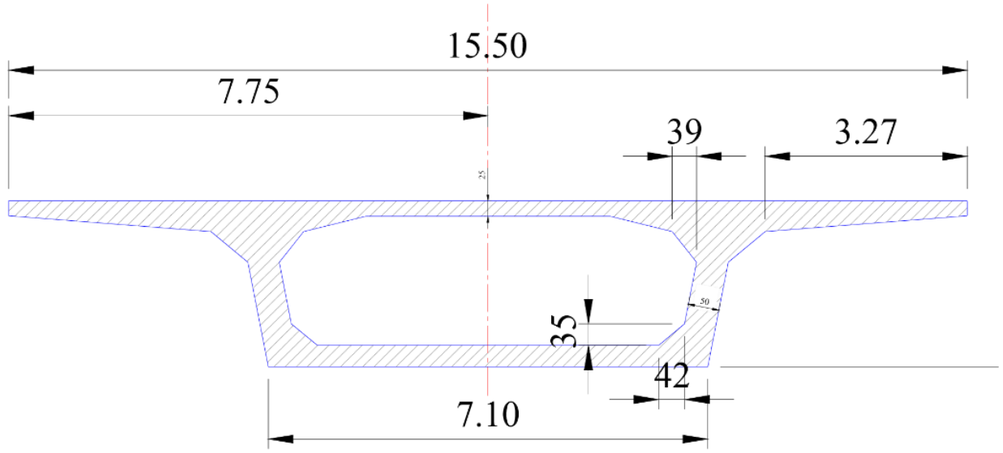
Parmi les types des culées existantes nous avons proposées une culé remblayée comme type de culé.

Tableau II-5 Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement de Culé

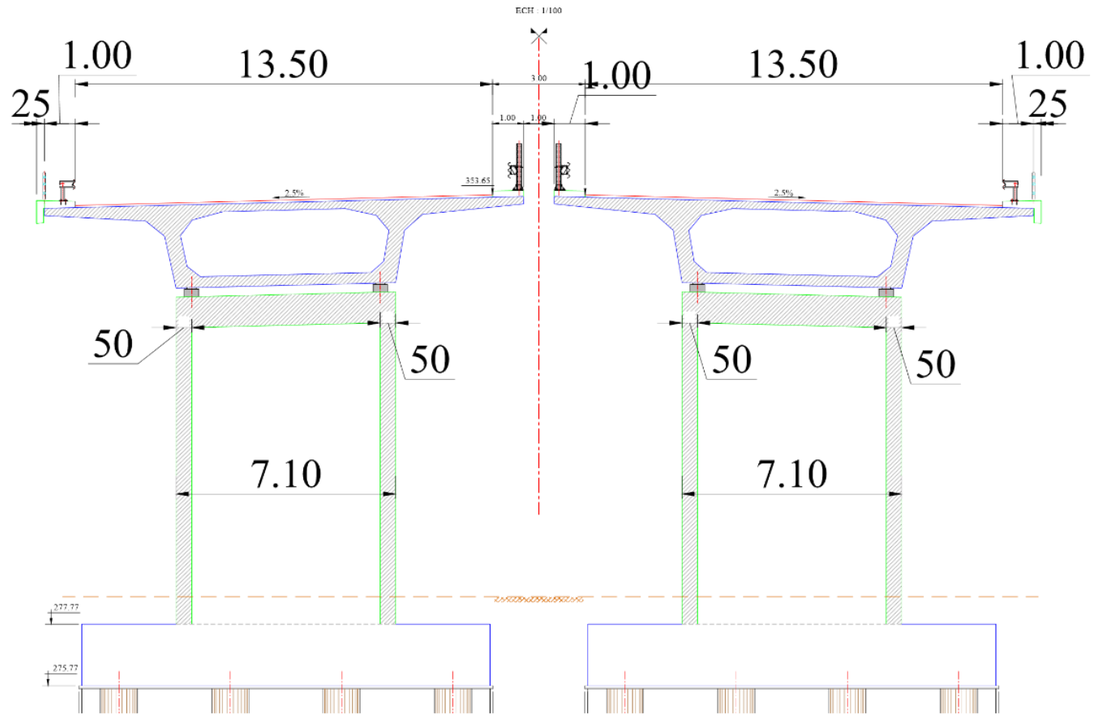
Elément	Dimensions		Figure
Mur garde grève	Epaisseur	0.55	
	Hauteur	3	
Mur frontal	Longueur	15.5	
	Epaisseur	1.6	
	Hauteur	$H_1 = 4.33$ $H_2 = 4.09$	
Mur en retour	Epaisseur	0.6	
	Longueur	8.86	
Semelle	Largeur	18	
	Longueur	9.2	
	Hauteur	2	



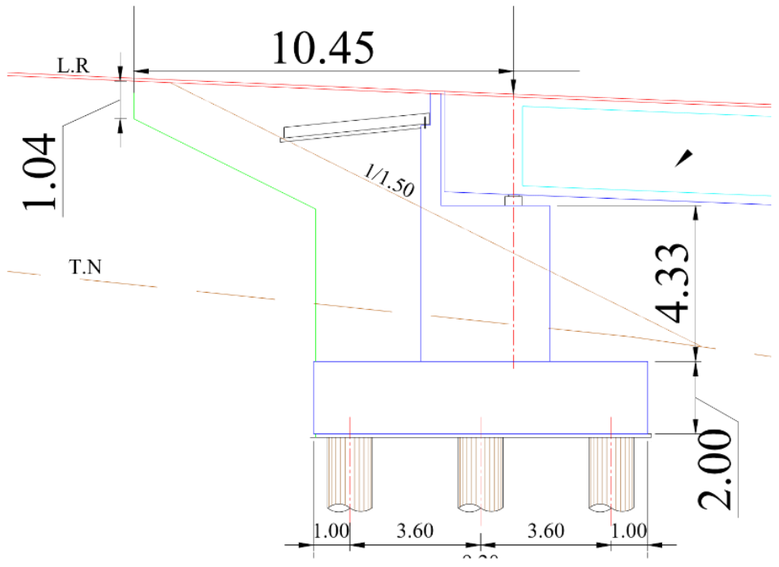
COUPE TRANSVERSALE :B-B
SUR CULLEE Ech 5/1



DETAIL COUPE VOUSSOIR Ech 10/1



COUPE TRANSVERSALE :
SUR PILEE ch 6/1

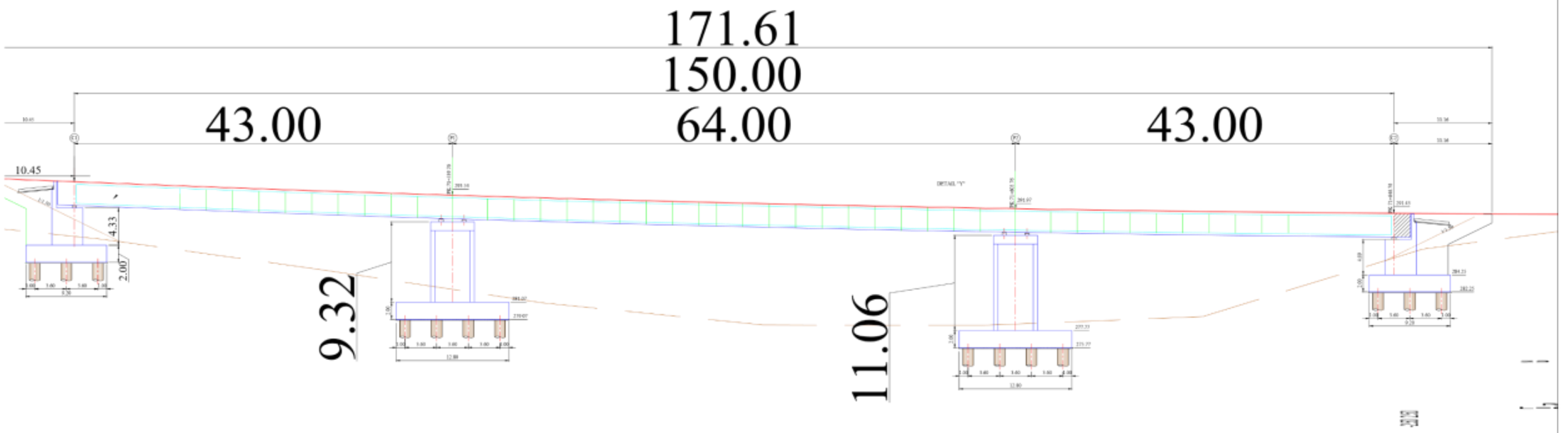


COUPE TRANSVERSALE :
SUR CULEEch 6/1

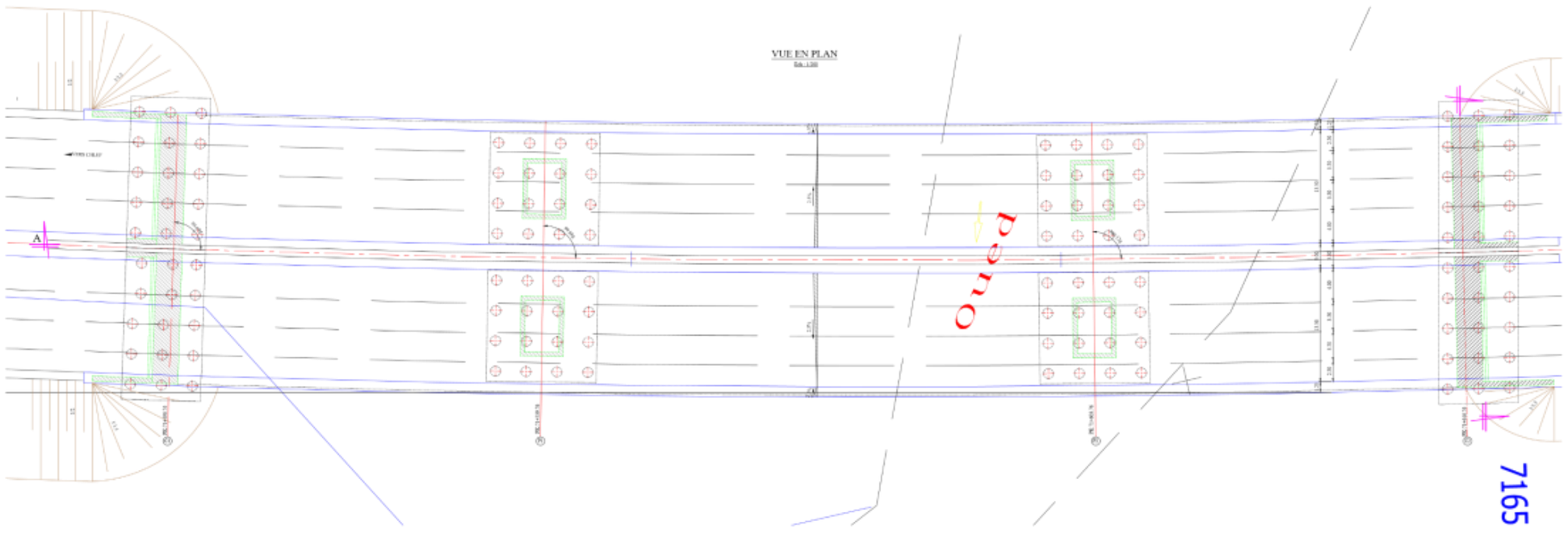
C:\Users\pc\Desktop\cartouches ENSTP\logo JPG

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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
conception et etude d'un pont sur la ligne autoroutier tnes -tissemsilt	Zobra mohamed Biad lamine	Mr bayassli Mr belmrabet	1/1		2023 / 2024



VUE EN LONGITUDINALE SUR L'OUVRAGE Ech 2/1



VUE EN EN PLAN SUR L'OUVRAGE Ech 2/1

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

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
conception et etude d'un pont sur la ligne autoroutier tnes -tissemsilt	Zobra mohamed Biad lamine	Mr bayassli Mr belmrabet	1/1		2023 / 2024

II.2.3 Variante 03 : Pont Mixte a Bipoutre

La structure métallique est constituée de **deux poutres**, une conception courante qui minimise le nombre d'assemblages, économisant ainsi du temps lors de l'usinage. Un tablier mixte associe un squelette métallique à une dalle en béton armé à l'aide de connecteurs- « **Goujons** »- prévenant tout glissement ou soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

La plage typique des portées pour les ouvrages mixtes à poutres varie de **30 m** à **110 m** avec un record mondial de **150m** pour les travées continues et **de 25 m** à **90 m** pour les travées indépendantes.

II.2.3.1 Conception Longitudinale :

Le pont mixte que nous avons proposé est de portée totale de150m, donc on a pris un travée principale de 58 m et deux travées de rive identiques de 46 mètres .il est composé de deux culées et 2 piles intermédiaires.

II.2.3.2 Conception Transversale:

Le tablier est assez large (**15.5 m**), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ) qui sont alors appelées pièces de pont.

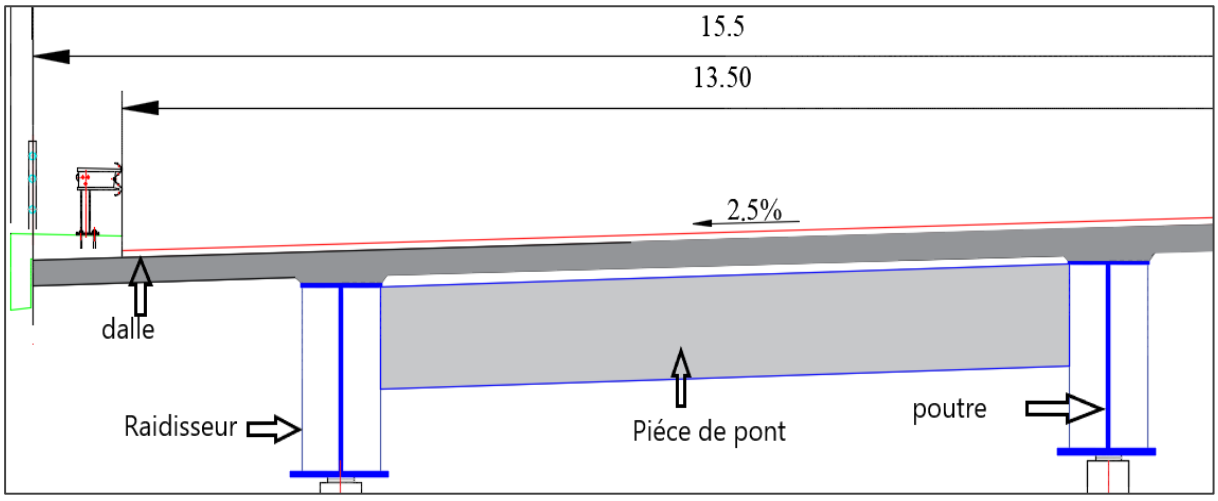


Figure II-5 Coupe transversale

- **La nuance d'acier :**

La nuance d'acier des profilés est de qualité **S355**, cette nuance désigne la ténacité de l'acier, donc la capacité d'absorber les chocs sont générer une rupture fragile.

II.2.3.3 Conception des poutres principals :

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception **SETRA 2010 et CALGARO**

Tableau II-6 : Tableau de conception d'une section bipoutre

Elément	Intervalle	Valeur
Epaisseur de la dalle	24 à 26	**25mm**
Hauteur des poutres	Max $(\frac{X}{28}\ \{\frac{LT}{12}\}^{0.333}\ , 0.4+\frac{X}{35})$	**2200mm**
Entraxe des poutres	0.55LT	**8.6m**
Epaisseur de semelle inférieure	$20 \leq ts \leq 150$	**50mm**
Largeur de semelle inférieure	$0.25+\frac{LT}{40}+\frac{X}{125}$	**1100mm**
Epaisseur de semelle supérieure	$20 \leq ts \leq 150$	**40mm**
Largeur de semelle supérieure	B_{inf} – 0,200 pour un tablier à quatre voies	**900mm**
Epaisseur de l'âme	$\frac{b}{t} \leq 0.9\sqrt{\frac{E}{fy}} \Rightarrow \frac{b}{t} \leq 22$	**40 mm**
Hauteur des pièces de pont	Hauteur des pièces de pont HP = environ 1 / 11ème de l'entraxe	**800 mm**

II.2.3.4 Conception des pièces du pont :

Les pièces de pont sont le plus souvent des profilés de forme «**I**» reconstitués soudés en acier S355K2+N au sens des normes NF EN 10025 .Ils représentent des poutres transversales destinée à entretoiser les poutres et à transmettre aux poutres principales les efforts apportés par la dalle de couverture afin d'assurer une bonne résistance à la torsion.

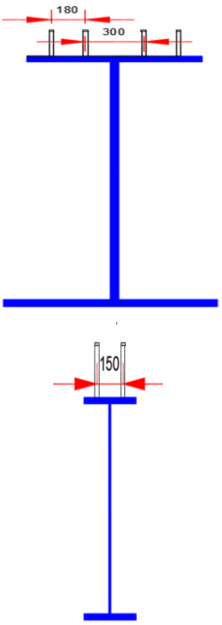
Tableau II-7 :Tableau de conception des pièces de pont

Elément	Intervalle	Valeur
Hauteur de pièce de pont	$\frac{Lpp}{10} \leq H_{pp} \leq \frac{Lpp}{15}$	**800mm**
Epaisseur de l'âme	$10mm \leq t_{w,pp} \leq 12mm$	**12mm**
Largeur de la semelle	$220mm \leq b_{pp} \leq 300mm$	**300mm**
Epaisseur de la semelle	Environ 20mm	**20mm**

II.2.3.5 Conception des goujons :

❖ **Disposition des goujons des poutres principales :**

Les goujons sont des pièces métalliques Cylindriques servant d'assemblage et fixée par scellement, filetage ou soudure,
Ils assurent la liaison acier-béton.
Selon le guide **SETRA** Les goujons utilisés sur les ponts mixtes sont le plus souvent des tiges de **22 mm** de diamètre surmontées par une tête de **25 mm** de diamètre et de **10 mm** de hauteur. La hauteur totale la plus Courante est de **200 mm.**



❖ **Disposition des goujons sur les pièces de pont :**

Ils sont en général disposés en deux files

Figure II-6 Disposition des goujons

❖ **Dimensionnement de goujons :**

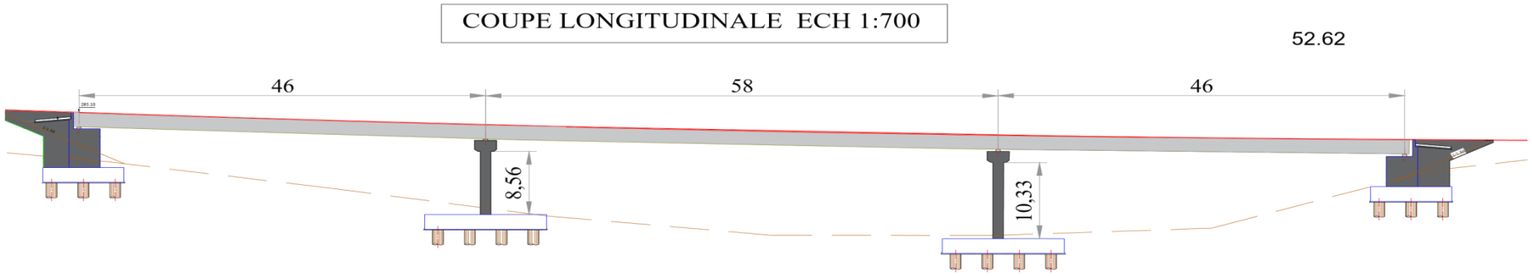
Tableau II-8 : Tableau de conception des goujons

Elément	Intervalle		Valeur
Diamètre	16mm ≤d ≤22mm		**22mm**
Hauteur	h > 4d		**200mm**
Espacement transversal	er > 5d	**Poutre principale**	**300mm**
		Pièce du pont	**150mm**
Espacement Longitudinale	5d ≤et≤ 800mm		**150mm**

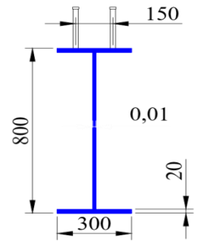
II.2.3.6 Conception de la culée :

Même conception que la variante 01.

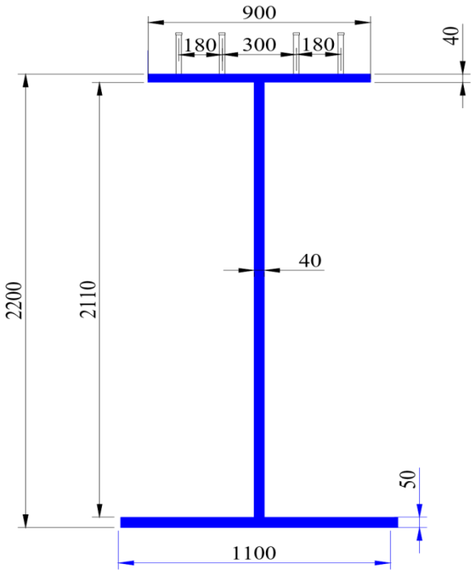
COUPE LONGITUDINALE ECH 1:700



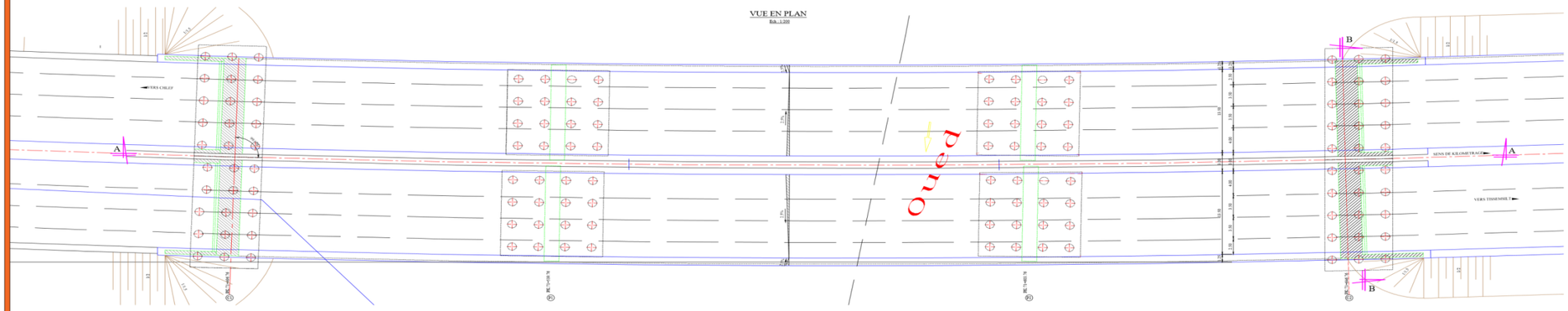
PIECE DU PONT ECH 1:25



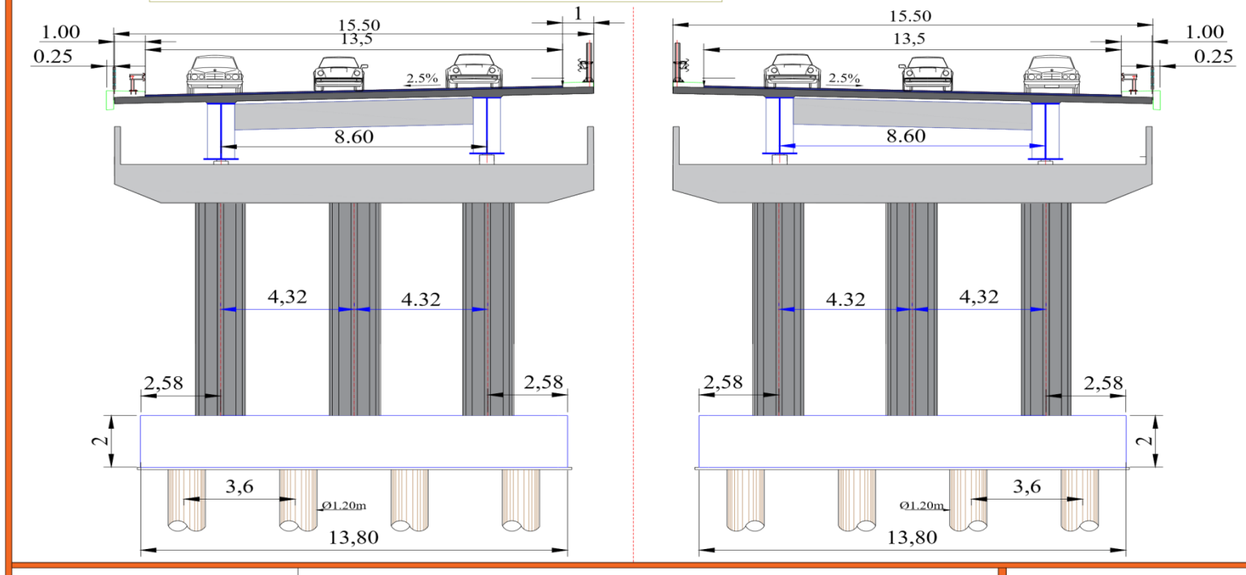
POUTRE PRINCIPALE ECH 1:25



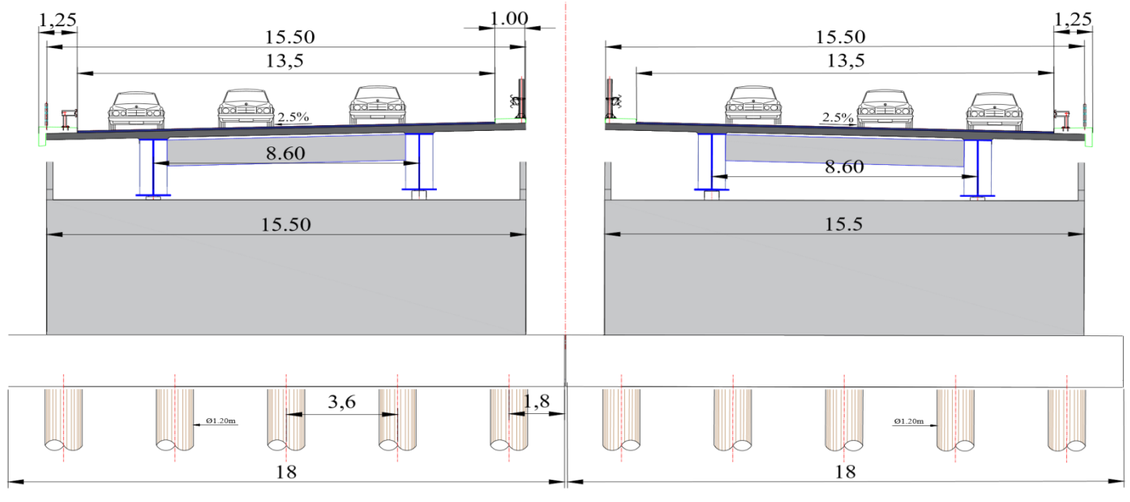
VUE EN PLAN ECH 1:700



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ECH 1:200



COUPE TRANSVERSALE SUR LA CULE ECH 1:200



C:\Users\pc\Desktop\cartouches ENSTP\logo.JPG	**Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger** **Fax** : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz **Tel** : (023) 70 19 04 **E-mail :** enstp@enstp.edu.dz	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	VARIENTE	Année universitair
		ETUDE ET CONCEPTION D'UN OUVRAGE D'ART SUR LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE TENES A TISSEMSILT DU PK 71+518 AU PK 71+634	-BIAD MOHAMED LAMINE. -ZOBRA MOHAMED SIFELISLAM	-BAYASLI RACHID -BELAMRABET ILYES	PONT MIXTE BIPOUTRE	2023/2024

II.2.4 Analyse des variantes : Dans le tableau suivant nous avons évalué une comparaison entre les trois variantes :

Tableau II-9 : Tableau comparative entre les différentes variantes :

Variante	Avantages	Inconvénients
Pont à poutres en Béton précontrainte	-La facilite de conception, l'étude et la réalisation. -Mode de construction qui permet d'éviter le recours aux échafaudages - Les coffrages peuvent être utilisés plusieurs fois. -Le pont à poutres en B.P ne nécessite pas beaucoup d'entretien.	-Le coût de joints de chaussée (coût initial et coût d'entretien), ainsi que l'inconfort ressenti par l'usager au passage de chaque joint, -Le poids propre important. -Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
Pont caisson construit par encorbellement successif	- La construction des tabliers s'effectue sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues. -La possibilité de franchir des très grandes portées. - La forme esthétique. -La facilité de franchir en courbe.	-L'exécution nécessite des ressources importants et main d'œuvre qualifié. -Le poids est très important. -La sensibilité aux tassements différentiels à cause de système hyperstatique. -Le délai très long.
Pont mixte bipoutre	-La rapidité et la simplicité de mise en œuvre. -Légèreté de tablier par rapport aux autres types de ponts. -La possibilité de franchir des grandes portées.	-Exige une main d'œuvre qualifiée. -Le coût élevé. -Le problème de l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue dans les assemblages. -La nécessité d'un entretien périodique.

II.2.5 Devis estimatif et quantitatif :

Les prix de chaque variantes est calculé conformément au différentes prix unitaire de chaque composantes.

II.2.5.1 DEVIS QUENTITATIF & ESTIMATIF DE LA VARAINTE01 (Pont à poutres) :

Tableau II-10 : Tableau de Devis Estimatif et quantitatif de Pont voussoir

N°-Prix	Désignation des Travaux	Unité	QNT	PRIX UNIT.MIN	PRIX UNIT.MAX	MONTANTS MIN	MONTANTS MAX
1	Déblai pour fouilles en terrain ordinaire.	m3	4500	1500	2000	6750000	9000000
2	Béton RN27 pour pile	m3	740,1	24000	30000	17762400	22203000
3	Béton RN27 pour semelle	m3	3352,32	24000	30000	80455680	100569600
4	Béton RN27 pour culee	m3	1124,49	24000	30000	26987777,28	33734721,6
5	Béton RN35 pour beton precontraint +hourdis +entretoise	m3	4206,88	27000	32000	113586008,4	134620454,4
6	Acier HA pour infrastrecture	m3	573,86	175000	200000	100425531,4	114772035,8
7	Acier HA pour voussoire en beton precontraint prefabrique	T	673,1	175000	200000	117792897,6	134620454,4
8	Appareils d'appui en élastomère fretté.	U	144	80500	95000	11592000	13680000
9	Joints de chaussée.	ml	4	90000	100000	360000	400000
MONTANT HT						475712294,7	563600266,2
TVA 19 %						90385335,99	107084050,6
MONTANT TTC						566097630,7	670684316,8

II.2.5.2 DEVIS QUENTITATIF & ESTIMATIF DE LA VARAINTE 02(Pont caisson)

Tableau II-11 : Tableau de Devis Estimatif et quantitatif de Pont voussoir

N°-Prix	Désignation des Travaux	Unité	QNT	PRIX UNIT.MIN	PRIX UNIT. MAX	MONTANTS MIN	MONTANTS MAX
1	Déblai pour fouilles en terrain ordinaire.	m3	4500	1500	2000	6750000	9000000
2	Béton RN27 pour pile	m3	550,036	24000	30000	13200864	16501080
3	Béton RN27 pour semelle	m3	3352,32	24000	30000	80455680	100569600
4	Béton RN27 pour culée	m3	1124,49	24000	30000	26987777,28	33734721,6
5	Béton RN35 pour beton precontraint +hourdis +entretoise	m3	3287,02	27000	32000	88749540	105184640
6	Acier HA pour infrastrecture	m3	552,95	175000	200000	96766799,36	110590627,8
7	Acier HA pour voussoire en beton precontraint prefabrique	T	493,05	175000	200000	86284275	98610600
8	Acier de precontraint par post tension pour voussoire prefabrique	T	147,91	175000	200000	25885282,5	29583180
9	Appareils d'appui en élastomère fretté.	U	8	80500	95000	644000	760000
10	Joints de chaussée.	ml	2	90000	100000	180000	200000
MONTANT HT						425904218,1	504734449,4
TVA 19 %						80921801,45	95899545,39
MONTANT TTC						506826019,6	600633994,8

II.2.5.3 DEVIS QUENTITATIF & ESTIMATIF DE LA VARAINTE 03 (Pont mixte):

Tableau II-12 : Tableau de Devis Estimatif et quantitatif de Pont Mixte

N°-Prix	Désignation des Travaux	Unité	QNT	PRIX UNIT.MIN	PRIX UNIT.MAX	MONTANTS MIN	MONTANTS MAX
1	Déblai pour fouilles en terrain ordinaire.	m3	4500	1500	2000	6750000	9000000
4	Béton RN27 pour structure	m3	2276	24000	30000	54624000	68280000
5	Béton RN35 pour dalles	m3	723,6	27000	32000	19537200	23155200
7	Fourniture et mise en place des poutres PRS en acier S355,	T	1200	450000	500000	540000000	600000000
8	Appareils d'appui en élastomère fretté.	U	8	80500	95000	644000	760000
9	Joints de chaussée.	ml	4	90000	100000	360000	400000
MONTANT HT						621915200	701595200
TVA 19 %						118163888	133303088
MONTANT TTC						740079088	834898288

II.2.6 Conclusion :

D'après l'analyse multicritère et la comparaison entre les différentes variantes nous avons constaté que bien que la 1ère variante **« Pont caisson construit par encorbellement successifs»** montre son supériorité dans l'aspect esthétique Il représente aussi une solution plus économique pour le franchissement, On garde donc la première Va

CHAPITRE III :

Caractéristiques des matériaux:

III.1 Introduction:

Le processus de conception et de calcul du pont dépend largement des matériaux de construction sélectionnés, et le bon fonctionnement de l'ouvrage résulte d'un choix judicieux de ces matériaux.

Dans ce chapitre, nous présentons les spécifications du béton ainsi que des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de pont.

III.2 Normes et Règles de Calcul :

Le calcul de la structure sera effectué conformément aux règlements suivants :

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

III.2.1 Modèles de calcul :

Le calcul sera développé en utilisant des logiciels des éléments finis comme : **ROBOT STRUCTURAL ANLYSIS**, **CSI BRIDGE**, **MIDAS CIVIL**, et pour le calcul du ferraillage on se sert des pages d'Excel ou **ROBOT EXPERT.**.

III.3 Les Matériaux :

III.3.1 Le béton :

Le béton est constitué d'un mélange de sable, ciment, l'eau, adjuvants et de gravier. Bien qu'il soit efficace en compression, il présente une faible résistance à la Traction.

Tableau III-1 : Caractéristiques du Béton

	Superstructure	Infrastructure
Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450 Kg/ m³	350 Kg/ m³
Résistance à la compression f_{c28}	40 MPA	27 MPA
Résistance à la Traction f_{t28}	3 MPA	2.22 MPA

Avec : une densité de Béton : **2.5 t/m³**

Pour calculer la résistance à la compression avant 28 jours on applique les deux formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}40+0.95} f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj} \quad \text{pour } j < 60\text{jours.}$$

III.3.2 Les aciers :

Les armatures utilisées dans les structures en béton précontraint doivent présenter une excellente qualité ainsi qu'une résistance élastique considérablement supérieure à celle des aciers standards utilisés dans le béton armé.
Les aciers employés dans les structures en béton précontraint se divisent en deux catégories distinctes :
- les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- Les aciers passifs sont requis pour reprendre l'effort tranchant afin de limiter les fissurations dans le béton.

❖ **Les aciers Passifs:**

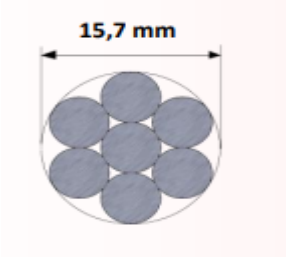
Les armatures utilisées sont des aciers à hautes adhérences de nuance Fe E500, avec :
-Module de Young (**E**) : **200 GPA.**
-La limite d'élasticité (f_e) : **500 MPA.**

❖ **Les aciers actifs (de précontrainte) :**

- Les armatures actives utilisées sont des câbles de **15T15 S.**

Selon FREYSSINET les caractéristiques du câble **15T15 S** sont:

Tableau III-2 : Caractéristique de câble

Caractéristiques de Câble de 15T15 S		
Unité de précontrainte	15 torons de 15mm	 **Toron**  **gaine**
Aire nominale de l'acier (A_p)	A_p=2250 mm²	
Diamètre de la gaine (Φ)	10 cm	
Section d'un toron	150 mm²	
Section d'un câble	2250 mm²	
La limite élastique garantie (f_{peg})	1674 MPA	
La contrainte de rupture garantie (f_{prg})	1860 MPA	
La contrainte à l'origine (σ_{p0})	1488 MPA	
Taux de relaxation à 1000 heure (ρ_{1000})	2.5%	
Module d'élasticité (E_p)	$1{,}9.10^5$MPA	

III.4 Les contraintes admissible:

III.4.1 Béton :

III.4.1.1 Contrainte admissible à la compression :

❖ **à l'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85.fc28}{\theta.\gamma_b}$$

γ_b = Coefficient de sécurité tel que :

γ_b = 1.5 en situation durable ou transitoire.

γ_b = 1.15 en situation accidentelle.

θ = **1**, La durée d'application des charges **d >24 h.**

θ = **0.9**, La durée d **1h <d<24 h.**

θ = **0.85**, La durée d **d< 1h.**

❖ **à l'ELS :**

$f_{bc} = \sigma_{bc}$ → **0.6 f_{c28}** en service

$f_{bc} = \sigma_{bc}$ → **0.5 f_{c28}** en construction

Tableau III-3 : Tableau de Contraintes admissible de compression

Etat limite		Contrainte limite	Superstructure	Infrastructure
ELU	fbu	γ_b =1.5	22.66 MPA	15.3MPA
		γ_b =1.15	29.56 MPA	19.96 MPA
ELS	fbc		24 MPA	16.2 MPA

❖ **Module de déformation longitudinale du béton E :**

Fixé suivant le **BAEL** tel que :

Module de déformation instantané (durée < 24heures):

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{fcj}$ **(MPA)**

Module de déformation différée :

$E_{ij} = 3700\sqrt[3]{fcj}$ **(MPA)**

III.4.1.2 Contrainte admissible à la traction :

Dépend de type de fissuration.

Tableau III-4 : Tableau des Contraintes admissible de traction

Type de fissuration	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$	Cas durable (γ_s =1.15)	435 MPA	435 MPA
		Cas accidentelle (γ_s =1)	500 MPA	500 MPA
Préjudiciable	σ_s = max (0.5fe ; 110$\sqrt{nftj}$)		250 MPA	250 MPA
Très Préjudiciable	σ_s = max (0.4fe ; 88$\sqrt{nftj}$)		200 MPA	200 MPA

III.5 Justification de la précontrainte :

Class II : Les contraintes de traction dans le béton sont admise, mais elles sont limités tel que la fissuration soit impossible.

Elle consiste à assurer que les sollicitations de service ne provoquent pas d'ouverture des fissures.

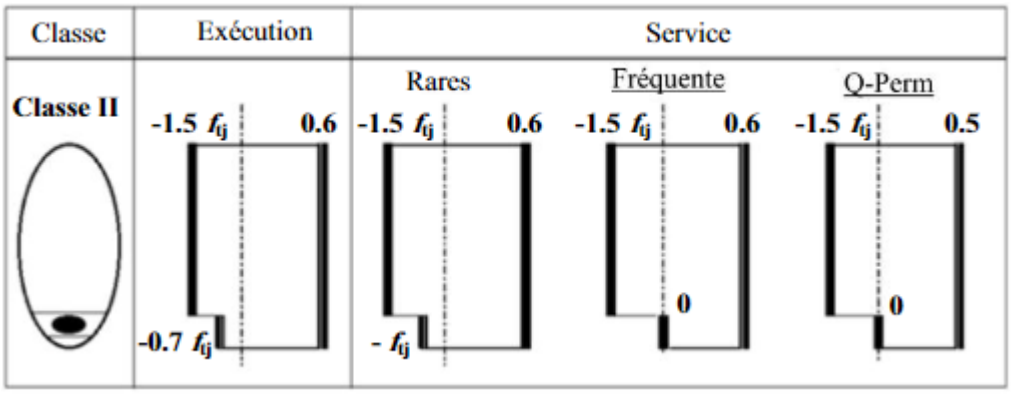


Figure III-1Limitation des contraintes dans les sections en bp.

III.6 Conclusion:

Le choix de matériaux utilisés dans la construction de l'ouvrage représente une étape préliminaire pour notre étude de l'ouvrage, Nous avons évaluées toutes les hypothèses possibles dans notre étude, donc On peut commencer les calculs dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV
Charges et surcharge

IV.1 Introduction:

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit Supporter car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées a un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

IV.2 Les actions appliqués:

IV.2.1 Les actions permanentes comprennent:

- Le poids des éléments porteurs : (voussoir).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement ,étanchéité).

IV.2.2 Les actions variables, de leur cote, comprennent :

1. **Les charges d'exploitation :**

Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II); ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation; l'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon a satisfaire trop strictement aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.

2. **Les charges dynamiques :**

Essentiellement Le séisme.

IV.3 Calcul des charges:

IV.3.1 Charges permanentes et compléments des Charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des Charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes; on les appelle accessoires.

Pour le poids propre du tablier dans notre cas c'est le poids des voussoirs

Tableau IV-1 : Estimation de poids des voussoirs

voussoir	Section (m²)	Nombre	Longueur (m)	Volume (m³)	Poids (KN)
VSC	10.67	2	12	256.08	6402
VSP	10.67	4	3	128.04	3201
	21.92	2	2	87.68	2192
VCL	10.67	3	2	64.02	1600.5
VC	10.67	36	3	1152.36	28809
TOTAL			154	1688.18	**42204.5**

IV.3.2 Les éléments complémentaires permanents (CCP) :

Sont les éléments qui ne contribuent pas à la portance de la structure comprennent les trottoirs , l'étanchéité, Le couche de roulement , Les glissières de sécurité, Les garde-corps :

Tableau IV-2 : Estimation de poids des CCP

éléments	Densité (KN/m³)	Poids (KN/m)	L(m)	Poids (KN)
Trottoir	25	10	154	1540
Étanchéité	15	6.975	154	1074.15
bb	24	25.92	154	3991.68
Corniche	25	4.25	154	654.5
glissière	/	1.3	154	231
Garde-corps	/	0.75	154	231
Total		**49.195**		**7576.03**

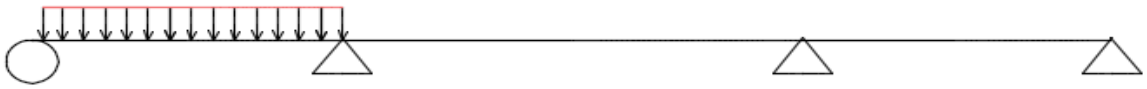
Tableau IV-3 : Valeur finale de poids propre G

	Poids (Kn)	Poids / ML
Poids propre totale du tablier	42204.5	274.06
CCP	7576.03	49.195
Poids propre totale	**49780.53**	**323.25**

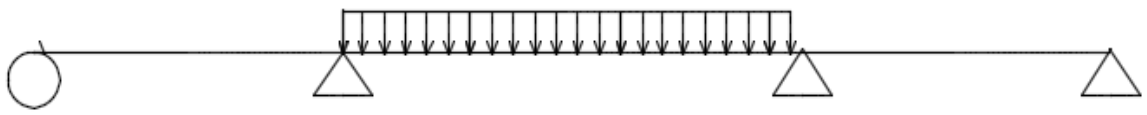
IV.4 Les cas de chargement possible :

Les différents cas de chargements disponibles pour notre pont se résume par :

1 éme cas : 1 travé de rive chargé.



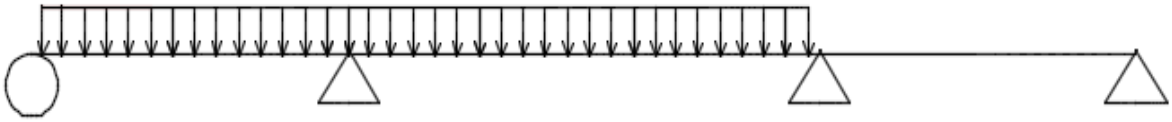
2 éme cas : le travé principale chargé.



3 éme cas : 02 travées de rive sont chargés.



4 éme cas : 01 travé de rive et le travé principale sont chargées.



5 éme cas : toutes les través sont chargés

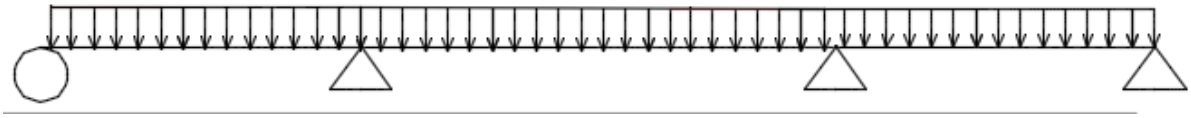


Figure IV-1 : Cas de chargement

IV.5 Charges dues au traffic:

- **Largeur rouable (Lr) :**

C'est la largeur mesurée entre les dispositifs de sécurité ou les bordures de trottoir se trouvant de part et d'autre de la chaussée. La glissière ou barrière de sécurité sont appelées dispositifs de sécurité. La largeur roulable comprend donc outre la chaussée proprement dite les réservations additionnelles telles que bandes dérasées (BD) ou bandes d'arrêt (BA).

Dans le cas d'un éventuel élargissement de la chaussée, celle-ci sera considérée dans son état définitif. Lr = 13,5 m Lc=Lr-2*0,5=13,5-2*0,5 = **12,5m.**

Largeur chargeable (Lc)

C'est la largeur roulable diminuée de 50 cm le long de chaque dispositif de sécurité lorsqu'il existe **L = Lc -2 (0,5)**

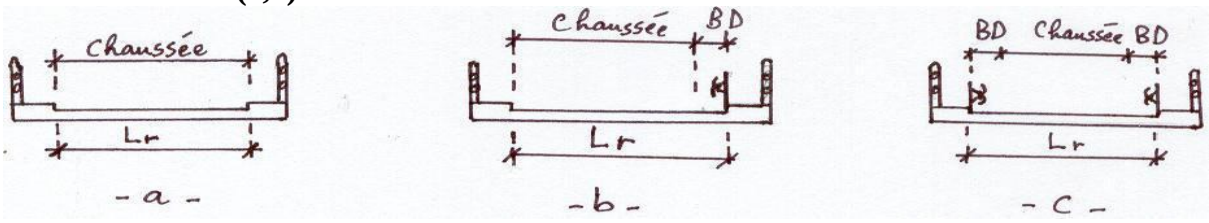


Figure IV-2 Les différents cas pour le calcul de Lc

❖ **Nombre de voies (n)**

C'est la partie entière du quotient par 3m de la largeur chargeable Lc en mètres.

$$N = \text{int}\left(\frac{Lc}{3}\right)$$

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

Pour notre cas nous avons une bande d'arrêt de 2 mètre, Donc une largeur chargeable de **12.5m**.Donc : **N**=L_C /3 donc : N=12,5/3=**4.17 m.**

D'où : **N = 4**. V**oie**

❖ **Calcul des surcharges routières :**

On distingue :

- ❖ La surcharge de type A(L).
- ❖ Système B.
- ❖ La surcharge militaire M_{c120}.
- ❖ La surcharge exceptionnelle convois D_{240}.
- ❖ Les surcharges sur trottoirs **ST**.

Classe de ponts routes :

On distingue trois classe de ponts, on fonction de leur largeur rouable.

Tableau IV-4 Class des ponts selon RCPR

Class de pont	Densité (KN/m³)
Class I	Lr ≥ 7m
Class II	5.5m ≤Lr ≤ 7m
Class III	Lr ≤ 5.5 m

On a $\mathbf{L_r}$ **= 13,5 m** donc notre pont est classé dans la **1^{ére} classe**

IV.5.1 Système de charges A(L):

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la langueur L chargée est donne par la formule suivante :

$$\mathbf{A(l) = 2{,}3 + \frac{360}{L+12}} \quad \mathbf{KN/m^2}$$

Où *L* est la longueur chargée en mètres.

La charge A(*l*) est multipliée par le coefficient (a1) de dégressivité transversale donné par le tableau 2

Tableau IV-5 : Valeur du coefficient a1

Class de pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	>5
Class I	1	1	0.9	0.75	-
Class II	1	0.9	-	-	-
Class III	0.8	0.9	-	-	-

A partir de A(l) on calcule A1(l) selon la relation

$$A_1(l) = max\begin{cases} 4 - 0{,}002l \\ a_1\, A(l) \end{cases} \text{ Kn/m²}$$

Pour notre cas a1 = 0.75.

Pour obtenir la charge finale $\boldsymbol{A_2(l)}$**, le** système **A1(*l*)** est multiplié par le coefficient a_2 décrit par $\boldsymbol{a_2} = \frac{\boldsymbol{v_0}}{\boldsymbol{V}}$

$\boldsymbol{v}$ Étant la largeur d'une voie et $\boldsymbol{v_0}$ ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Tableau IV-6 Tableau de V0

Classe du pont	V0
1	3,5 m
2	3 m
3	2,75 m

La charge$\mathbf{A_2(l), = A_1(l)}$ $\mathbf{a_2}$ obtenue est appliquée uniformément sur toutes les largeurs de chacune des voies considérées
Application numérique :

$\mathbf{a2} = \frac{3.5}{3.125} = 1.12$ m.

Classe du pont : première classe
$\boldsymbol{v_0}$ **= 3.5 m**
Les résultats sont résumés par le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Valeurs de A(l) retenues distribué sur un nombre de voies.

Cas de charge	L(m)	A(l)(Kn/m2)	A(l) en fonction de voies chargés			
			1 Voie	2Voies	3Voies	4 Voies
Cas 01	43	8,845	30,95	61,91	83,58	92,87
Cas 02	64	7,037	24,62	49,25	66,49	73,88
Cas 03	86	5,973	20,90	41,81	56,44	62,72
Cas 04	107	5,325	18,63	37,27	50,32	55,91
Cas 05	150	4,522	15,82	31,65	42,73	47,48

IV.6 Système B :

Il comprend 3 sous-systèmes distincts indépendants l'un de l'autre :
- **Le système Bc** qui se compose de camions types.
- **Le système Br** qui représente une roue isolée.
- **Le système Bt** qui est constitué de tandems.

Les sous-systèmes **Bc** et **Br** s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système Bt n'est utilisé que dans les ponts de 1ère et 2e classe.

IV.6.1 Système Bc :

Le camion type pèse **300 KN**, il est composé de 3 essieux ; celui d'avant pèse **60 KN**, les deux arrières pèsent **120 KN** chacun. D'après la figure 8, la longueur d'encombrement d'un camion est de **10.50 m**, sa largeur est de **2.50 m**. La vue en plan du camion montre que chaque essieu est constitué

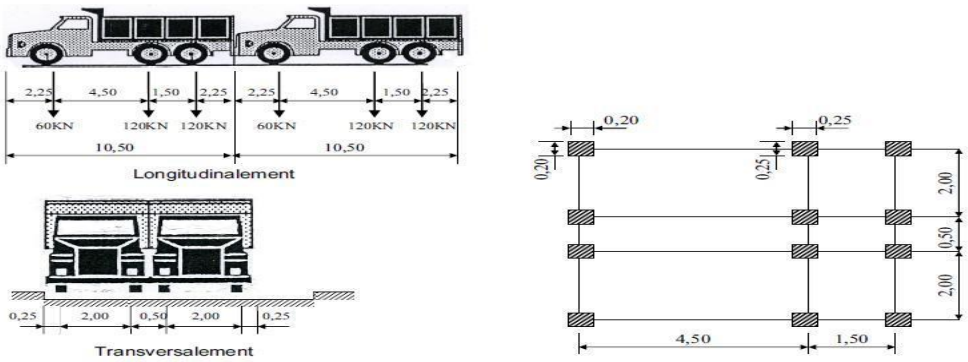


Figure IV-3 Système de charge BC

Les charges du système Bc sont multipliées par le coefficient bc qui dépend de la classe du pont et du nombre de files de camions disposées transversalement (tab. 3).

- **Longitudinalement**, le nombre de camions par file est limité à deux, la distance longitudinale entre deux camions est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

- **Transversalement**, le nombre de camions est toujours inférieur ou égal au nombre de voies disponibles. Les camions peuvent être contigus ou séparés pour produire la situation la plus défavorable recherchée.

Application numérique :

les cas	Bc	bc	Bc*bc
cas1	600	1,2	720
cas2	1200	1,1	1320
cas3	1800	0,95	1710

Tableau V.7 : valeurs de Bc.

IV.6.2 Système Br

Il se compose d'une roue isolée de pois égal à **100 KN**. Sa surface d'impact est un rectangle dont le grand côté de **0.6 m** se trouve dans la direction transversale, le petit côté de **0.3 m** est suivant l'axe longitudinal du pont .

La roue **Br** peut être placée n'importe où sur la largeur roulable, pourvue que le sens de déplacement de la roue suit l'axe longitudinal du tablier. Ce système est souvent utilisé dans l'étude des effets locaux du tablier tel que le poinçonnement de l'hourdis.

Dans les ponts biais, le rectangle d'impact deviendra un parallélogramme dirigé selon le biais géométrique de l'ouvrage.

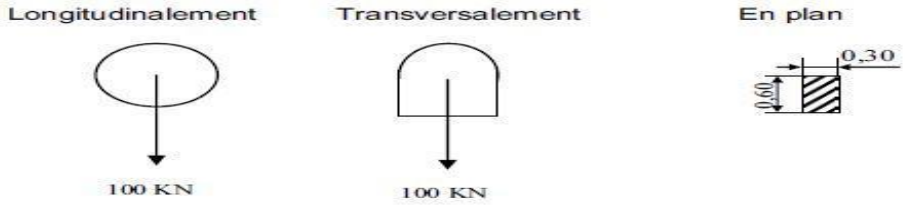


Figure IV-4 Disposition du système Br

IV.6.3 Système Bt :

Le tandem type pèse 320 KN, il est composé de 2 essieux identiques dont chacun pèse 160 KN. L'essieu est constitué de 2 roues simples munies de pneumatiques, la surface d'impact d'une roue est un rectangle dont le côté transversal mesure 0.6 m et le côté longitudinal 0.25 m .

Tableau IV-8 Coefficient bt

Classe du pont	I	II
bt	1,2	1

La charge du système Bt est multipliée par le coefficient bt qui dépend de la classe du pont ..

Application numérique :

Tableau IV-9 : Valeurs du coefficient bt

Colonne1	Bt (KN)	bt	Bt*bt
cas1	320	1,2	384
cas2	640	1,2	768

IV.7 Le coefficient de majoration dynamique (δ)

Du fait que les charges B sont mobiles, leurs valeurs statiques sont amplifiées par un coefficient de majoration dynamique (δ > 1)

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

Où **G** est la charge permanente.

S est la charge la plus élevée des essieux du système B qu'il sera possible de placer sur le tablier et pour une longueur L.

Application numérique :

G totale = 323.25 Kn/ml

Tableau IV-10 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique δ

Cas	δBc				δBt		δBr
	Cas01	Cas 02	Cas03	Cas 04	Cas 01	Cas 02	Cas 01
43	1,0425	1,0434	1,0443	1,0452	1,0428	1,0439	1,0419
64	1,0298	1,0307	1,0316	1,0325	1,0301	1,0312	1,0292
86	1,0228	1,0237	1,024	1,0255	1,0231	1,0242	1,022
107	1,0187	1,019	1,020	1,0214	1,0190	1,0201	1,0181
150	1,0138	1,014	1,015	1,0164	1,0140	1,0152	1,0131

La force de freinage (Fr) :

Elle est développée par l'un des 2 systèmes A(l) ou Bc. Cette force est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est donner par la formule :

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

S: La surface chargée en m².

IV.7.1 Freinage du au système Bc

Parmi les camions disposés sur le pont, un seul est supposé freiner en développant une force égale à son poids.

Fr (Bc) = bc * Bc

Application numérique :

Fr (Bc) = 300 * 1,2 =360 KN

❖ Freinage du au système A(l) :

Tableau IV-11 : Résultat de force de freinage pour système de chargement A

Cas de charge	L(m)	A(l)(Kn/m2)	S (m2)				Freinage de A(l)			
			1 Voie	2Voies	3 Voies	4 Voies	1 Voie	2Voies	3Voies	4 Voies
Cas 01	43	8,85	134,38	268,75	403,13	537,5	65,032	127,1	151,09	164,27
Cas 02	64	7,04	200	400	600	800	76,147	147,3	173,32	186,66
Cas 03	86	5,97	268,75	537,5	806,25	1075	85,862	164,3	191,45	204,3
Cas 04	107	5,33	334,38	668,75	1003,1	1337,5	94,202	178,5	206,12	218,17
Cas 05	150	4,52	468,75	937,5	1406,3	1875	109,70	204	231,49	241,33

IV.8 Charges militaires:

Sur les itinéraires permettant la circulation des convois militaires, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules militaires du type :

- **Mc** : Véhicules militaires du type chenilles.

- **Me :** Véhicules militaires du type essieux.

IV.8.1 Véhicule Mc 120 :

Il est constitué de 2 chenilles, le poids total du véhicule est de 1100 KN.

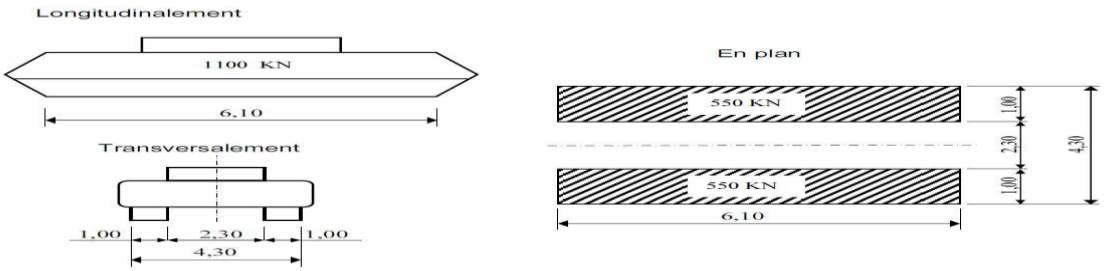


Figure IV-5 : Véhicule Mc 120

IV.8.2 Convoi type D240 :

C'est une remorque composée de 3 éléments dont chacun comporte 4 lignes à 2 essieux (Fig. 36). Le poids total du convoi D est de 2400 KN, cette charge est supposée uniformément répartie au niveau de la chaussée et sur un rectangle de 18.60 m de long et 3.20 m de large.

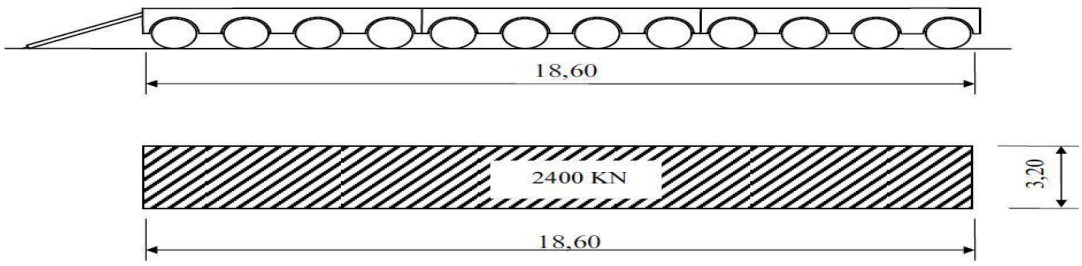


Figure IV-6 : Disposition du Convoi type D240

CHAPITRE V :
Etude longitudinale

V.1 Introduction:

La méthode de construction des ponts par encorbellement successif implique la création d'un tablier à partir des piles en fabriquant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages soutenus par des équipages mobiles.

Ces voussoirs sont fixés de manière symétrique aux extrémités de la portion de tablier déjà construite à l'aide de câbles de précontrainte.

Le but de ce chapitre réside dans l'étude Longitudinale de tablier construit sur site précisément le fléau avec une évaluation concrète de sollicitations provoqué dans les déférentes phases.

V.2 Evaluation de poids propre de fléau :

Tableau V-1 : Evaluation de poids de fléau

voussoir	Section (m²)	Nombre	Longueur (m)	Volume (m³)	Poids (KN)
VSP	21.92	1	2	43.84	1096
	10.67	2	3	64.02	1600.5
VC	10.67	18	3	576.18	14404.5
TOTAL				661.54	17101

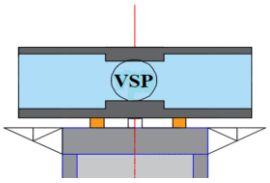
V.3 Stabilité de fléau au cours de construction :

La construction d'un fléau commence par l'installation d'une pile centrale, puis la construction de deux demi-travées en console de chaque côté de cette pile. Les segments suivants sont construits symétriquement de part et d'autre de la pile. Dans notre projet comprenant 3 travées, nous visons à créer 2 fléaux, qui seront reliés par un clavage. Les deux fléaux seront également liés par deux parties de rive coulées sur cintre.

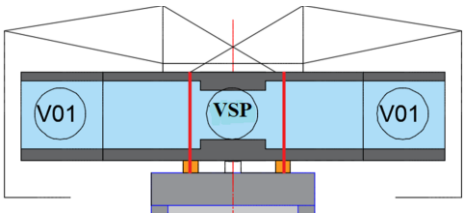
V.3.1 Les Phases de construction d'un fléau :

Les phases de construction d'un fléau sont montrées dans les schémas suivants :

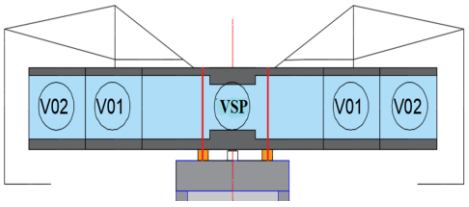
Phase 01 :



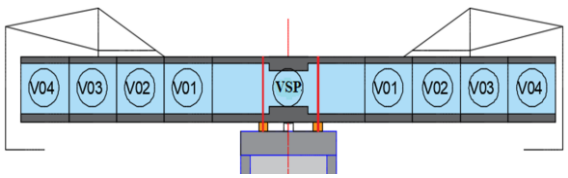
Phase 02 :



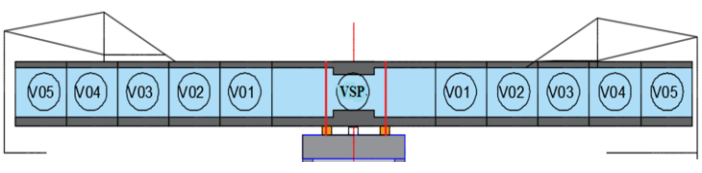
Phase 03 :



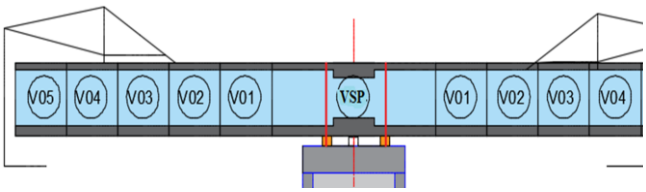
Phase 04 :



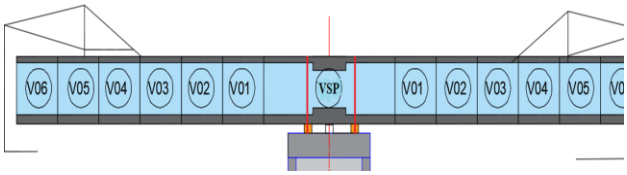
Phase 05 :



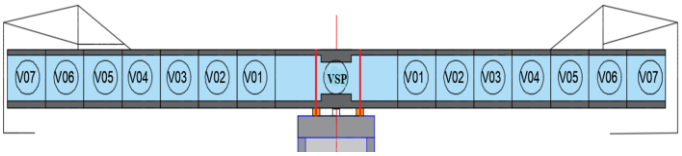
Phase 06 :



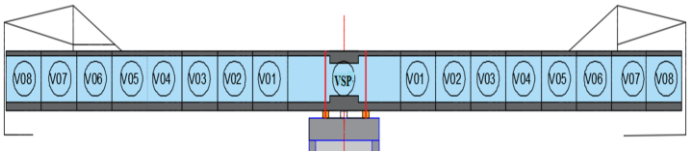
Phase 07:



Phase 08 :



Phase 09 :



Phase 10 :

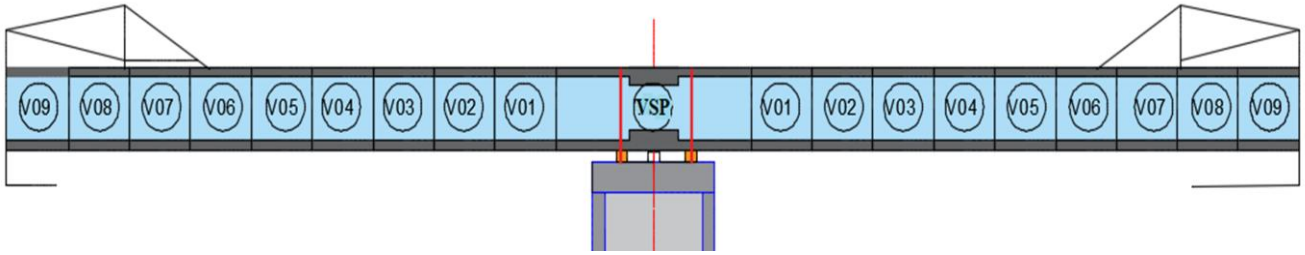


Figure V-1Phase de construction de fléau

V.4 Charges à prendre en compte

V.4.1 Le poids propre de fléau :

Le poids propre du fléau est déterminé en utilisant la section transversale et le poids volumique de 25 KN/m²de béton, l'utilisation de deux nouveau notation **Gmax** et **Gmin** est préconisé, sachant que : **Gmax = G * 1.02** , **Gmin = G * 0.98 .**

Tableau V-2 Poids des voussoirs

Type de voussoirs	Poids (Kn)
(1/2)Voussoir sur pile (VSP)	1348
Voussoir Courant (VC)	800.25

Tableau V-3 : Evaluation des poids propre pour les deux fléaux

Type de voussoirs	Demi-Fléau Majoré		Demi-Fléau Minoré	
	G(Kn)	Gmin	G(Kn)	Gmax
Phase 1	1348,00	1374,96	1348,00	1321,04
Phase 2	2148,25	2191,21	2148,25	2105,28
Phase 3	2948,50	3007,47	2948,50	2889,53
Phase 4	3748,94	3823,92	3748,94	3673,97
Phase 5	4549,39	4640,38	4549,39	4458,40
Phase 6	5349,83	5456,83	5349,83	5242,84
Phase 7	6150,28	6273,28	6150,28	6027,27
Phase 8	6950,72	7089,73	6950,72	6811,71
Phase 9	7750,97	7905,99	7750,97	7595,96
Phase 10	8551,22	8722,25	8551,22	8380,20

V.5 Charges variables execution:

V.5.1 Charges de chantier connues :

Dans le cas des ponts construits par encorbellement successifs coulé sur place, la charge Principale à considérer est le poids de l'équipement mobile, appelé QPRCI, qui correspond à la moitié de la charge de voussoir courant.
Cette charge doit être majoré de 6% du coté de demi-fléau le plus lourd et minoré de 4% de coté de fléau le moins lourd.

Tableau V-4 Charge de chantier connu

Type de charge	Qprc1max	VALEUR
Qprc1max	1.06 * (1/2) **VC**	424.13
Qprc1min	0.96* (1/2) **VC**	384.12

V.5.2 Charges de chantier aléatoires :

Correspondant aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier au personnel et à l'action climatique. Pour couvrir ces charges, deux types de charges sont utilisés :
-une charge répartie de **0.2 KN/m2** sur un demi-fléau :

Qpra1 =3.1 KN/m

-Une charge concentrée de (**50+5b**) appliqué à l'extrémité du dernier voussoir terminé :

Qpra2 =127.5 KN/m

V.5.3 Action accidentelles :

Elle représente dans les ouvrages coulés sur place, la chute de l'équipage mobile, dans notre cas on suppose que : FA **= - Qprc1max = -424.13 KN/m**

V.6 Les combinaisons d'actions en construction :

Dans le contexte des ouvrages coulé sur place, on envisage que les deux équipages ont avancé, avec un des deux voussoirs déjà bétonné, tandis que l'autre reste à bétonner ou nécessite une vidange en raison d'un défaut dans le béton.
D'après les recommandations de guide **SETRA** nous avons 02 types de combinaisons à prendre :

a) Combinaison en situation temporaire de construction (type A) ;

A1 : 1,1 ($Gmax$ + $Gmin$) + 1.25 ($Qprc1max$ + $Qprc1min$) + 1,25 (Qpra1 + Qpra2)

A2 : 0,9 ($Gmax$ + $Gmin$) + 1.25 ($Qprc1max$ + $Qprc1min$) + 1,25 (Qpra1 + Qpra2)

b) Combinaison en situation accidentelle de construction (type B) :

B1 : 1,1 ($Gmax$ + $Gmin$) + Fa +$Qprc1max$+ (Qpra2 + Qpra1).

B2 : 0,9 ($Gmax$ + $Gmin$) + Fa +$Qprc1max$+ (Qpra2 + Qpra1).

V.7 Modélisation de fléau:

Pour la modélisation de fléau nous avons utilisées le logiciel **MIDAS CIVIL.**

V.7.1 Introduction sur Logiciel MIDAS civil :

MIDAS Civil est l'un des 5 meilleurs logiciels de conception et d'analyse de ponts qui combine la facilité de modélisation avec des fonctionnalités d'analyse exclusives, rendant la modélisation et la conception efficaces pour les ingénieurs. Le logiciel d'ingénierie offre des fonctionnalités pratiques pour des ponts plus simples et une flexibilité pour gérer une géométrie complexe - combinant toutes les fonctionnalités importantes du logiciel d'analyse de ponts et du logiciel de conception de ponts.

Il comprend divers codes de conception qui deviennent très utiles pour les ingénieurs recherchant des conceptions optimisées. Midas Civil allégera le travail et rendra la conception de ponts plus accessible grâce au logiciel de conception de ponts Midas. Voyons donc ce que votre meilleur partenaire peut faire pour vous.



Figure V-2 Logo de logiciel

V.7.2 Résultats :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-5 Evaluation de moment fléchissant(KN.m) pour un demi-fléau

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
AXE VSP	166291,61	140137,87	161802,4	135648,66
Fin VSP	128356,96	108517,13	124509,38	104669,55
Fin VS1	103090	87414,09	99715,51	84039,59
Fin VS2	80552,22	68550,34	77643,83	65641,96
Fin VS3	60743,61	51925,9	58294,36	49476,65
Fin VS4	43664,17	37540,76	41667,08	35543,67
Fin VS5	29313,9	25394,92	27762	23843,02
Fin VS6	17692,81	15488,38	16579,12	14374,69
Fin VS7	8800,89	7821,14	8118,43	7138,69
Fin VS8	2638,14	2393,21	2379,94	2135,01
Fin VS9	0	0	0	0

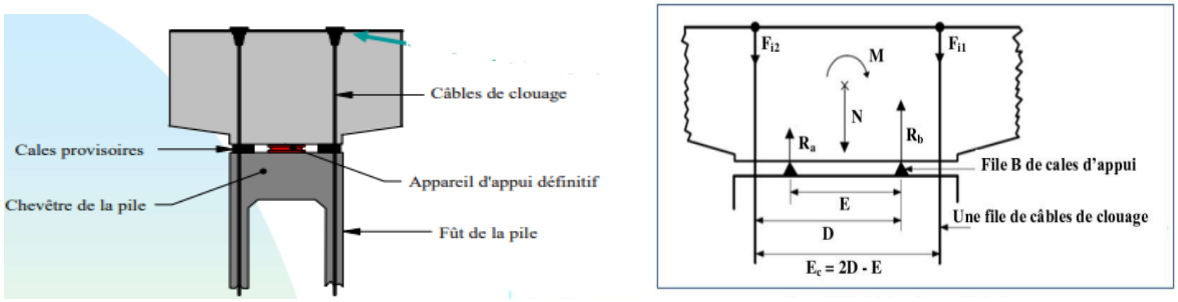
Tableau V-6 Evaluation de l'effort tranchant(KN.m) pour un demi-fléau

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
AXE VSP	10090,15	8402,81	9928,19	8240,85
Fin VSP	8877,18	7407,56	8718,32	7248,71
Fin VS1	7967,46	6661,13	7810,92	6504,6
Fin VS2	7057,73	5914,7	6903,53	5760,49
Fin VS3	6148,01	5168,26	5996,13	5016,38
Fin VS4	5238,28	4421,83	5088,73	4272,27
Fin VS5	4328,56	3675,4	4181,33	3528,16
Fin VS6	3418,84	2928,96	3273,93	2784,06
Fin VS7	2509,11	2182,53	2366,53	2039,95
Fin VS8	1599,39	1436,1	1459,13	1295,84
Fin VS9	159.38	159.38	127,5	127,5

V.8 Etude de la précontrainte de fléau :

V.8.1 Stabilité du fléau avec le clouage par précontrainte :

Le clouage par câbles de précontrainte est la méthode la plus utilisée, C'est en principe la méthode la plus adaptable pour des travées dont la portée est inférieure à 120mètres.
La stabilité de fléau au cours de construction est assurée par des organes d'ancrages reposés sur deux fils de cales provisoires.
Les câbles sont ancrés au-dessus du hourdis supérieur, les efforts étant ramenés sur les âmes ils sont provisoires, démontables.



N.b : Le clouage peut être appuyé directement sur l'entretoise ou rapporté vers l'âme à travers l'utilisation d'une poutre de répartition

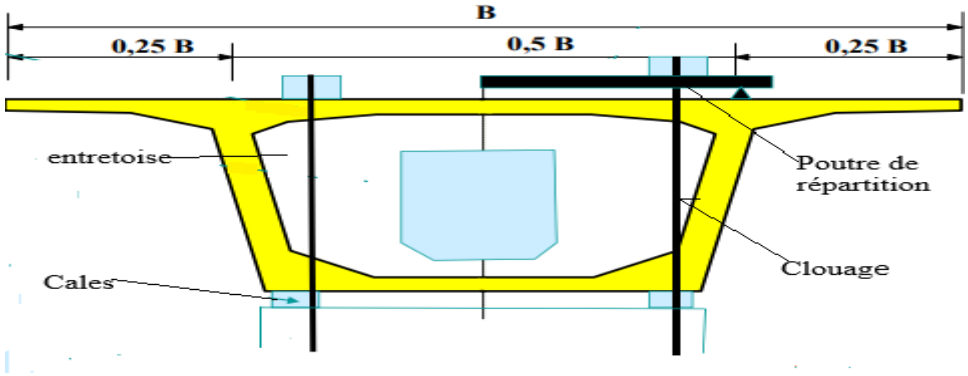


Figure V-3 Schéma représentatif sur le clouage

V.8.2 Calcul du nombre de câbles :

On calcule l'excentricité de la résultante des efforts **M/N** de chaque combinaison A et B.
Si :

- **M/N < E/2 :** Il n y a pas de risque de basculement de fléau, donc les câbles de clouages ne sont pas nécessaire.
- **M/N > E/2 :** Il un risque de basculement de fléau, donc Il est important d'utiliser les câbles de clouage pour assurer la stabilité.

Les résultats de calcule de ce rapport sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V-7 : Comparaison du rapport M/N et l'excentricité e

Combinaison	ΔM	ΔN	ΔM/ ΔN	e/2	remarque
A1	17283,6315	22526,705	0.77	1.3	Pas de risque
A2	16218,8435	19093,765	0.85	1.3	Pas de risque
B1	95256,552	19208,618	4.96	1.3	Risque
B2	94191,764	15775,678	5.97	1.3	Risque

Le nombre de câbles est déterminé à l'aide de cette formule : $\mathbf{n} = \frac{\frac{\Delta M}{e} - \frac{\Delta N}{2}}{(1-\rho)Fp0}$

ρ **:** L'estimation de pertes (25%).

Fp0 : Effort de précontrainte d'un câble de 15T15 classe 1860.

Fp0 = min ($0.8f_{prg}$, $0.9f_{peg}$)*S.

Pour le cas le plus défavorable « B2 » On trouve **n = 10 câble** de **15T15 S .**

V.8.3 Aménagement de tête de la pile :

Les têtes de pile doivent être conçues pour recevoir les appareils d'appui définitifs, les cales de stabilité ou d'appui provisoires et les câbles de clouages.

Pour notre ouvrage, à la phase construction, on prévoit deux appareils d'appui provisoires au milieu de tête de pile.

V.8.4 Calcul de la surface des cales :

Dans le calcul de la surface des cales on prendre en considérations la combinaison la plus défavorable en terme des réactions dans les appuis provisoires.(**combinaison B2**).

On applique la formule suivant **(BAEL)** :

$$F_{cf} = F_{cj}\left(1+2\rho_t \frac{fe}{fcj}\right)$$

Avec : ρ_t : Le pourcentage de frettes (**2%**).

fe : 500 MPA et **fc28** : 40 MPA

fcf : La résistance à la compression de béton fretté. f_{cf} = **fc28 + 20 = 60MPA.**

Afin d'éviter le fendage de la pile Il faut limiter la contrainte de compression de béton selon le cas , les déférentes cas sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V-8 : Valeurs limite de la contrainte de compression.

Type de combinaison à l'ELU	Fclim
Combinaison sans actions permanentes	0.61 à 0.65 fcj
Combinaison fondamentale	0.72 à 0.75 fcj
Combinaison accidentelle	0.94 à 0.98 fcj

$S = 2 \times a \times b = \frac{Rb}{fcmax}$, avec: $Rb = \frac{\Delta M}{2} + \frac{\Delta N}{e} + F_i$ et $F_i = (1-\rho) \times n \times F_{p0}$

	ρ	Fp0(Kn)	ΔM(Kn.m)	ΔN(Kn)	e(m)
A.N	25 %	3348	94191,764	15775,678	2.6
Fi (Kn)	25.1				
Rb	37347,87525				
F_{cmax}	38.4				
S	0,973				

Application numérique :

Donc **S = 1 m².**

Donc on prend : 0.25 m² donc on prend 4*(0.5*0.5) cales

.

V.9 Les phases de réalisations du tablier:

- Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de premier pile P01 et Réaliser le premier fléau.
- Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de deuxième pile P02 et Réaliser le deuxième fléau.
- Réalisation de parties coulées sur cintres C1 et C2.
- Clavage de travée intermédiaire P1 et P2.

V.10 Modélisation :

Pour la modélisation nous avons utilisé le logiciel CSI bridge.

V.10.1 Définition de logiciel :



CSI Bridge est un logiciel largement reconnu dans la Communauté des ponts et des ouvrages d'art, utilisé pour la modélisation et le calcul de ponts.
Il offre une puissance considérable en tenant compte des particularités des ponts, telles que leur géométrie complexe, leur comportement non linéaire, ainsi que la prise en compte des calculs dynamiques et sismiques.

Il facilite également l'intégration des différentes sections de tablier, telles que les ponts à poutres, les ponts-caissons, les ponts mixtes, etc. De plus, il permet le dimensionnement et la vérification desndiverses parties du pont selon plusieurs normes,
notamment les Eurocodes.

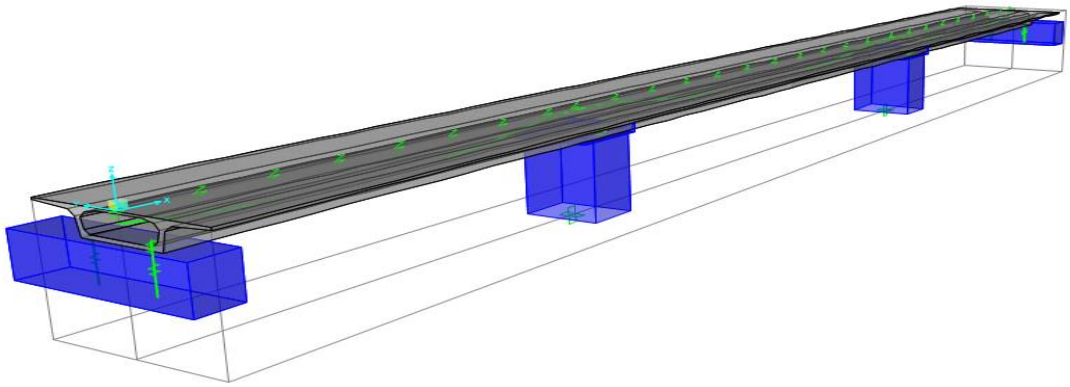


Figure V-4 Modèle CSI BRIDGE

V.10.2 Combinaison de charge :

Les combinaisons de charge que nous avons prendre on compte sont montrés dans le tableau suivant :

V.10.2.1 Combinaison de charge à l'ELU :

Tableau V-9 : Combinaison al l'ELU

Combinaison		Formule
ELU	1	1.35G + 1.6 (A(l)1 +ST)
	2	1.35G + 1.6 (A(l)2 +ST)
	3	1.35G + 1.6 (A(l)3 +ST)
	4	1.35G + 1.6 (A(l)4 +ST)
	5	1.35G + 1.6 (A(l)5 +ST)
	6	1.35G + 1.6 (Bc + ST)
	7	1.35G + 1.6 (Bt + ST)
	8	1.35G + 1.35Mc120
	9	1.35G + 1.35 D240

Tableau V-10 Combinaison à l'ELS

Combinaison		Formule
ELS	1	G +1.2 A(l)1 + ST
	2	G +1.2 A(l)2 + ST
	3	G +1.2 A(l)3 + ST
	4	G +1.2 A(l)4 + ST
	5	G +1.2 A(l)5 + ST
	6	G +1.2 Bc + ST
	7	G +1.2 Bt + ST
	8	G + MC120
	9	G + D240

V.10.2.2 Combinaison de charge à l'ELS :

V.10.3 Résultats :

1-Moments fléchissant maximaux à :

- **Mi- travée :**

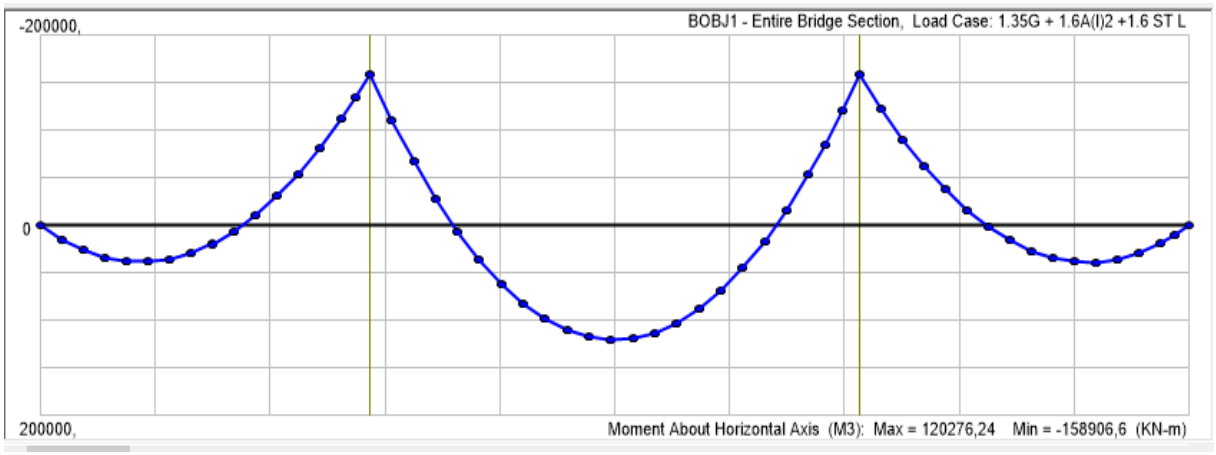


Figure V-5 Combinaison moment max à l'ELU (1.35G+1.6A(l)2+1.6ST)

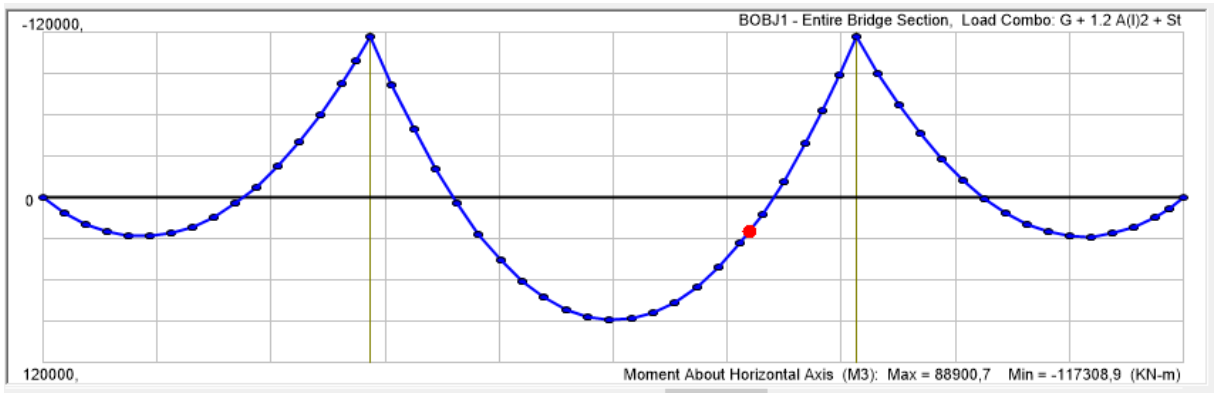


Figure V-6 Combinaison moment max à l'ELS (G+1.6A(l)2+ST)

❖ **Sur pile :**

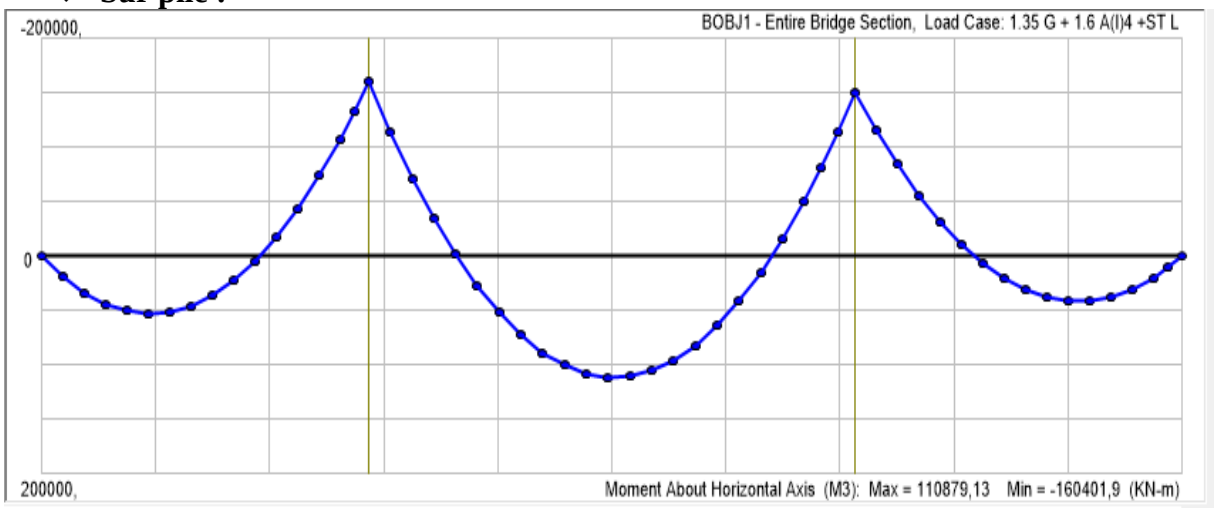


Figure V-7 Combinaison moment max à l'ELU (1.35G+1.6A(l)4+1.6ST)

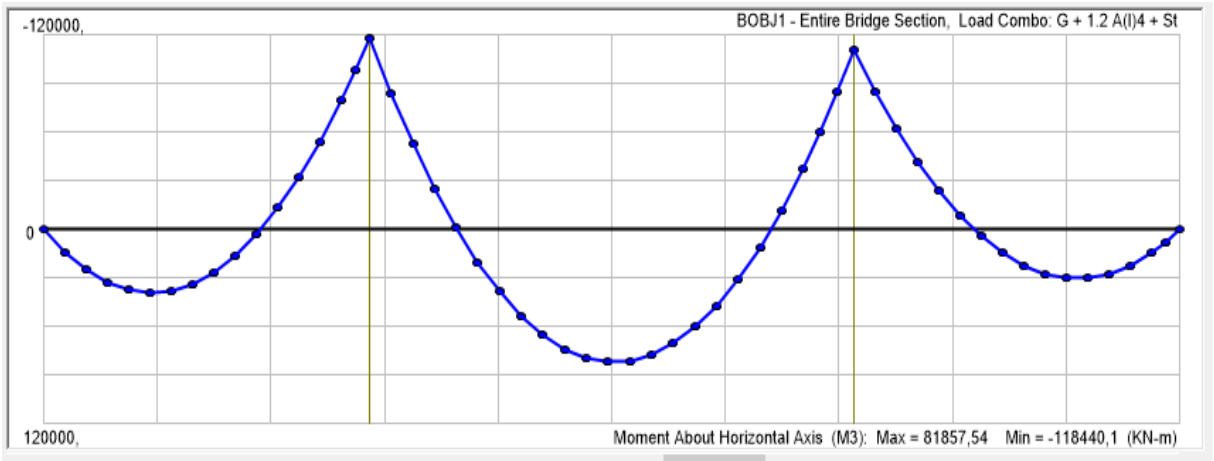


Figure V-8 Combinaison moment max à l'ELS (G+1.6A(l)4+ST)

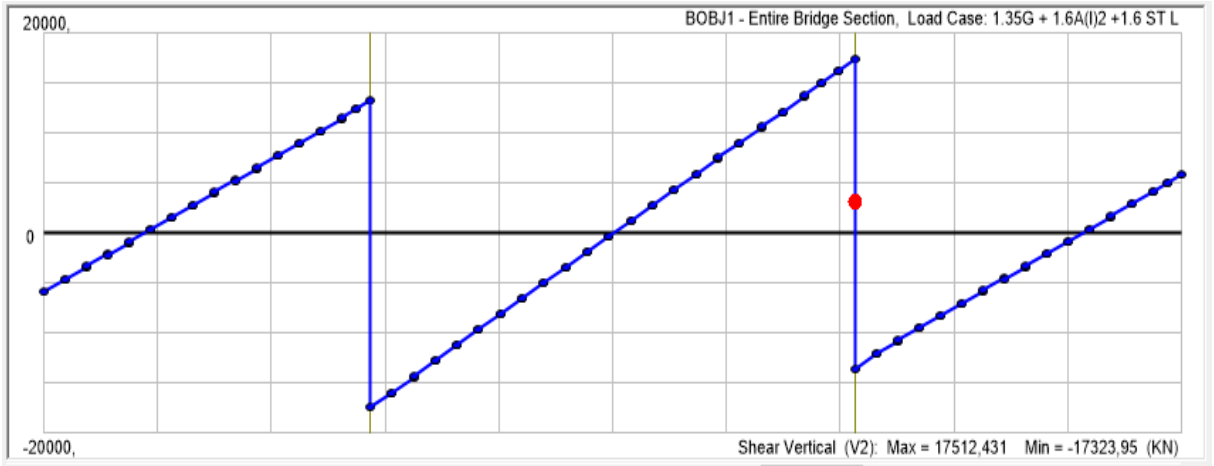


Figure V-9 Combinaison Effort tranchant max à l'ELU (1.35G+1.6A(l)2+1.6ST)

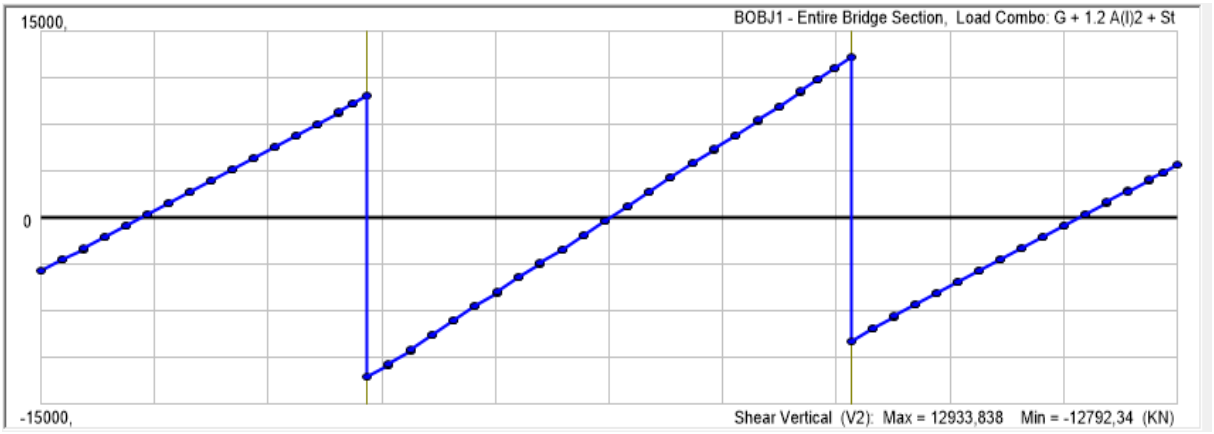


Figure V-10 Combinaison Effort tranchant max à l'ELS (G+1.2A(l)2+ST)

V.10.4 Tableau récapitulatif :

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V-11 : Valeurs extrêmes de sollicitations

Etat limite		Moment max(Kn.m)	Effort tranchant max (Kn)
ELU	Sur mi- travée	120276.4	17512.431
	Sur Pile	160401.9	
ELS	Sur mi- travée	88900.7	12933.83
	Sur Pile	118440.1	

V.11 Conclusion:

La méthode d'encorbellement successif requiert que la progression de la construction des tabliers soit symétrique par rapport à l'axe de la pile afin de maintenir l'équilibre entre les demi-fléaux.

L'analyse isostatique du fléau permet de définir les sollicitations maximales requises pour calculer le nombre de câbles de précontrainte.

CHAPITRE VI
Etude de la précontrainte

VI.1 Introduction:

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistanceà la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction.La précontrainte est une technique de construction des structures ou des composants en béton qui consiste à créer des efforts internes favorables dans le matériau avant de le soumettre à une charge. En effet, le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais pas à la traction. Les efforts de précontrainte sont soigneusement calculés pour s'affranchir au mieux des effets défavorables dus à la faible résistance en traction du béton. La précontrainte est le plus souvent réalisée à l'aide de câbles tendus enrobés de béton.

❖ 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 de chantier. - En service, pour participer ; avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

VI.2 - Etude de la précontrainte de fléau :

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 Calcul de l'effort de précontrainte :

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

Fibres supérieures : $\sigma_{sup} = -\frac{|M|}{V}$

Fibre inferieur : $\sigma_{inf} = -\frac{|M|}{V'}$

Ce sont des contraintes de traction en fibres supérieures, et des contraintes de compression en fibres inférieures. L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement. Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont écrites comme suit :

Fibres supérieures : : $\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P*e*v}{I} - \frac{|M|}{V}$

Fibres supérieures : : $\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P*e*v}{I} + \frac{|M|}{V}$

Avec :

P: effort de précontrainte.

M : moment maximal dû aux poids propre et surcharge.

V: distance de CDG de la section à la fibre supérieure.

V': distance de CDG de la section à la fibre inférieure.

e : distance de P au CDG de la section.

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

A la limite on aura: $\mathbf{P} = \frac{\frac{M*V}{I}}{\frac{1}{S}+\frac{e*v}{I}}$

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre de câbles arrêtés. L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir Vi. Chaque voussoir Vi doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir Vi+1, avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier et du vent. Pour calculer l'effort « P », on doit fixer le « e ».

VI.2.2 Détermination du nombre de câbles :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{N} \geq \frac{P}{(1-\Delta P)*P_0}$$

P : la force de la précontrainte

P0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 15T15s peut crée , $\boldsymbol{P_0} = \sigma_{p_0} * S$

$\boldsymbol{\sigma_{p_0}}$= Min (0.8 Fprg, 0.9 Fpeg)

$\boldsymbol{\sigma_{p_0}}$= Min (0.8, 0.9 Fpeg)

$\boldsymbol{\sigma_{p_0}} = 1\,488$ MPA

S15T15 s= 2250 mm²

$\boldsymbol{P_0} = 1\,488 * 2250$

$\boldsymbol{P_0} = 3{,}348\ MN$

Tableau VI-1. Calcul du Câbles de fléau.

	MOMENT	V'	v	S	I	e	P	ncable retenue
axe VSP	-148725,53	1,54	1,182	21,9195	15,3731	0,881	85861,28269	36
Fin VSP	-114589,46	1,694	1,006	21,9195	15,3731	0,881	66154,06258	36
finVS1	-91877,55	1,694	1,006	10,6726	10,733	0,881	51082,85426	32
FINVS2	-71642,9	1,694	1,006	10,6726	10,733	0,881	39832,62309	28
FINVS3	-53885,51	1,694	1,006	10,6726	10,733	0,881	29959,7198	24
FIN VS4	-38605,38	1,694	1,006	10,6726	10,733	0,881	21464,1444	20
FINVS5	-25802,51	1,694	1,006	10,6726	10,733	0,881	14345,89688	16
FINVS6	-15476,9	1,694	1,006	10,6726	10,733	0,881	8604,977246	12
FINVS7	-7628,56	1,694	1,006	10,6726	10,733	0,881	4241,391055	8
FINVS8	-2257,48	1,694	1,006	10,6726	10,733	0,881	1255,132748	4
FINVS9	0	1,694	1,006	10,6726	10,733	0,881	0	2

VII.2.3 : Position et enrobage des câbles :

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

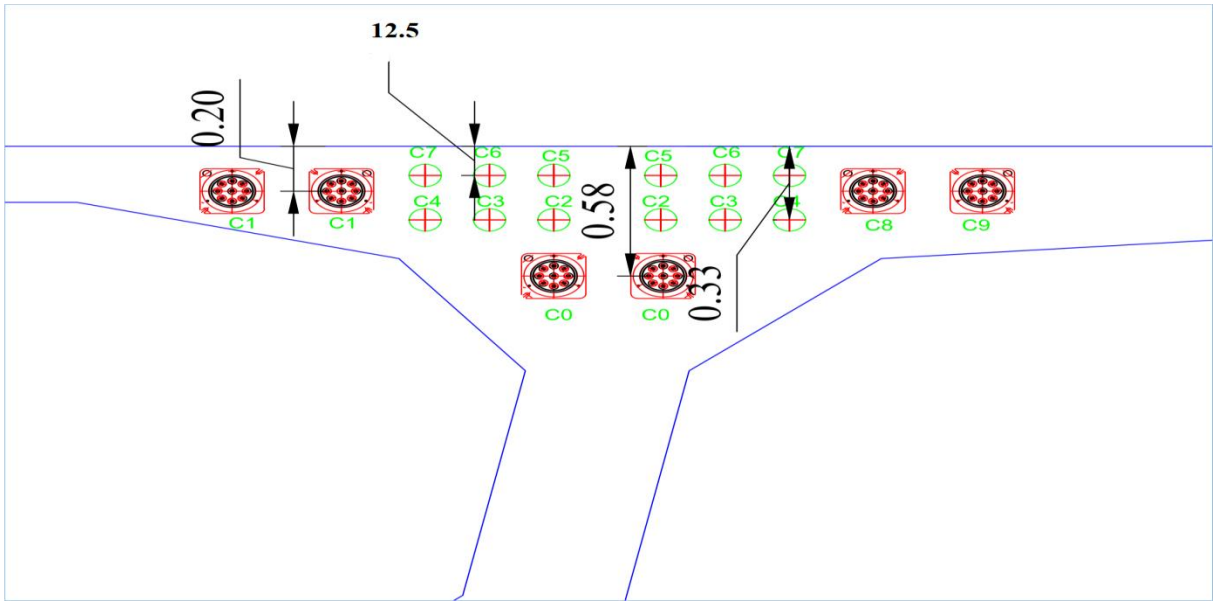


Figure VI-1: Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.

VI.2.3 Position et enrobage des câbles

Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminé de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage, donc :

- L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : **eh ≥ 2 Φg eh ≥ 20cm**
- L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : **ev ≥ 2 Φg ev ≥ 20 cm**

L'enrobage : **C = max (3/4 a, Φ g , d)** avec **d = 12,5 cm , a = Φg = 10 cm C ≥ 12,5 cm**

C=12,5 cm

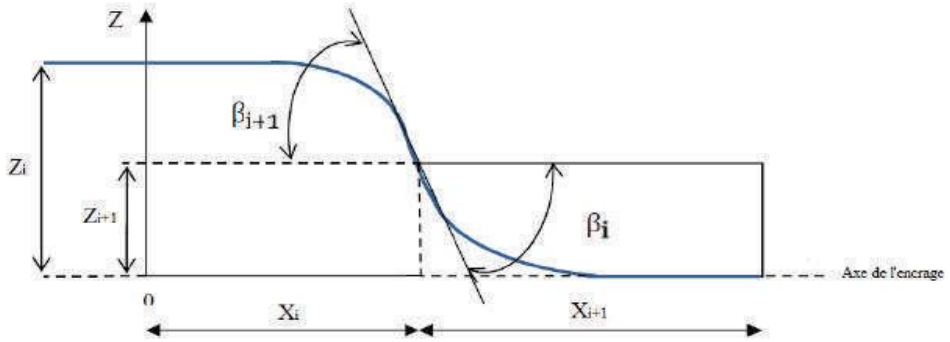
VI.2.4 - Etude du tracé des câbles en plan :

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Pour s'ancrer, ils prennent une trajectoire en plan de forme 'S' jusqu' à l'ancrage, cependant, les câbles appartenant au même axe vertical de leurs ancrages, gardent un tracé longitudinal en plan (C0, C1,C8).

L'équation de la parabole : $\mathbf{Z(x) = Z0 + (Z1 - Z0)\,(X / L)^2}$

- Les rayons de courbure :

$$R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2*(Z_i - Z_{i+1})}$$



$$R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2*(Z_{i+1} - Z_{i+2})}$$

L'inclinaison dans la section intermédiair

$$\beta_i(x) = arct\ \frac{2*(Z_i - Z_{i+1})}{(X_i)}$$

$$\beta_{i+1}(x) = arct\ \frac{2*(Z_{i+1} - Z_{i+2})}{(X_{i+1})} \qquad \text{Avec } X_i = X_{i+1}$$

Figure VI-2:Tracé en plan des câbles de fléau

VI.2.5 : Tracé des câbles en élévation

Afin de réduire les contraintes de cisaillement, il est possible de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes. Leurs points de départ étant les goussets supérieurs, et leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0,25m de part et d'autre du CDG de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage). Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le trace devient parabolique, son équation est :

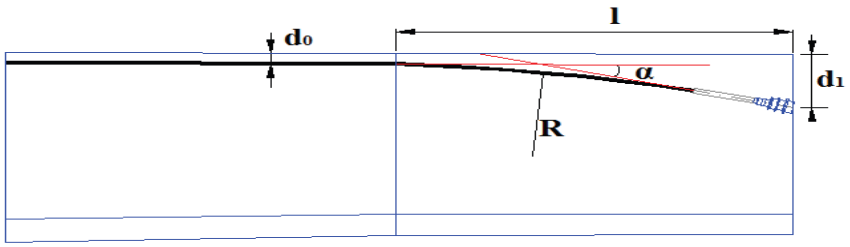


Figure VI-3:tracé en élévation du câble

L'équation de la parabole :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0)(\frac{X}{L})^2$$

Le rayon de courbure en un point d'une distance x :

$$R_i(x) = \frac{(X)^2}{2*(d_1-d_0)} \geq R_{min}$$

L'angle de déviation :

$$\alpha_n = arct\left(2(d_1 - d_0)\right)\frac{X}{L^2}$$

d1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;

d0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;

L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir)

Rmin : rayon minimal pour les câbles 3m

****** le tracé des câbles en élévation et en plan est élaboré dans les figures* VII.3 *et* VII.4 et**

Tableau VI-2 . Les équations de variation en élévation des câbles de fléau.

vousoire	l	X(m)	cable	d0	d1	Ri	αi	βi	Equation		
1/2 VSP	4	0	C0	0,58	0,58	linfini	0	0	0		0
fin vsp	4	0	C0	0,58	0,58	linfini	0	0	0		0
VS1	3	0	C1	0,58	0,58	linfini	0	0	0		0
finvs1	3	0	C1	0,58	0,58	linfini	0	0	0		0
VS2	3	0	C2	0,33	0,58	18	0,1243	0	0		0
fin vs2	3	0	C2	0,33	0,58	18	0,124	0	0		0
VS3	3	1,5	C3	0,33	0,2	-34,6	-0,064	0,321	0		0
finVS3	3	1,5	C3	0,33	0,2	-34,61	-0,064	0,3217	0		0
VS4	3	1,5	C4	0,33	0,2	-34,63	-0,064	0,26	0,33	+	X^2
FIN VS4	3	1,5	C4	0,33	0,2	-34,6	-0,064	0,26	0,33	+	X^2
VS5	3	1,5	C5	0,125	0,58	10	0,221	0	0,13	+	X^2
FINVS5	3	1,5	C5	0,125	0,58	10	0,221	0	0,13	+	X^2
VS6	3	1,5	C6	0,125	0,2	64,28	0,034	0,2914	0,13	+	X^2
FIN VS6	3	1,5	C6	0,125	0,2	64,285	0,0349	0,291	0,13	+	X^2
VS7	3	1,5	C7	0,125	0,2	64,285	0,0349	0,38	0,13	+	X^2

Tableau VI-3 Les equation de variation en plan des câbles de fléau.

vousoire	l	X(m)	cable	Zi	Zi+1	Ri	βi	Equation		
1/2 VSP	4	2	C0	0	0	infini	0	0		
	4	2	C0	0	0	infini	0	0		
VS1	3	1,5	C1	0	0	infini	0	0		
	3	1,5	C1	0	0	infini	0	0		
VS2	3	1,5	C2	0	0	infini	0	0		
	3	1,5	C2	0	0	infini	0	0		
VS3	3	1,5	C3	0,45	0,225	5	0,29	0,29	0,45	+
	3	1,5	C3	0,45	0,225	5	0,29	0,29	0,45	+
VS4	3	1,5	C4	0,6	0,3	3,75	0,38	0	0,6	+
	3	1,5	C4	0,6	0,3	3,75	0,38	0	0,6	+
VS5	3	1,5	C5	0	0	infinie	0	0		
	3	1,5	C5	0	0	nfinie	0	0		
VS6	3	1,5	C6	0,45	0,225	5	0,299	0,29	0,45	+
	3	1,5	C6	0,45	0,225	5	0,29	0,291	0,45	+
VS7	3	1,5	C7	0,6	0,3	3,75	0,38	0,38	0,6	+
	3	1,5	C7	0,6	0,3	3,75	0,3	0,38	0,6	+
VS8	3	1,5	C8	0	0	infinie	0	0		
	3	1,5	C8	0	0	infinie	0	0		
VS9	3	1,5	C19	0	0	infinie	0	0		

VI.2.6 Résultats

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles C4 :

Application Numérique sur le câble C4 :

L = 3 m ; x0 = x1 = 1,5 m

Z0 = 0.6 m ; Z1 = 0.3 m

d0 = 0.2 m ; d1 = 0.33 m

$R_i(x) = \frac{(1,5)^2}{2*(0,6-0,3)}$ = 3,75 m

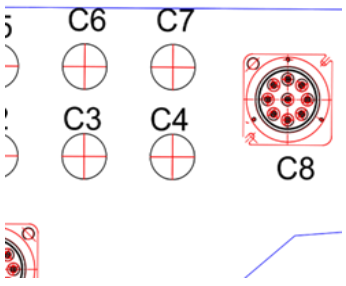


Tableau VI-4 position du cable 4

$\beta_i(x) = arct\ \frac{2*(0,6-0,3)}{(1,5)}$ = 0,38 rad

Z(X)= 0,6 + 0,033 X²

En elevation :

$R_i(x) = \frac{(3)^2}{2*(0,33-0,2)} = 34,61$ m

$\alpha_4 = arct\ (2(0,33-0,2)\frac{1,5}{3^2}$ = 0,064 rad

Y(x) = $0,2 + (0,33-0,2)(\frac{1,5}{3})^2$

VI.3 -Evaluation des pertes de la précontrainte

VI.3.1 Introduction :

Le dimensionnement d'une section en béton précontraint nécessite la détermination de l'intensité de la force de précontrainte exercée en permanence par le câble. Cette force doit tenir compte des pertes de tension le long du câble qui se traduisent par une diminution de la force de précontrainte.

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

VI.3.2 Calcul des pertes

VI.3.3 Pertes de tensions instantanées :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine.
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages.
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

VI.3.4 Pertes de tensions dues au frottement :

Elles sont provoquées par le frottement des câbles sur les gaines lors de leurs mises en tension .Les augmentations des pertes par frottement sont essentiellement dues aux irrégularités au niveau des joints de voussoirs.

Toute force de contacte entre armature et gaine donne lieu par suite du frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement et même dans les parties linéaires il y'a des frottements car le trace réel des câbles présente des déviations parasites.

Selon les règles BPEL91, la tension σp0(x) (contrainte exercée lors de la mise en tension) d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtiens, compte tenu des frottements, à partir de la tension σp0 à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\Delta\sigma p_0 = \sigma p_0(f\alpha(x) + \varphi(x))$$

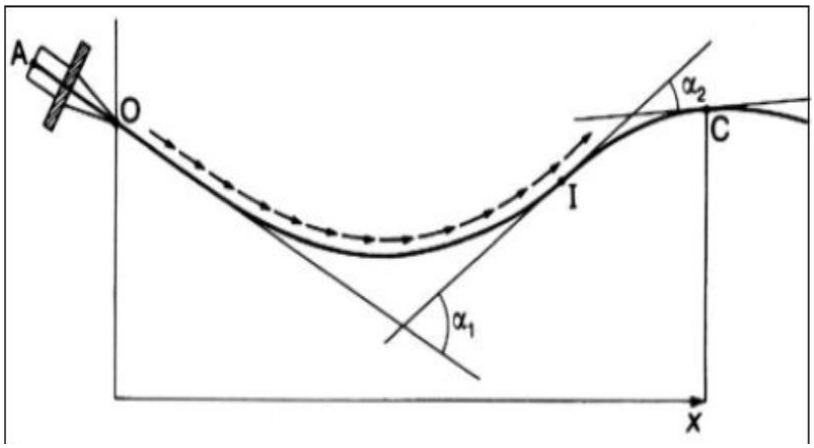


Figure VI-4 frottement du cable lors sa mise en tension

Avec :
-X(m) : Est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.
- e: est la base des logarithmes népériens.
- θ (rad) : Est la déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace.
- f (rad-1) = 0. 2 : Est le coefficient de frottement en courbe.
- φ (m-1) = 0,003 : Est le coefficient de perte de tension par unité de longueur.
Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : θ = α + β
Si les déviations ont lieu simultanément on aura la formule approchée :

$$\tan\theta = \sqrt{\tan^2\alpha + \tan^2\beta}$$

VI.3.5 - Pertes de tensions dues au recul des ancrages :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fil dans les clavettes et ces dernières dans les plaques d'ancrage lors de détention du vérin et du blocage des clavettes :
-d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- σp_0: contrainte initiale.
- $\sigma p_0{}'$: contrainte après recul d'ancrage.
$\Delta\sigma p_0$: la perte de tension.
g : l'intensité du recul d'encrage estimée à 3 mm.
Avec **Ep** : module d'élasticité des câbles = 190000MPa selon BPEL91.
Dans la pratique, on préfère souvent raisonner de la façon suivante :
G Ep représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur **d**, dans la mesure ou

l'armature de longueur **l** est tendue par une seule extrémité et ou sa déviation angulaire totale

sur la longueur **l** est α, ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne $\alpha\frac{f}{L}$

$$\Delta\sigma g = 2 * \sigma p_0 * K(d - X)$$

d=$\sqrt{\frac{g*E_p}{\sigma p_0*K}}$

k = f *$\frac{\beta}{L} + \varphi$

K: fonction croissante.

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

g : glissement à l'ancrage.

Ep : module d'élasticité des câbles précontraints

VI.3.6 Pertes par raccourcissement du béton :

Les Pertes résultantes des déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles d'une manière non simultanée, la mise en tension des câbles ne peut s'effectuer que câble par câble, la mise en tension d'un deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du deuxième câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Elles peuvent être assimilées à une perte moyenne agissant sur chaque armature dans une

$$\Delta\sigma r = \frac{(n-1)}{2n} * \sigma_b * \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

- **n** : nombre de câbles.(le nombre de câbles par âme vaut 36).

- σ**b0** : Contrainte moyenne du béton au niveau du câble à la mise en tension.

- **Ep** : Module d'Young des aciers de précontrainte (190 000 MPa pour les torons).

Eij : Module instantané du béton à 'j' jours, il est égal à : $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{fcj}$

$fc28 = 40\ MPa$

Eij= 37619,9 MPA

Avec : $\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P*e^2}{I} + \frac{M*e}{I}$

Ep : module d'élasticité des câbles précontraints.

Ebi : module de déformation instantanée du béton.

σb : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « **n** » câbles.

P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédentes,

P = $(\sigma p_0 - \Delta\sigma p_0 - \Delta\sigma g - \Delta\sigma r)$*n*Ap

M : moment sous le poids propre.

VI.3.7 Pertes de tension différées

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

- Perte de tension due au retrait du béton, **Δσr**.
- Perte de tension due au fluage du béton, **Δσfl**.
- Perte de tension due à la relaxation d'acier, **Δσre**.
- La valeur des pertes différées totale est : **Δσd = Δσr + Δσfl +$\frac{5}{6}$ Δσre**

VI.3.8 Pertes par retrait :

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

Si t0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : **εr [1 – r (t0)]**.

Donc : **Δσr = Ep εr [1 – r (t0)].**

Plus souvent, on peut négliger la valeur **r (t0)** devant 1, ce qui donne : **Δσr ≈ Ep εr**

εr : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée (humide).

r (t) : loi d'évolution du retrait en fonction du temps. section donnée, est égale selon leBPEL91 à :

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

La différence de contrainte développée par le fluage est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}}(\sigma_b + \sigma_{max})$$

Ep : Module d'élasticité de l'acier.

Eij : Module de déformation instantanée

du béton âgé de j jours.

σ_{max}, σ_b étant, respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de

précontrainte.

VI.3.9 Perte par relaxation des aciers :

Une armature en acier tendue en permanence et maintenue, après sa mise en tension, à une longueur constante, subit une perte de contrainte de traction. La valeur finale de la perte de tension due à la relaxation est fonction du temps d'application de la force de précontrainte, de la valeur garantie de la relaxation à 1000 h, et de la valeur de tension initiale de l'armature :

Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{re} = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * (\mu - \mu_0) * \sigma_i \qquad \mu = \frac{\sigma i\,(x)}{f_{prq}}$$

ρ_{1000}: Coefficient de relaxation garantie à 1 000 h.

μ_0 **:** coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

$\sigma i\,(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

VI.3.10 Les pertes totales

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées

$\Delta\sigma_{total} = \Delta\sigma_{ins} + \Delta\sigma_{\text{différées}}$

VI.3.11 Application sur les câbles de fléau

Tableau VI-5 Les résultat d'un calcul plus détaillé dans l'Annexe **.**

VOUS	Δσfr	Δσrecu	Δσracou	Δσi	Δσret	Δσflu	Δσrelax	Δσd	Δσtotal
axe VSp	12,043	0,809	2,455	15,30	2,55	1,84	3,23	7,62	22,9
fin vsp	7,073	1,676	2,45	11,204	2,55	2,62	3,32	8,506	19,71
fin vsp 1	7,0565	2,08	2,44	11,58	2,55	2,88	3,22	8,66	20,2
fin vsp 2	6,809	3,23	2,435	12,478	2,55	3,09	3,04	8,68	21,16
fin vsp 3	6,188	3,8405	2,42	12,450	2,55	3,23	3,109	8,89	21,34
fin vsp 4	5,742	4,1357	2,399	12,315	2,55	3,04	3,187	8,77	21,095
fin vsp 5	5,172	6,42927	2,367	13,96	2,55	2,64	2,96	8,15	22,12
fin vsp 6	3,81	8,5987	2,314	14,730	2,55	1,98	2,87	7,41	22,14
fin vsp 7	0,675	9,002	2,20	11,88	2,55	1,31	3,63	7,499	19,384
fin vsp 8	0,45	10,9349	1,893	13,28	2,55	0,72	3,43	6,708	19,99
fin vsp 9	0	11,8349	1,89	13,73	2,55	0,35	3,36	6,27	20,05

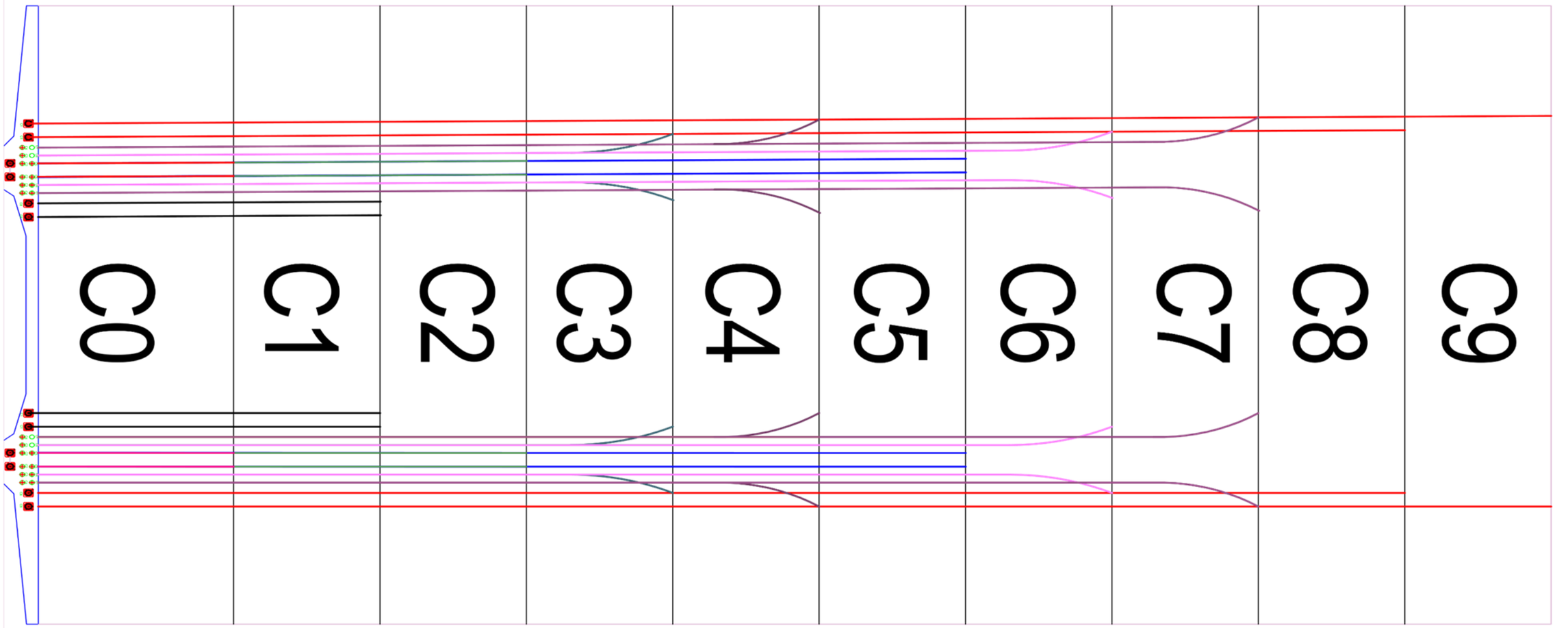


Figure VI-5 vue en plan sue les cables de fleaux

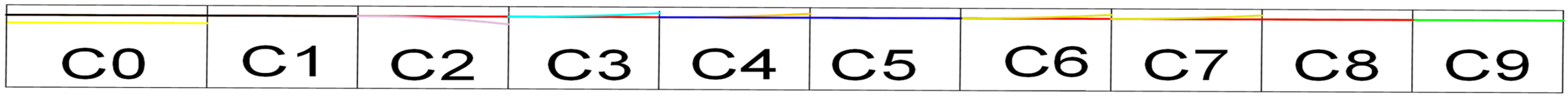


Figure VI-6 vue en elevation sur les cables de fleau

VI.4 Précontrainte de Continuité :

La précontrainte de continuité sont des câbles disposées en fin de construction, lors du clavage des fléaux pour assurer la continuité de l'ouvrage et pour s'opposer les moments positifs. Le câblage de continuité comprend :
-Câbles de continuité intérieurs.
-Câbles de continuité extérieurs.

VI.4.1 Détermination de nombre de câbles de travée intermédiaire :

Pour déterminer le nombre de câbles on utilise le moment maximal déterminé dans le chapitre précédent lors de la modélisation du tablier après l'intégration des câbles de fléau dans le logiciel de calcul en appliquant les formules suivantes :

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{Mv'}{I}}{\frac{1}{S}+\frac{ev'}{I}} \qquad \mathbf{n} \geq \frac{P}{(1-\Delta p).P0}$$

Avec :
P : l'effort de précontrainte.
e = v'-d.
M : Moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable à **ELS** incluant les câbles de fléau **(G + 1.2A(l)2 +ST**).
Δp : Les pertes estimées (25%).
P0: Effort de précontrainte limite qu'un câble de **15T15 S**.

P0 = σ_{p0}.$S_{15T15\ S}$ **=3.348MPA.**

Application numérique :
M = 48892,41 Kn.m (Combinaison de charge la plus défavorable à **l'ELS** incluant les câbles de fléau).
d = 0.125m.
I = 10.77 m⁴.
S = 10.67 m².
v' = 1.69 m.

Résultats :

Tableau VI-6 Nombre de câbles retenu

	Effort de précontrainte P(Mn)	Nombre de câbles n
Valeur	22.61 MN	**10**

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

Tableau VI-7 : Nombre de câbles retenu pour travée principale

Voussoir	M	I	S	v'	e	P	n≥	N retenu
Fin VC03	4543,42	10,733	10,67	1,694	1,569	2,10	0.84	2
Fin VC04	17011,22	10,733	10,67	1,694	1,569	7,87	3.13	4
Fin VC05	30512,84	10,733	10,67	1,694	1,569	14,11	5.62	6
Fin VC06	41446,19	10,733	10,67	1,694	1,569	19,16	7.63	8
Fin VC07	43251,93	10,733	10,67	1,694	1,569	19,99	7.96	8
Fin VC08	46157,01	10,733	10,67	1,694	1,569	21.34	8.50	10
Fin VC09	48262,27	10,733	10,67	1,694	1,569	22,31	8.89	10
Fin Clef	**48892,41**	10,733	10,67	1,694	1,569	22,61	9.00	**10**
Fin VC09	41783,35	10,733	10,67	1,694	1,569	19.32	7.69	10
Fin VC08	36499,88	10,733	10,67	1,694	1,569	16,88	6.72	10
Fin VC07	23990,03	10,733	10,67	1,694	1,569	11,09	4.41	8
Fin VC06	4512,42	10,733	10,67	1,694	1,569	2,086	0.83	8

VI.4.2 Tracé des câbles de continuité :

Les équations et les paramètres du tracé des câbles de continuité en travée centrale en plan et en élévation sont montrés dans les tableaux suivant :

Tableau VI-8 : Tracé des câbles en plan pour la travée centrale.

Câbles	Zi	Zi+1	Xi(m)	Ri(m	remarque	Bi(rad)	Equation
C2	**Variation rectiligne**						
C1,C3	0,2	0,1	1,5	11,25	0,132	0,2	$0.2 - 0{,}044x^2$
C4	0,6	0,3	1,5	3,75	0,38	0,6	$0.6 - 0{,}133x^2$
C5	0,8	0,4	1,5	2,81	0,49	0,8	$0.8 - 0{,}177x^2$

Tableau VI-9 : Tracé des câbles en élévation pour la travée centrale.

Câbles	L	d0	d1	R	Alpha	Equation
C4,C5	**Variation rectiligne**					
C1,C2,C3	3	0,13	0.52	11,54	0.25	$0.0433\ x^2 + 0.13$

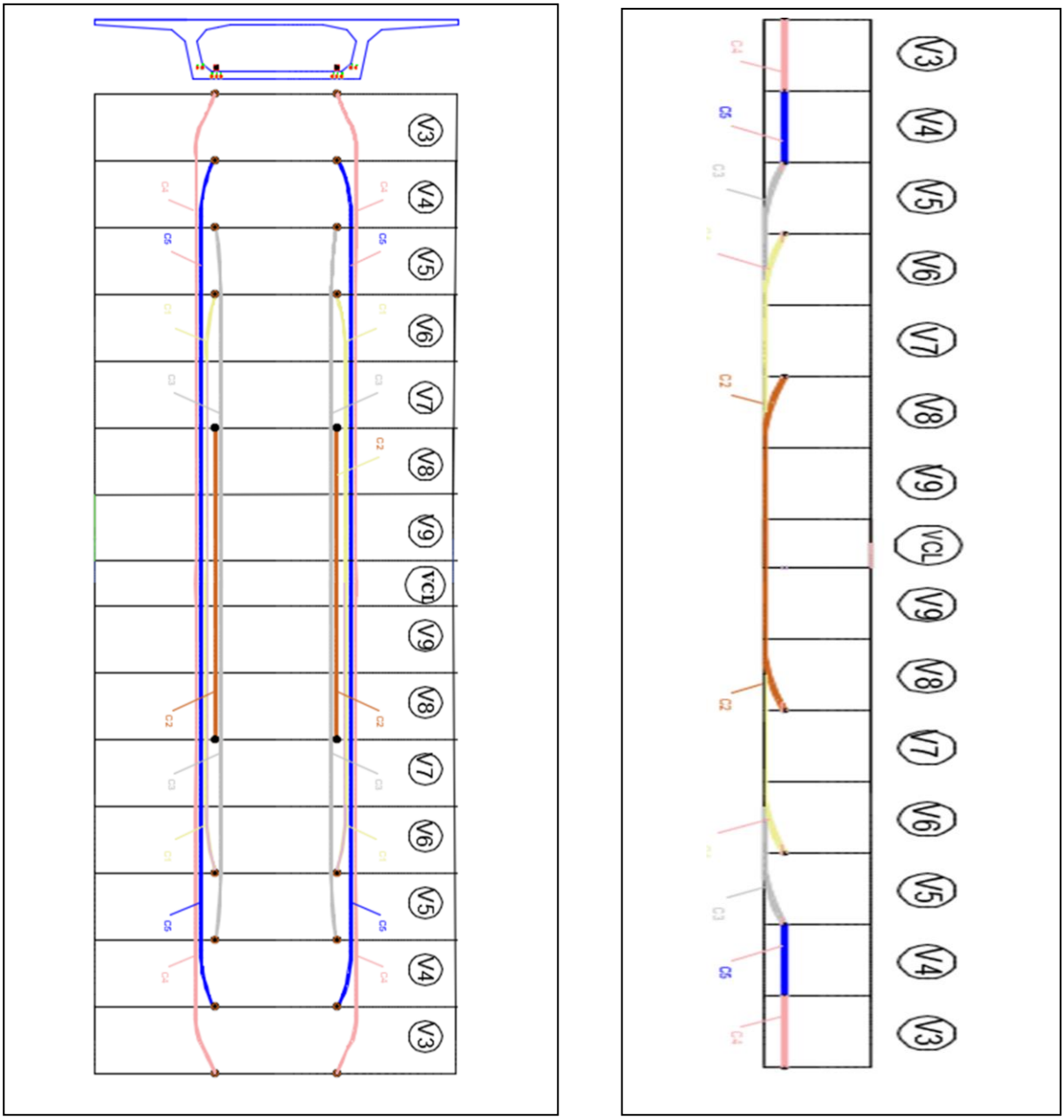


Figure VI-7 Tracé en plan et en élévation des câbles

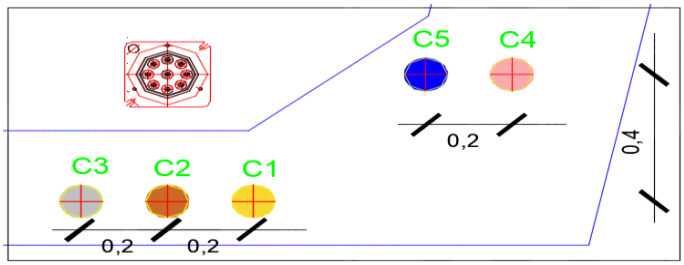


Figure VI-8. Emplacement des câbles de continuité de la travée centrale.

VI.4.3 Détermination du nombre des câbles de continuité en travée de rive :

Les câbles de continuité de travée de rive ont la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

$$\mathbf{P} = \frac{\frac{Mv'}{I}}{\frac{1}{s}+\frac{ev'}{I}} \qquad \mathbf{n} \geq \frac{P}{(1-\Delta p).P0}$$

M : Moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable à **ELS.**
Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI-10 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée centrale.

Voussoir	M	I	S	v'	e	P	n≥	N retenu
Début VSC	0	10,733	10,67	1,694	1,569	0	0	0
Fin VSC	7548,2	10,733	10,67	1,694	1,569	3,49	1,39	2
FIN VC09	9087,81	10,733	10,67	1,694	1,569	4,20	1,67	2
FIN VC08	11218,94	10,733	10,67	1,694	1,569	5,19	2,07	4
FIN VC07	11810,46	10,733	10,67	1,694	1,569	5,46	2,17	4
FIN VC06	12045,42	10,733	10,67	1,694	1,569	5,57	2,223	4
FIN VC05	16712,72	10,733	10,67	1,694	1,569	7,73	3,07	4
FIN VC04	19687,88	10,733	10,67	1,694	1,569	9,10	3,62	**4**
FIN VC03	21329,2	10,733	10,67	1,694	1,569	9,86	3,93	**4**
FIN VC02	7525,91	10,733	10,67	1,694	1,569	3,48	1.39	2

VI.4.4 Tracé des câbles de continuité en travée de rive :

Les résultats du tracé des câbles de continuité en travée centrale sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-11 : Tracé des câbles en plan pour la travée de rive.

Câbles	Zi	Zi+1	Xi(m)	Ri(m	Bi(rad)	Equation
C2	**Variation rectiligne**					
C1	0,2	0,1	1,5	11,25	0,133	$0.2 - 0{,}044x^2$

Tableau VI-12 : Tracé des câbles en élevation pour la travée de rive.

Câbles	L	d0	d1	R	Alpha	Equation
C1,C2	3	0,13	0,52	11,54	0,2543	$0.2 - 0{,}044x^2$

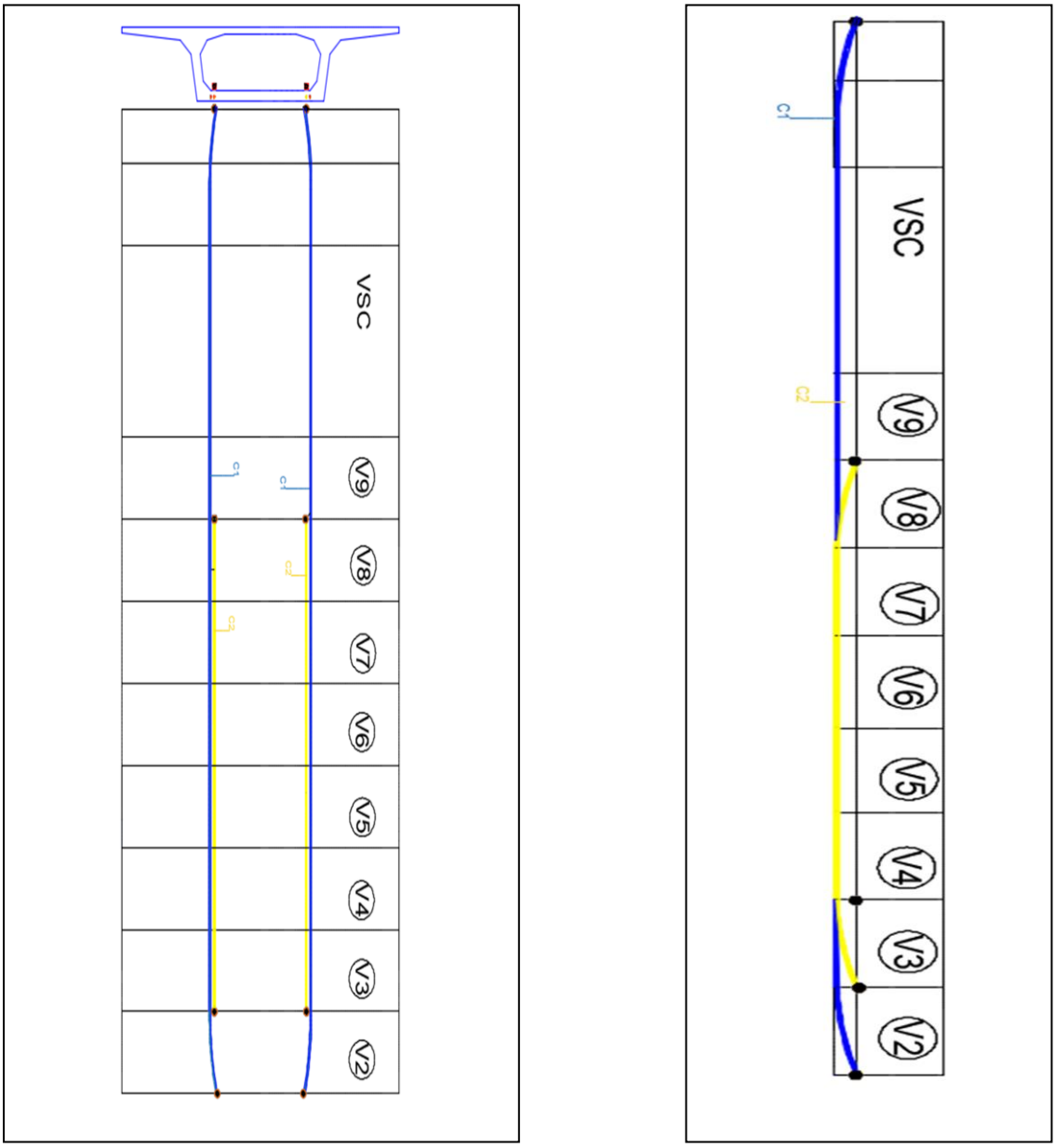


Figure VI-9 : Tracé en plan et en élévation des câbles

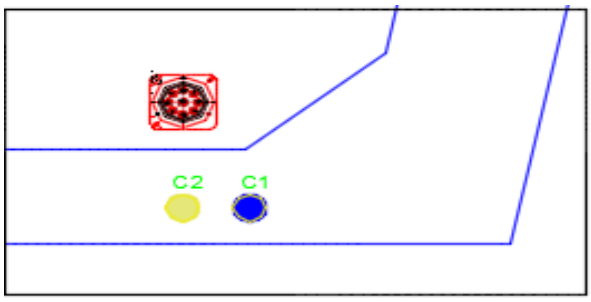


Figure VI-10 : Emplacement des câbles de continuité de la travée de rive.

VI.4.5 Vérification des contraintes :

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage, il y a deux cas de vérification à faire :
Premier cas ou l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure
Le deuxième cas concerne une sollicitation de la structure par son propre poids ainsi que par des charges d'exploitation.
La condition à vérifier est la suivante :

$\sigma_{bt1} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$ dans la fibre supérieure

$\sigma_{bt2} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$ dans la fibre inférieure, avec $\sigma_y = \frac{P}{B} + \frac{Pe0+M}{I} y$

Avec :
P : effort de précontrainte.
e0 : excentricité du câble de précontraint moyen.
M : moment extérieur.
B : surface de la section considérée.
I : inertie de la section considérée.
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Vérification des contraintes en phase de construction :

$\sigma_{bcj} = 0{,}6 \times fc28 = 24$ MPa.
$\sigma_{bt1} = -1{,}5 \times ft28 = -4{,}5$ MPa ; Hors section d'enrobage.
$\sigma_{bt2} = -0{,}7 \times ft28 = -2{,}1$ MPa ; Section d'enrobage.

Les résultats obtenus pour un demi-fléau sont résumés dans le tableau suivant (sont bien vérifiés):

Tableau VI-13 :Vérification des contraintes des fibres extrêmes en phase de construction.

Voussoir	M	I	S	v	e	P	σ sup	σ inf
Axe VSP	148725,53	15.37	21.91	1.18	1.055	90,40	**0.02**	**9.39**
Fin VSP	114589,46	10,73	10,67	1,01	0,885	90,40	**5.19**	**13.92**
Fin VC01	91877,55	10,73	10,67	1,01	0,885	80,35	**5.55**	**10.79**
Fin VC02	71642,9	10,73	10,67	1,01	0,885	70,31	**5.69**	**8.07**
Fin VC03	53885,51	10,73	10,67	1,01	0,885	60,26	**5.58**	**5.74**
Fin VC04	38605,38	10,73	10,67	1,01	0,885	50,22	**5.24**	**3.79**
Fin VC05	25802,51	10,73	10,67	1,01	0,885	40,17	**4.67**	**2.24**
Fin VC06	15476,9	10,73	10,67	1,01	0,885	30,13	**3.87**	**1.07**
Fin VC07	7628,56	10,73	10,67	1,01	0,885	20,09	**2.83**	**0.29**
Fin VC08	2257,48	10,73	10,67	1,01	0,885	10,04	**1.56**	**-0.09**
Fin VC09	0	10.73	10.67	1.01	0,885	5.02	**0.89**	**-0.23**

Vérification des contraintes en phase de service :

Pendant cette phase, il y a deux types de vérifications déférentes :

- Etat à vide : seul le poids propre du tablier est pris en considération.

- Etat en charge : Les charges et les surcharges sont pris en considération.

Nb : Tous les résultats sont résumés dans l'annexe C (les résultats sont tous vérifier).

Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELS:

La partie résistante d'une poutre caisson à l'effort tranchant est représentée par l'âme.
la table supérieure et inférieure sont des éléments travaillent à la flexion. Pour cette raison, il est important de s'assurer que les dimensions de l'âme et des membrures sont suffisantes pour résister aux charges transversales et fléchissant.

Détermination de l'effort tranchant :

L'effort tranchant dû aux charges extérieures :

L'effort tranchant donné par la relation suivante : $\mathbf{V_{ser} = V_g + V_q}$

Avec :

Vg : relative aux charges permanentes.

Vq : relative aux charges d'exploitations.

L'effort tranchant dû à la précontrainte :

Pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d'armature d'intensité **P** et d'inclinaison **α** par rapport à la fibre moyen :

$$\mathbf{V_p = P \times \sin\alpha_{moy}}$$

Selon les combinaisons à l'état limite de service on détermine l'effort tranchant :

$$\mathbf{V_{red} = V_{ser} - V_p}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivant :

$\boldsymbol{\tau}_{max} \leq \min(\tau_1 ; \tau_2)$, avec : $\quad \boldsymbol{\tau = \frac{Vu\ red}{z.bn}}$

$\boldsymbol{\tau_1^2} = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma x]$

$\boldsymbol{\tau_2^2} = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times [0.6\, f_{tj} - \sigma x] \times [f_{tj} + \sigma x]$

Avec :

z : le bras de levier $\mathbf{z = \frac{I}{S}}$, et par simplification $\mathbf{z = \frac{(1+\rho)}{2} \times h.}$

σx : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

τmax : contrainte de cisaillement maximale réduite de service.

Bn : Section nette obtenue en soustrayant les vides de conduits.

Vred : Effort tranchant maximale réduit de service

Sn : moment statique nette de la section nette situé au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.

bn : l'épaisseur nette de l'âme est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme : **bn = 2(b0-nkΦg)** avec : **k=0.5**

Application numérique :

V_{ser} = 12,03 Mn.m
V_p = 0.6 Mn.m (calculé à partir de logiciel de calcul)
V_r = 11.43 Mn.m
f_{c28} = 40 MPA .
f_{t28} = 3 MPA .
z = 2.15 m

τ max = 2.66 Mn.m
σ_x = 8.58 MPA
τ_1 = 3.73MPa
τ_2 = 5.18 Mpa

Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU:

La justification des éléments constitutifs d'une poutre, en termes d'état-limite ultime, implique une vérification de la résistance des armatures transversales ainsi que des bielles comprimées.
La justification des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état limite ultime comportent la vérification de la résistance des armatures transversales et celles des bielles comprimés.

$$\frac{At \times fe}{bn \times St \times \gamma} \geq [\tau u - \frac{ftj}{3}] \times \tan(\beta u)$$

At : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
St : Espacement de deux cours de ces armatures.
fe : limite d'élasticité de l'acier,
bn : largeur nette de la section d'appui.
βu : L'angle que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre.

$V_{Comb\text{-}ELU}$ = 16.72 Mn
f_{c28} = 40 MPA .
f_{t28} = 3 MPA .
βu = 30 °
fe = 500 MPA.
γ_s= 1,15 .

$\frac{At}{St} \geq 48,12$ **cm²/cm.**

.Conclusion :

L'étude du précontraint permis d'évaluer l'efficacité de la variante retenu en prenant en compte le câblage proposé afin d'améliorer le fonctionnement de l'ouvrage.

CHAPITRE VII
Etude Transversale

VII.1 Introduction:

L'étude précédente se concentrait uniquement sur la flexion longitudinale du tablier, permettant de déterminer les câbles longitudinaux de précontrainte.
Cependant, il est également nécessaire de définir les armatures transversales dans les âmes et les hourdis, et de considérer des efforts non pris en compte précédemment, comme les variations de A(L) et les efforts de torsion.
Ce chapitre vise à modéliser les phénomènes transversaux avec un outil numérique, en se concentrant sur l'analyse transversale, le dimensionnement des armatures transversales et des cadres. La section en caisson sera modélisée par des éléments barres.
Le ferraillage sera conçu en fonction des moments défavorables engendrés par les chargements.

VII.2 Evaluation des efforts transversaux :

VII.2.1 1 Modélisation :

La modélisation se fait à l'aide de logiciel de base élément finis « **CSI BRIDGE »,** La section est modélisée par un portique fermé, appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes sur des appuis double à l'extrémité de chaque âme.
On prendra une largeur de caisson égal à 1 mètre, Les différentes charges et surcharges sont disposées dans la section transversale comme c'est mentionné dans le **RCPR** en prendre en compte les cas les plus défavorables, le ferraillage sera calculé à l'aide de logiciel **ROBOT EXPERT.**

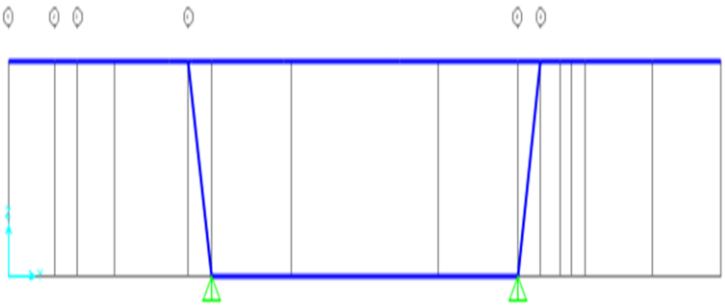


Figure VII-1 Modélisation de voussoir courant

VII.2.2 Déférentes charges : Les charges permanentes :

- **Le poids propre de voussoir**
- **Revêtement et étanchéité :**

$P_{rev} = 24 \times 0,08 + 0,03 \times 15 = 2,37$ Kn/m.

- **Trottoir :**

$P_{tro} = 0,2 \times 25 = 5$ Kn/m.

- **Corniche :**

$P_{cor} = 0,17 \times 25 \times 1 = 4,25$ Kn.

- **glissière :**

$P_{glis} = 0,65$ Kn/m.

- **Gard corps :**

$P_{cor} = 0,75$ Kn/m.

Les charges d'exploitation :

-Système de charge A(l).

- Système de Charge Bc et Bt.

-Convoi milliaire Mc120.

-Charge exceptionnelle D240.

VII.2.3 Combinaison de charge :

Tableau VII-1 Combinaison de charge :

Combinaison		G	A(l)	Bc	Bt	Mc120	D240	St
ELU	COMB 1	1.35	1,6	0	0	0	0	1,6
	COMB 2	1.35	0	1,6	0	0	0	1,6
	COMB 3	1.35	0	0	1,6	0	0	1,6
	COMB 4	1.35	0	0	0	1.35	0	0
	COMB 5	1.35	0	0	0	0	1.35	0
ELS	COMB 1	1	1,2	0	0	0	0	1
	COMB 2	1	0	1,2	0	0	0	1
	COMB 3	1	0	0	1,2	0	0	1
	COMB 4	1	0	0	0	1	0	0
	COMB 5	1	0	0	0	0	1	0

VII.2.4 Résultats :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 Les Moments dans les différents éléments du voussoir

	Mmax(KN.m)		Mmin(KN.m)	
	Mult	Mser	Mult	Mser
Hourdis supérieure	358,97	269,01	-528,02	-395,55
Hourdis Inferieure	27,78	20,59	-67,13	-47.06
Ame	422,21	318,37	-67,13	-47.06

VII.3 Ferraillage:

Les voussoirs sont segmentés en différents composants, à savoir :

- Une dalle supérieure qui subit une flexion simple.
- Une dalle inférieure qui subit également une flexion simple.
- Deux âmes qui travaillent en flexion composée.

VII.3.1 Exemple de ferraillage de l'hourdis inférieur :

Les fissurations sont jugés préjudiciables, alors le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'**ELS**.

Application Numérique :

❖ **Nappe supérieure :**

b = 1m (on calcule le ferraillage par mètre linéaire).
h = 0.35 m, **c** =0.05m, **Mser** = -47.06 MN.m
σ_{bc} = 24 MPA. σ_{st} = 250 MPA, f_{tj} = 3 MPA.
d = 0.9 × h = 31,5cm.
$x = \frac{15\times\sigma bc}{15\times\sigma bc+\sigma st}.d$ = 18,59 cm.
$z = d - \frac{x}{3}$ = 25,3 cm.
M1 = 0.5 × b × x × σ_{bc} × z = 0.564 MN.m
M1 > Mser **……..….Section sans armature comprimés (S.S.A.C)**
Aser = Mser/(z × σ_{st}) = 7.43 cm² …On propose une nappe de **4HA16.**
C.N.F : $A_{s\,min}$ = 0.23 × (f_{tj} / f_e) × b × d = 4,35 cm².

$A_{s\,min}$< Aser **Condition de Non fragilité est vérifiée.**

❖ **Nappe inférieure :**

b = 1m (on calcule le ferraillage par mètre linéaire).
h = 0.35 m, **c** =0.05m, **Mser** = 20.59 MN.m
σ_{bc} = 24 MPA. σ_{st} = 250 MPA, f_{tj} = 3 MPA.
d = 0.9 × h =31,5cm.
$x = \frac{15\times\sigma bc}{15\times\sigma bc+\sigma st}.d$ = 18.6 cm.
$z = d - \frac{x}{3}$ = 25.3 cm.
M1 = 0.5 × b × x × σ_{bc} × z = 0.564 MN.m
M1 > Mser **……..….Section sans armature comprimés (S.S.A.C)**
Aser = Mser/(z × σ_{st}) = 4,52 cm² …On propose une nappe de **4HA14.**
C.N.F: $A_{s\,min}$ = 0.23 × (f_{tj} / f_e) × b × d = 4,35 cm²

$A_{s\,min}$< Aser **Condition de Non fragilité est vérifiée.**

VII.3.2 Ferraillage passif des voussoirs :

Tableau VII-3 : Ferraillage passif du voussoir

	Section	Transversal		Longitudinal
VC	Hourdis supérieure	Nappe sup	13HA32	7HA25
		Nappe Inf	14HA25	5HA25
	Hourdis Inferieure	Nappe sup	4HA16	4HA12
		Nappe Inf	4HA14	4HA10
	Ame	Nappe externe	8HA25	5HA20
		Nappe interne	6HA20	5HA14

Les diagrammes des moments et ferraillage sont représentés dans **l'annexe.**

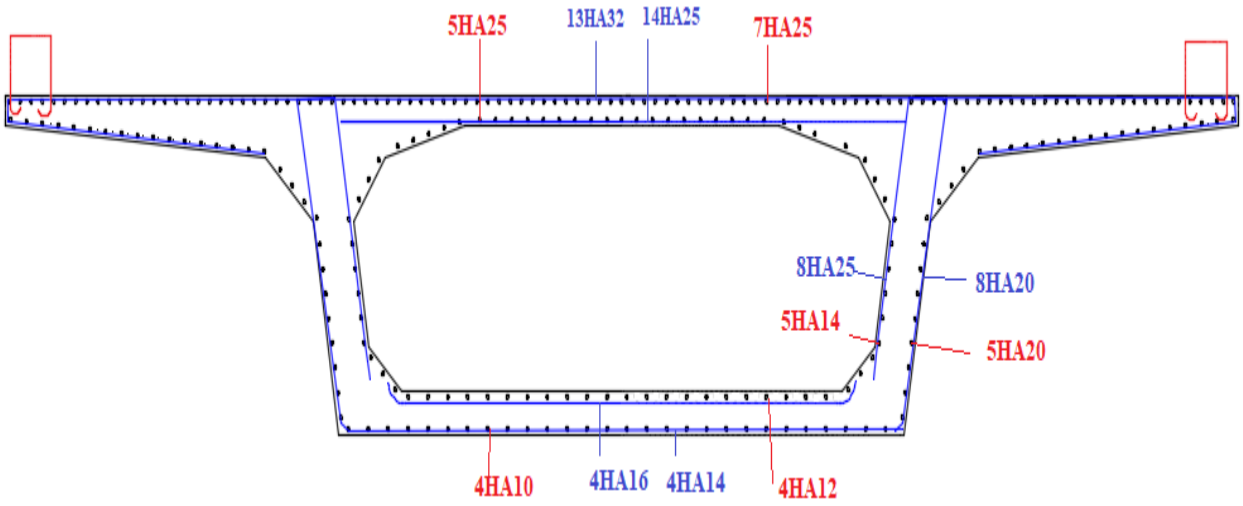


Figure VII-2 : Plan de ferraillage de voussoir courant

XI.4 Etude de bossage :

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

A l'ancrage du câble, il en résulte localement des efforts tangents entre le bossage et le hourdis, et une poussée au vide du droit de la courbure du câble et des efforts de flexion dans le hourdis.

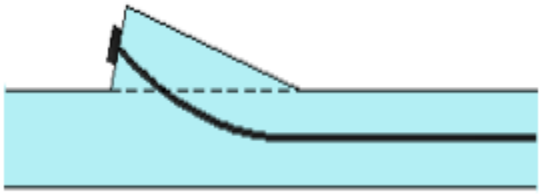


Figure VII-3 : Bossage d'ancrage

XI.4 .1 Ferraillage de bossage :

Pour un effort à l'ancrage F et avec $\sigma_s = (3/4/) fe$ on prévoir les armatures suivantes reparties en trois groupes précisés sur le schéma qui suit :

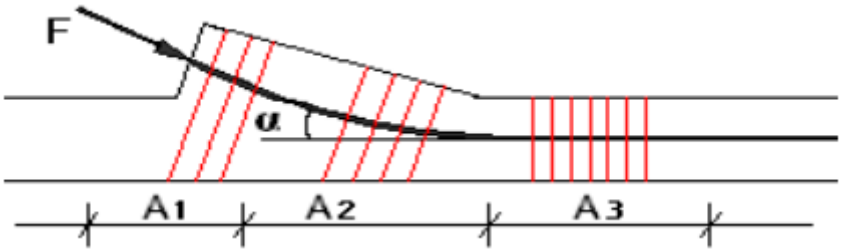


Figure VII-4 Disposition de ferraillage

L'effort maximal ne s'exerçant qu'à la construction et diminuant par la suite:

1) Armature sa section total A1 formant tirant en tête de consol.

$$A1 = \frac{F}{\sigma s}(0.5\text{-}\sin\alpha)$$

2) armatures de couture de section totale A2 reparties entre la tête de bossage et le début de la courbe du câble.

$$A2 = \frac{F}{\sigma s} \times 0.5$$

3) armatures de section totale A3 destinée à reprendre la poussée au vide le long de la zone courbe du câble.

$$A3 = \frac{F}{\sigma s} \times \sin\alpha$$

❖ **Bossage à un seul ancrage**

P0 = 3.34 MN pour 15T15S.

✓ **Armature de tirant :**

$A1 = \frac{F}{\sigma s}(0.5-\sin\alpha) = \frac{3.34}{434.78}(0.5-\sin 14) = 19.86$ cm² Soit : **7HA20**

✓ **Armature de couture :**

$A2 = \frac{F}{\sigma s} \times 0.5 = \frac{3.34}{434.78} \times 0,5 = 38,47$ cm² soit : **5HA32**

✓ **Armature de poussée à vide :**

$A3 = \frac{F}{\sigma s} \times \sin\alpha = \frac{3.34}{434.78} \times \sin 14 = 18.61$ cm² soit : **4HA25**

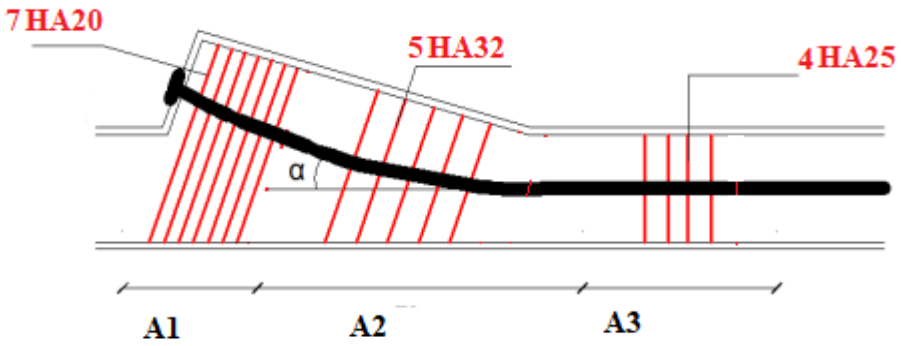


Figure VII-5 : Ferraillage de bossage d'ancrage

CHAPITRE VIII :

Equipements du tablier et étude sismique

VIII.1 Introduction:

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes Engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois manières :

- **La méthode de l'analyse modale spectrale**.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

VIII.2 L'appareil d'appui :

VIII.2.1 Introduction :

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux. Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d"éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

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

- ✓ Les appareils d'appuis en béton.
- ✓ Les appareils d'appuis spéciaux.
- ✓ Les appareils d'appuis en acier.
- ✓ Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

VIII.2.2 Le type d'appareil d'appui choisit :

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en oeuvre.
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle.
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ✓ Ils n'exigent aucun entretien.
- ✓ Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent .ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

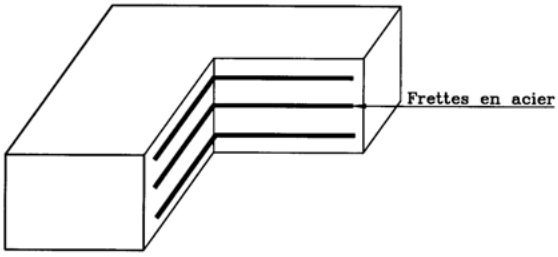


Figure VIII-1 Constitution d'un appareil d'appui

VIII.2.3 .Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis :

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU .

NB : on utilise pour la partie voussoir ; 2 appareils d'appui au niveau des appuis de rive et 4 appareils d'appuis au niveau des appuis intermédiaires.

Tableau VIII-1 : Evaluation des réactions pour un seul appareil d'appui

CHARGE	culee1	pile1	pile2	culee2
G	2607,78	4771,73	4771,74	2607,78
1,35G+1,6A(l)+St	3268,74	7335,73	7335,73	3268,75
1,35G+1,6BC+St	5458,99	7727,84	7727,84	5458,99
1,35G+1,35D240	3853,41	6763,75	6763,75	3853,41268
1,35G+ 1,35MC120	3442,86	5804,33	5804,33	3442,86

Tableau VIII-2 : Evaluation des efforts verticaux sur chaque appareil d'appui

Réaction	appui de rive	appui intermédiaire
F_{zgmin}(KN)	2607.783701	4771,738258
F_z(KN)	5458,996994	7727,841489
F_{zmin}(KN)	3268,745673	5804,332749

la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre **20** et **25 MPa** sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

Dans notre exemple, nous partirons sur la valeur haute de la fourchette soit : 25 **MPa**.

On obtient donc, pour la réaction verticale maximale :

$$\frac{F_z}{A'} \leq 25\ MPa\ et\ \frac{F_{zgmin}}{A'} \geq 3\ Mpa$$

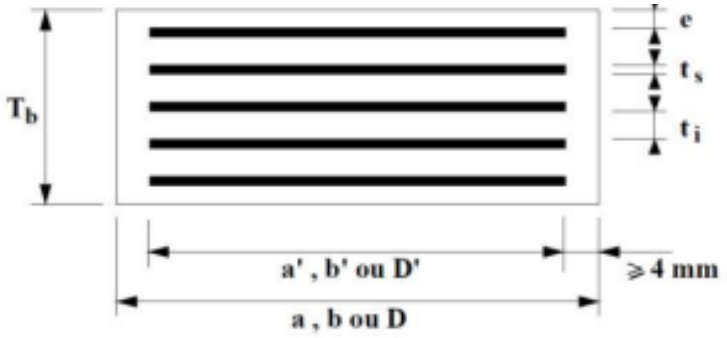


Figure VIII-2 : Dimensionnement en plan des appareils d'appui.

En fonction du nombre n de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

Tb : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui :

Tb = n (ti + ts) + ts + 2 e

Te : épaisseur nominale totale d'élastomère :

Te = n ti + 2 e

Tq : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur.

Tq = n ti + 2 e si **e > 2,5 mm**

Tq = n ti si e ≤ 2,5 mm

En effet, si l'épaisseur nominale de l'enrobage est supérieure à 2,5 mm, elle doit être prise en compte dans le calcul, en deçà elle est négligée (EN § 5.3.3).*

Tableau VIII-3 : L'épaisseur ti est en fonction des dimensions en plan

	appui de rive	appui intermediere
A'max	0,869261234	1,590579419
A'min	0,21835988	0,30911366
A*B (mm)	600*600	600*700
Ti	16 mm	16 mm

❖ **Hauteur nette d'élastomère**

La condition habituellement prépondérante est celle de εq liée au déplacement horizontal maximal. Celui-ci est dû, essentiellement, au déplacement imposé par la température uniforme sur la structure plus éventuellement le déplacement dû à la force de freinage

$\boldsymbol{\varepsilon_q = \frac{V_x}{t_q}}$ Avec : $\boldsymbol{V_x = V_t + V_{fl} + V_{ret} + V_{fre}}$

$\boldsymbol{V_t, V_{ret}}$= déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait.

$\boldsymbol{V_{fre}}$= déplacement horizontal maximal dû au freinage.

Le déplacement horizontal dû à la variation uniforme de température est ; **VxT = ƐT** × **|Xi|**

ƐT : coefficient de la température ; ƐT = α × ΔT

α = 10^-5 °C : coefficient de dilatation thermique de béton armé.

ΔT = 30°C : variation uniforme de température, égale à la différence entre les températures extrêmes enregistréeset la température initiale moyenne au moment de réalisation de l'ouvrage).

|Xi| : distance entre l'appareil d'appui et le centre de rigidité du tablier ; |Xi| = |xi - Xcr|

Xcr = $\frac{\sum ki\, Xi}{\sum Ki}$

Ki : rigidité longitudinale 'statique' de l'appui considéré.

- Effet de déformations différées (retrait et fluage du béton) :

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au retrait de béton est ; Vxr = Ɛr × |Xi|

Ɛr = 2 ×10^-4 : coefficient de retrait pour un climat tempéré.

Le déplacement (raccourcissement) horizontal dû au fluage de béton est en fonction des contraintes normales appliquées. Il est tenu en première approximation ; Vxf = Ɛf × |Xi|

Ɛf = 2.5×10^-4: coefficient de fluage à t = 0 au moment d'application de la contrainte σb.

❖ **Effet de freinage :**

Le déplacement horizontal maximal dû au freinage est donné par :

$$\boldsymbol{V_{Fr} = \frac{H * T_q}{2 * G * A * B}}$$

H : effort de freinage dans chaque appui $\boldsymbol{H_{Fr} = \frac{F_{FrTOT}}{n\ appui}}$

$\boldsymbol{H_{Fr} = \frac{F_{FrTOT} \sum KiXi}{\sum Ki}}$

$F_{FrTOT} : effort\ de\ freinage\ maximal$

$= \max(F_{A(l)}, F_{(Bc)})$

Ki : dans ce cas, est la rigidité longitudinale 'dynamique' de l'appui considéré.

G : module de cisaillement d'élastomère ; G = 0.9 MPa pour les déformations lentes, et 2G = 1.8 MPa pour les efforts dynamiques (freinage, vent, force centrifuge) et G = 1.2 MPa pour les calculs sismiques.

Tableau VIII-4 : Evaluation des déplacements horizontaux maximale

	Appui de rive	Appui intermédiaire
l(m)	76,95	33,95
Vxt	23,085	10,185
Vxr	15,39	6,79
Vxf	19,2375	8,4875
Ffr	360	360
Nombre D'appareille d'appuis	12	12
Vxfre	0,0371*Tq	0,0318*Tq

$V_x = V_t + V_{fl} + V_{ret} + V_{fre}$ et $\varepsilon_q = \frac{V_x}{t_q} \leq 1$

Tableau VIII-5 : Dimensionnement de la hauteur nette d'élastomère

Deplacement	Appui de rive	Appui intermédiaire
V_x	55,404+0,0371*Tq	24,44+0,0318*Tq
tq	57,54183916	25,24802951

VIII.2.4 Dimensionnement des frettes :

Les frettes doivent avoir au moins 2 mm d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime :

$$t_s \geq \gamma_m \frac{2{,}6\, F_Z\, t_i}{A_r\, F_y}$$

γ_m : coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1.

F_y: limite élastique de l'acier qui compose les frettes, soit 235 MPa pour l'acier S235.

Ar : surface réduite ou surface en plan effective, vaut ; $\mathbf{Ar} = A'\left(1 - \frac{V_x}{a'}\right)$

Tableau VIII-6 : Dimensionnement des frettes

Dimension	appui de rive	appui intermédiaire
convoi	5101,67	8372,71
Vx	61,94288889	26,99161905
A'r	219028,5556	299973,0084
Ts >	0,004123226	0,004940937
Ts	4mm	5mm

Dimensions retenus :

Tableau VIII-7 : Dimensions des appareils d'appui retenu

	appui de rive	appui intermédiaire
A*b	0,6*0,6	0,7*0,6
enrobage	5mm	5mm
A'	0,25	0,3
Ti	16	16
e=Ti/2	8	8
n	5	5
Te	96	96
Ts	5	6
n+1	6	6
Tb (mm)	126	132

VIII.2.5 Calcul exacte des déplacements horizontaux :

Une fois les appareils d'appui sont dimensionnés, on doit prendre en considération leurs souplesses, aussi celles des piles, pour calculer la position exacte des centres de rigidité de chaque tablier, et la répartition exacte des efforts de freinage entre les différents appuis.

❖ **Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis**

Les raideurs des différents appuis se calculent comme suit :

$$K_{appa} = \frac{n*G*A*B}{t} \qquad K_{Pile} = \frac{3*E*I}{h^3} \qquad K_{appa} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appa}}+\frac{1}{K_{PILE}}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur.
G : module de cisaillement de l'appareil d'appui (G = 1.8 MPa en cas dynamique).
a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur net d'élastomère.
E : le module de déformation instantanée du béton (fc28 = 27 MPa E = 33 000 MPa).
I : inertie longitudinale d'un fût.
h : hauteur du fût de pile.

Tableau VIII-8 : Evaluation des raideurs statiques et dynamiques des appuis

	Culé1	Pile 1	Pile 2	Culé 2
h	infinie	9.32	11.06	Infinie
Inertie	infinie	115.38	115.38	infinie
Kpile(MN/m)	1000000	14109	8443	1000000
n	2	4	4	2
Kappr	10.28	22.91	22.91	10.28
Kpile trensv	100000	10135	6064	100000
Kappui tot	10.28	22.87	22.85	22.82
Kappui trens	10.28	22.85	10.28	10.28

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

VIII.2.5.1 Evaluation des déplacements horizontaux :

Tableau VIII-9 : Evaluation des déplacements horizontaux

	Xi	Xcr	$\|xi - xcr\|$	Vxt	Vxretrait	Vxfluage	Vxfr	Vx
culé 1	0	47,3	47,3	14,2	11,8	118E+01	0 ,0216	46,2
pile1	43	48,3	5,29	1,59	1,32	1,32	0,0240	5,21
pile2	107	48,3	58,7	17,6	14,7	14,7	0,0239	57,4
culé2	153,9	48,3	107	31,7	26,4	26,4	0,0216	103

VIII.2.6 Vérifications du dimensionnement selon la norme NF EN 1337-3 :

VIII.2.6.1 : Stabilité au flambement : La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes

$$\frac{F_z}{A_r} \leq \frac{2 * G * a' * S_1}{3 * T_e}$$

On appliquera cette formule avec la réaction maximale de la combinaison fondamentale ayant le plus fort rapport

F_z/A_r, et avec un module égal à 0,9 MPa .

S_1 : Le coefficient de forme $S_1 = \frac{a' * b'}{2 * t * (a+b)}$

$$\sigma_m = \frac{F_z}{A_r} \qquad \sigma_{lim} = \frac{2 * G * a' * S_1}{3 * T_e}$$

VIII.2.6.2 Vérification Traction dans les frettes :

Tableau VIII-10Vérification de traction dans les frettes

	appui de rive	appui intermediere
Convoi Bc(Kn)	3365,65	7384,75
Vx(mm)	103,211	57,394
A'r(mm²)	198394,190	271302,9271
S1	7,8125	8,522
σ_m ***Mpa***	16,964	27,219
σ_{lim} **Mpa**	48,82	63,920
Observation	VRAI	VRAI

$$t_s \geq \gamma_m \frac{2{,}6\, F_Z\, t_i}{A_r\, F_y} \wedge$$

γ_m : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1.
F_y: Limite élastique de l'acier qui compose les frettes, soit 235 MPa pour l'acier S235.
Ar : surface réduite ou surface en plan effective, vaut ; **Ar** $= A'(1 - \frac{V_x}{a'})$

Tableau VIII-11 :Vérification de déformation des appareils d'appui

	appui de rive	appui intermédiaire
Convoi Bc	3365,65	7384,75
Vx(mm)	103,211	57,394
A'r(mm²)	198394,19	271302,9
Ts (mm)	0,003003	0,004818444
Ts retenue	5 mm	6 mm
Observation	VRAI	VRAI

VIII.2.6.3 Condition de non-glissement :

$F_{xy} \leq \mu_e * F_z$ et $\frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3Mpa$

Avec :

$F_{z,Gmin}$ Réaction minimale sous charges permanentes ;
Fz et Fxy Réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables ;
μ_e Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.
$\mu_e = 0{,}1 + \frac{1{,}5K_f}{\sigma_m}$

$K_f = 0{,}6$ *pour le beton* et $\sigma_m = \frac{F_z}{A_r}$

Tableau VIII-12 : Vérification de condition de non-glissement

Vérification	appui de rive	appui intermediere
convoi(KN)	3365,65	7384,75
Vx	103,2116192	57,39414
Fz	3268,745	5804,332
A'r	217704,80	282037,95
μe	0,15994	0,143731842
μe*Fz	538,30	1061,423
Fxy	281,29	296,9
FzGmin	2607,783	4771,738
FzGmin/Ar	11,9785	16,918
Observation	Vrai	Vrai

VIII.2.6.4 Limitation de la distorsion :

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime

$\varepsilon_{tot} = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$ et $\varepsilon_q < 1$

Dans cette formule :

• K_L est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général. Ce coefficient peut être porté à 1,5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes .

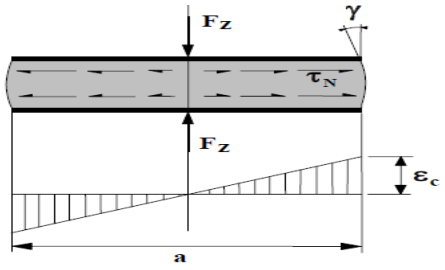
εc, εq et εα sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

0,003 radian dans le cas des méthodes de pose dites conjuguées ;

• 0,010 radian pour les structures posées directement sur les appareils d'appui.

Ce défaut de pose sera ajouté à la plus grande des rotations α_a ou α_b.

❖ **Comportement sous effort normal**



Sous un effort normal centré Fz, on constate une répartition linéaire de la distorsion εc liée au cisaillement τN dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui.

Elle est donnée par la formule (EN § 5.3.3.2) :

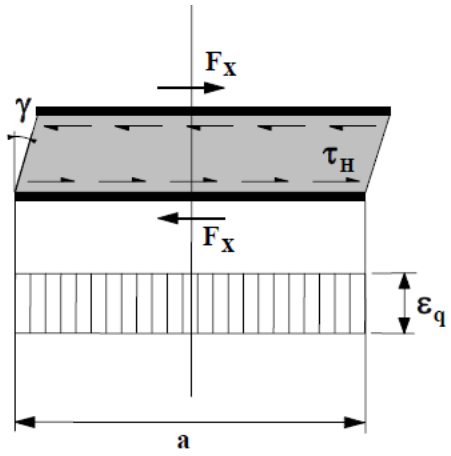
$$\varepsilon_c = \frac{1{,}5 * F_Z}{G * A_r * S}$$

❖ **Comportement sous effort horizontal :**

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion εq liée au cisaillement τH dans l'élastomère.

Sous un déplacement Vx ou sous un effort horizontal Fx, la distorsion est donnée par la formule (EN § 5.3.3.3) :

$$\varepsilon_c = \frac{F_Z}{G*A*B}$$



Dans ces formules, le module G sera pris égal à 0,9 MPa pour les chargements statiques et à 1,8 MPa sous les actions dynamiques (*cf.* 3.2.2). D'autre part, le projeteur devra composer vectoriellement les efforts longitudinaux et transversaux suivant les combinaisons d'actions du chapitre 4 du présent document (pour obtenir un effort Fxy) lorsque le cas se présentera.

Figure VIII-3 *: distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontal*

Comportement sous une rotation d'axe horizontal

La valeur de la distorsion ε , sous l'effet de rotations αa et αb d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par **(*EN § 5.3.3.4*)** :

$$\varepsilon_q = \frac{(a'^2*\alpha_a + b'^2*\alpha_b)t_i}{2*\sum t_i}$$

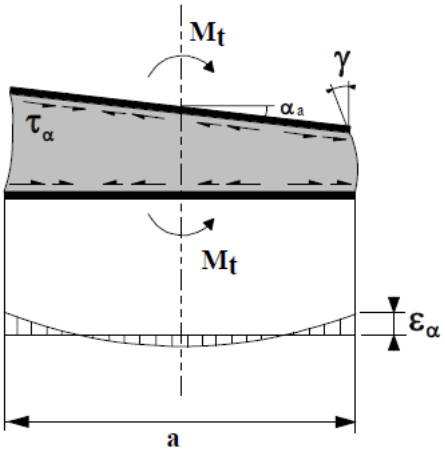


Figure VIII-4 *: distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal*

Tableau VIII-13 Vérification de déformation des appareils d'appui

Verification	Appui de rive	Appui intermediere
Convoi Bc (Kn)	3365,65	7384,75
εc	3,298	5,12035
εq	0,434	0,458
α	0,0023	0,0022
αa	0,001	0,001
εα	0,3222	0,6125
εt	4,0544	6,1910
Observation	Vrai	Vrai

VIII.2.6.5 Stabilité en rotation :

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime. On doit vérifier (EN § 5.3.3.6) :

$$\sum \boldsymbol{V_z} \leq \frac{\boldsymbol{\alpha_a} * \boldsymbol{a'} + \boldsymbol{\alpha_b} * \boldsymbol{b'}}{\boldsymbol{K_r}}$$

avec :

α_a et $\alpha_b$rotations d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui ;

K_r coefficient égal à 3 .

La norme NF EN 1337-3 (§ 7.1.4) n'est pas claire sur les valeurs à adopter pour les défauts de pose, ni sur la façon de les prendre en compte. Les valeurs forfaitaires suivantes sont donc proposées :

• 0,003 radian dans le cas des méthodes de pose dites conjuguées ;

• 0,010 radian pour les structures posées directement sur les appareils d'appui.

Ce défaut de pose sera ajouté à la plus grande des rotations α_a ou α_b.

$$\boldsymbol{V_{zmin}} = \frac{\boldsymbol{\alpha_a} * \boldsymbol{a'} + \boldsymbol{\alpha_b} * \boldsymbol{b'}}{\boldsymbol{K_r}}$$

$$S_i = \frac{A'}{I_P t_e} \qquad I_P = 2 * (a' + b')$$

$$t_e = \begin{cases} te = ti \ \ pour\ les\ feuilletete\ descouche\ interne \\ te = 1{,}4\ ti \ \ pour\ les\ feuilletete\ descouche\ eterne \end{cases}$$

$$\boldsymbol{V_z} = \sum \frac{\boldsymbol{F_Z} * \boldsymbol{ti}}{\boldsymbol{A'}} \left(\frac{\boldsymbol{1}}{\boldsymbol{5GS_1^2}} + \frac{\boldsymbol{1}}{\boldsymbol{E_b}} \right)$$

Tableau VIII-14 Vérification de stabilité en rotation des appareils d'appui

	Verification	Appui de rive	Appui intermédiaire
	CONVOI	3365,65	7384,75
S_i	**couche interne**	7,8125	9,375
	couche externe	5,5803	6,6964
V_{Zi}	**couche interne**	0,4998	0,833
	couche externe	0,876	1,1728
	somme VZ	4,2516	6,514
	Vzmin	0,9158	0,989
		VRAI	VRAI

VIII.3 ETUDE SISMIQUE

VIII.3.1 Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes Engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être menée par trois manières :

VIII.3.2 La méthode de l'analyse modale spectrale :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

VIII.3.3 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudie et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 2** (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **III** (sismicité tresé levé).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.3**(RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), **ξ = 5 %**.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est **G = 1.2 MPa**.

VIII.3.4 L'analyse monomodale :

❖ **Mode totale mise en mouvement par le mode fondamental :**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieur a 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles MP doit être inferieur a 43% de la masse du tablier

$Mpile \leq 0{,}43\ Mtablier$

Tel que :

G : le poids total du tablier.

A : 20% des charges d'exploitation routières pour ponts routier urbains.

Mtotale=Mtablier =50906,857

Mtotale = 50906,857Tonne

Mpile=11,1*(27)*(10,06)+2*(7,1*5)*27+11,1*(27)*(8,32)= 7425,486 KN

$$\frac{Mpile}{Mtablier} = 13{,}4\%$$

$$\leq 43\% \qquad VERIFIER$$

❖ **Angle de biais:**

L'angle de biais doit être > 70gr et les raideurs longitudinales et transversales totale des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Il s'agit d'un pont sans biais **Condition vérifiée**

❖ **Courbe du pont**

Il s'agit d'un pont avec un grand rayon (en plan) = 2500 m ***Condition vérifiée***

❖ **Symétries transversales :**

La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$e_{th} \leq 5\%\ L$

$e_{th} = |cdm - cdt|$

Cdm : centre de masse 76,95

Cdt : le centre élastique des appuis

$$K_{c1} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appe}} + \frac{1}{K_{culle}}} = K_{appe} = \frac{n*G*A*B}{t} = \frac{2*1{,}8*0{,}6*0{,}6}{0{,}126} = 10{,}3\ MN/m$$

$$K_{pile1} = \frac{3*E*I}{h^3} = \frac{3*33000*73{,}46}{11{,}06^3} = 14109{,}63 \text{ MN/m}$$

$$K_{pile1} = \frac{3*E*I}{h^3} = \frac{3*33000*73{,}46}{9{,}32^3} = 8443{,}02 \text{ MN/m}$$

$$K_{P1} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appe}} + \frac{1}{K_{pile1}}} = 22{,}87 \text{ MN /m}$$

$$K_{P2} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appe}} + \frac{1}{K_{pile2}}} = 22{,}84 \text{ MN /m}$$

$$Cdt = \frac{\sum KiXi}{\sum Ki} = 75{,}59 \text{ m}$$

$e_{th} = |cdm - cdt| = |76{,}95 - 75{,}59| = 1{,}36 \leq 7{,}695\ m$ **Condition vérifiée**

Calcule de la période :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K}} = 2 * 3{,}14 * \sqrt{\frac{5516{,}22}{66{,}35}} = 1{,}74\ s$$

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période **T** du mode propre considéré dans la direction considérée.
A : coefficient d'accélération de zone. **A = 0.3**
g : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s2**
S : coefficient du site **S = *f* (S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).
T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) :

$$\boldsymbol{Sae^H}\ \textbf{(T, ξ)} = \begin{cases} \boldsymbol{Ags\left(1 + \frac{T}{T_1}(2{,}5\eta - 1)\right)} & \boldsymbol{0 \le T \le T_1} \\ \boldsymbol{2{,}5\eta Ags} & \boldsymbol{T_1 \le T \le T_2} \\ \boldsymbol{2{,}5\eta Ags\left(\frac{T_2}{T}\right)} & \boldsymbol{T_2 \le T \le 3s} \\ \boldsymbol{2{,}5\eta Ags\left(\frac{3T_2}{T^2}\right)} & \boldsymbol{T \ge 3s} \end{cases}$$

T=1,74 *s* comprise entre $\boldsymbol{Sae^H}\ \textbf{(T, ξ)} = \boldsymbol{2{,}5\eta Ags\left(\frac{T_2}{T}\right)}$ $\boldsymbol{T_2 \le T \le 3s}$

$\boldsymbol{T_2 = 0{,}4\ s}$ $\boldsymbol{Sae^H}$ **(T, ξ) =2,5 *1,1*0,3*9,81*** $\boldsymbol{\left(\frac{0{,}4}{1{,}74}\right) = 0{,}93\ m/s^2}$

Ftot= mtot * $\boldsymbol{Sae^H} = 5516{,}22 * \boldsymbol{0{,}93 = 12628{,}4\ KN}$

$\boldsymbol{F_{culle1}}$ **=Ftota** $\frac{Ki}{\sum KI}$ $\boldsymbol{= 82191{,}678 * \frac{10{,}3}{10{,}3+22{,}87+22{,}84+10{,}3} = 1961{,}58\ KN}$

$$\boldsymbol{F_{pile1} = 82191{,}678 * \frac{22{,}87}{10{,}3+22{,}87+22{,}84+10{,}3} = 4355{,}47\ KN}$$

$$\boldsymbol{F_{pile2} = 82191{,}678 * \frac{22{,}84}{10{,}3+22{,}87+22{,}84+10{,}3} = 4349{,}76\ KN}$$

$$\boldsymbol{F_{culee1} = 82191{,}678 * \frac{10{,}3}{10{,}3+22{,}87+22{,}84+10{,}3} = 1961{,}58\ KN}$$

Les déplacements

$$\boldsymbol{d_{c1} = \frac{1961{,}58 * 10^{-3}}{10{,}3} = 0{,}032\ m}$$

$$\boldsymbol{d_{p1} = \frac{2834{,}751 * 10^{-3}}{22{,}87} = 0{,}071\ m}$$

$$\boldsymbol{d_{p2} = \frac{4355{,}47 * 10^{-3}}{22{,}87} = 0{,}071m}$$

$$\boldsymbol{d_{c2} = \frac{1961{,}58 * 10^{-3}}{10{,}3} = 0{,}032\ m}$$

$$d_{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2}(0,93) = 0,215\ m$$

VII.3.3.2. Spectre de réponse de la composante transversale

En direction transversale, le pont peut être suppose comme étant rigide car $\left(\frac{L}{B} \leq 5\right)$

$\frac{L}{B} = \frac{153,9}{15,5} = 9,92 \geq 5$ **Condition n'est pas vérifier**

VII.3.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale

$R_i = a\ b\ \mu\ L$

$a = 0,7\ a_N\ R_M = \alpha\ A\ Sae^V$

L :la longueur du tablier

μ: *la masse lineique de tablier*

B : en fonction de R1 et R2

$\psi = \frac{43}{64} = 0,671$ $d'apre\ guide\ seetra$ **et par interpolation**

$\begin{cases} R2 = b = 0,32 \\ R1 = b = 0,55 \end{cases}$

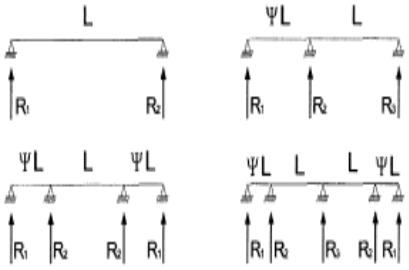


Figure 4-10 : Réactions d'appui pour différents types de pont

Figure VIII-5: Réactions d'appui pour différents types de pont

$\mu = \frac{5090,68}{153,9} = 33,07\ T/m$

$$Sae^V\ (\mathrm{T}, \xi) = \begin{cases} \alpha Ag\left(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta Ag\alpha & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta Ag\alpha\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta Ag\alpha\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

α: *coefficient qui tient comte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicite* $\alpha = 0,7$ *pour les zone* I , II , II *b*, (III $\alpha = 1$)

$Sae^V\ (\mathrm{T}, \xi) = 2,5\eta Ag\alpha\left(\frac{T_2}{T}\right) = 2,5 * 0,3 * 9,81 * \left(\frac{0,4}{1,81}\right) = 1,62\ m/s^2$

$a = \alpha * A * Sae^V$

-a =1*0,3* 1, 62 =*0,486*

$$R_{culee1} = 0,486 * 0,32 * 33,07 * 153,9 = 7915,148\ KN = R_{culee2}$$

$$R_{pile1} = 0,486 * 0,55 * 33,07 * 153,9 = 13604,41\ KN = R_{pile2}$$

VIII.3.5 Méthode de calcul multimodale :

VIII.3.5.1 Spectre de réponse

Pour faire notre calcul multimodal, on est besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

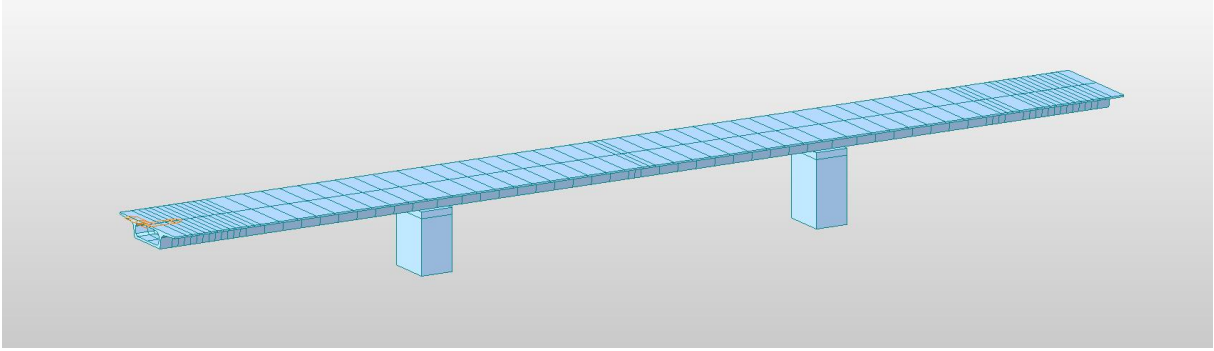


Figure VIII-6 Modélisation MIDAS

VIII.3.5.2 Spectre de réponse de la composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré cidessous :

$$Sae^{H}(T,\xi) = \begin{cases} Ags\left(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2,5\eta Ags & T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta Ags\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3s \\ 2,5\eta Ags\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période **T** du mode propre considéré dans la direction considérée.
A : coefficient d'accélération de zone. **A = 0.3**
g : accélération de la pesanteur **g = 9.81 m/s2**
S : coefficient du site **S = *f* (S2) = 1.1** (RPOA, tableau 3.3).
T : période du mode propre considéré dans la direction considér

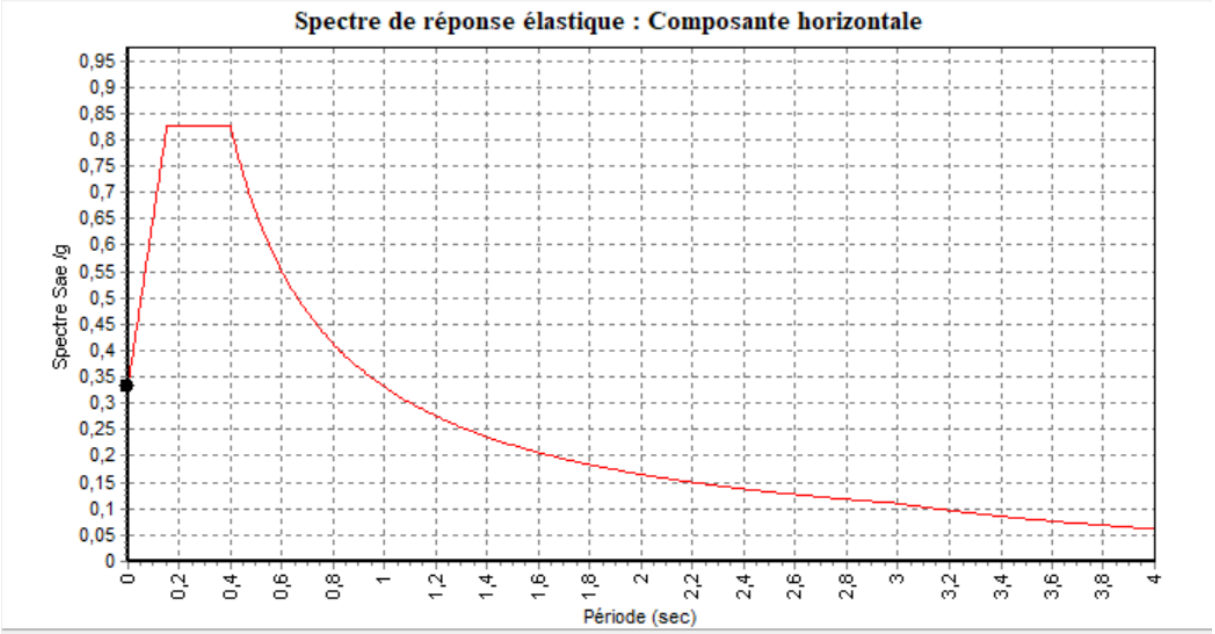


Figure VIII-7 : spectre de réponse horisontale a partie logiciele RPOA 2008

VIII.3.5.3 Spectre de réponse de la composante vertical /

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae^{V}(T,\xi)=\begin{cases} \alpha Ag\left(1+\frac{T}{T_1}(2,5\eta-1)\right) & 0\le T\le T_1 \\ 2,5\eta Ag\alpha & T_1\le T\le T_2 \\ 2,5\eta Ag\alpha\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2\le T\le 3s \\ 2,5\eta Ag\alpha\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T\ge 3s \end{cases}$$

α: *coefficient qui tient comte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicite* $\alpha = 0,7$ *pour les zone* I , IIa , II b, (III $\alpha = 1$)

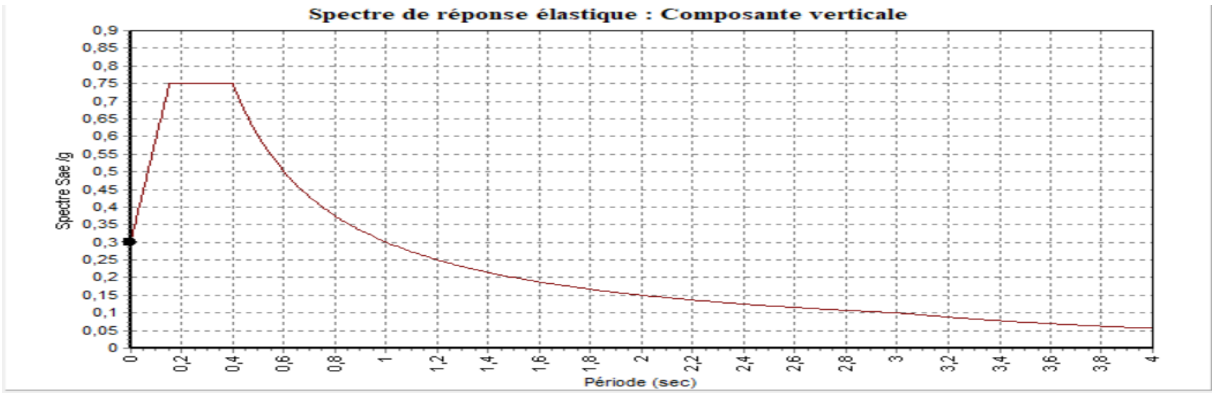


Figure VIII-8 : spectre de réponse vertical a partie logiciel RPOA 2008

VIII.3.6 Modes significatifs :

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés en **Annexe C**

VIII.3.7 Combinaison des réponses modale

Dans une direction donnée, les sollicitations Ei, issues de chacun des modes i (efforts, déplacements, contraintes…) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul.

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n} E_i r_{ij} E_j}$$

r_{ij} : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j.

VIII.3.8 . Combinaison des composantes de l'action sismiques

La combinaison des forces sismique orthogonales est omployes pour tenir compte de l'incertitude directionnelle de séisme .

L'effet probablement de l'action maximal E ,du a l'apparition simultanément des actions sismique le long des axes horizontaux X et Y de l'axe verticale Z peut être

Estime , a partir des effet d'action maximal Ex ,Ey ,Ez dus a l'action sismique independante le long de chaque axe comme suit :

$$E1 = Ex \pm 0{,}3Ey \pm 0{,}3Ez$$
$$E2 = Ey \pm 0{,}3Ey \pm 0{,}3Ez$$
$$E3 = Ez \pm 0{,}3Ey \pm 0{,}3Ez$$

VIII.3.9 Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

Les combinaison a prendre en compte et les coefficient partiels de sécurité sont propre aux calcule sismique :

$$G + P + E + 0{,}4\Delta T + D + \psi Q$$

Ψ : est un coefficient de combinaison pris égale à 0,2(il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

VIII.3.9.1 Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1.5 Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\frac{F_z}{A_r} \leq \sigma_{adm}\ 20 \text{ à } 25\ MPa$$

VIII.3.9.2 Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée par la condition suivante :

$$\gamma_s Pu \leq Pc$$

γ_s: $coefficient\ partiel\ de\ securite$

Pu : valeur maximal des charge vertical sous les combinaisons d'états limite ultime

Pc :la charge critique de l'appareille d'appui obtient par la formule

$Pc = \frac{4*G*B*S^2*d}{h}$

G : module de cisaillement

S : coefficient de forme le rapport entre l'aire nominal et la surface exterieur d'un feuillete

Tableau VIII-15 Tableau de vérification de stabilit é au flambement

Vérification	Appui de rive	Appui intermediere
CONVOI BC(KN)	3365,65	7384,75
γs Pu	10,09695	22,15425
Pc	17,578125	24,40599174
Observation	VRAI	VRAI

VII.3.9.3. Limitation de la distorsion

La distorsion **δ** = **tan(γ)** , rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 0{,}7 + 4(\delta_0 - 0{,}7)(2{,}7 - p) & p = \frac{Pu}{Pc} \leq 0{,}25 \\ 1{,}4(1 - 2p) \quad Si & p = \frac{Pu}{Pc} \geq 0{,}25 \end{cases}$$

Tel que $0{,}7 \leq \delta_0 \leq 2$: $rapport\ entre\ le\ petit\ cote\ de\ l'appareil$

Tableau VIII-16 vérification de stabilité au flambement selon RPOA 2008

	appui de rive	appui intermédiaire
CONVOI Bc (KN)	3365,65	7384,75
Pu	3,365	7,38475
Pc	17,578	24,40
p	0,1914	0,302
δ	0,081	0,0434
1,4*(1-2P)	0,863	0,55
observation	vrai	vrai

VII.3.9.4. Condition de non-glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme et donc selon les combinaisons sismiques. On doit vérifier : on doit vérifier

$$H \leq fN$$

H : effort horisontale
N :effort verticale
f : coefficient de frottement $f = 0{,}1 + \frac{0{,}6}{\sigma_m}$
σ_m: $contrainte\ moyenne\ de\ compression$

Tableau VIII-17 Verification de non glissment selon RPOA 2008

Verification	Appui de rive	Appui intermédiaire
H (KN)	2124,06	1987,33
N (KN)	1122,51	3478,69
sigma m	5,657978178	12,8221617
f	0,206044948	0,100172479
Ht	231,2875142	348,469
Observation	FAUX	FAUX

➢

❖ **des d'appui :**

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissure

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

A=a+200

B=b+200

Avec a,b les dimension de l'élastomère

$\boldsymbol{h \geq \frac{2*B_0}{P_0}}$

avec $B_0 = A * B$

$P_0 = 2 * (A + B)$ avec :

Tableau VIII-18 les dimension de des d'appuis :

Dimension	appui de rive	appui intermediere
a	600	700
b	600	600
A	800	900
B	800	800
H(mm)	400	423,5294118
H retenue	500 mm	500mm

VIII.3.10 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile

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

❖ **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.

$$Ac = \frac{0{,}25*N}{\sigma_S} \qquad \text{avec} \qquad \sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_S} \qquad \gamma_S = 1{,}15$$

❖ **Armatures horizontales**

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

$$Ac = \frac{0{,}125 * N}{\sigma_S}$$

❖ **Frette supérieure**

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

$$Ac = \frac{0{,}04 * N}{\sigma_S}$$

❖ **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.

$$Ac = \frac{0{,}1 * N}{\sigma_S}$$

Tableau VIII-19 section d'armature de des d'appui

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
A*B*T	800*800*500	900*800*500
AS(cm²)	29,33 (6HA25)	48,14 (10HA25)
A horizontale (cm²)	14,67 (6HA18)	24,07 (10HA18)
Frette superieur (cm²)	4,69 (6HA12)	7,70 (10HA10)
Frette inferieur (cm²)	11,73(6HA16)	19,26 (10HA16)

VIII.3.11 JOINT DE CHAUSSEE

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

VIII.3.11.1 Dimensionnement :

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

- La température ;
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0{,}4\,W_T + \frac{W_S}{3}$$

Tq : **W** : souffle total du joint ;
WD : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
WT : souffle thermique ;
WS : souffle sismique.

VIII.3.11.2 Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints dechaussée CIPEC, on constate que pourun souffle de 25.97 cm il faut considérer la famille de joints appeléeWd (souffles moyens), ces joints sontde la famille à dents en console conçuepour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

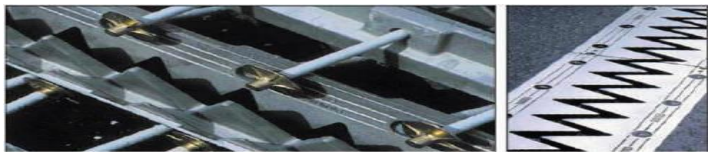


Figure VIII-9 –joint de chaussée

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210 mm.

Tableau VIII-20 dimension du joint de chausse CIPEC

Type	droit (100gr)	80 gr	60 gr	40gr	30gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Tableau VIII-21 dimension du joint de chausse

Déplacement	culé2	culé1
Ws(mm)	29,23933333	29,23933333
Wt(mm)	4,25643959	9,504537181
Wr(mm)	11,82344331	26,40149217
Wf(mm)	11,82344331	26,40149217
Wd	57,14265953	91,54685485
	Wd60	WD110

CHAPITRE IX
Etude de l'infrastructure

IX.1 - INTRODUCTION:

L'infrastructure représente les éléments qui ne contiennent pas au tablier.
Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu"au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d"un très grand nombre de paramètres :
- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d"exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier…..

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.
C'est pour cela quun bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

IX.2 - LA PILE:

La méthode de construction par encorbellement ayant comme point de départ les piles, cette dernière exige certaines conditions permettant d"assurer pendant son exécution la stabilité de chargement menacée par les efforts de renversement (dues à une différence de chargement entre les deux parties séparées par la pile), et les efforts horizontaux (généralement d"origine sismique).

IX.2.1 La géométrie de la pile :

Les formes des piles font l"objet d"études très importantes pour assurer :
Leur conception dans le site et affirmer leur élancement. Leur stabilité en construction et en service, et notamment leur résistance vis-à-vis des effets générés par le lancement des voussoirs ainsi que ceux dus au vent turbulent.
Le choix du type de la pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques, mécanique du site d"implantation de l"ouvrage et des déférentes types .pour notre ouvrage, on a opté pour le modèle de base poteau de section rectangulaire évidé, car elle pose moins de problème pour sa mise en oeuvre (simple pour l"exécution du coffrage et ferraillage), non seulement sa pour offrir une meilleure sécurité. Les piles sont des piles caissons, à épaisseur 0,5 m constante sur toute la hauteur dans le sens transversal et le sens longitudinal.

IX.2.2 . Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute
i: $rayon\ de\ geration\ \ de\ la\ section$
$l_f = 2 * l_0$

$$ix = \sqrt{\frac{I_x}{s}} \qquad iy = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$$

Tableau IX-1. VERIFICATION ET CALCULE DE FLAMBMENT.

Element	pile1	pile2
lf	22,12	18,64
I_x	73,46925	73,46925
I_y	41,425	41,425
ix	2,57	2,572
iy	1,93	1,931
λ_x	11,45	9,648
λ_y	8,59	7,245
Flambement	vérifier	vérifier

- **Pas de risque de flambement**

IX.2.3 Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

ELS : G + 1,2 A(L) + 0,6 ΔT +D
ELU : 1,35 G + 1,6 A(L) + 0,9 ΔT +D
ELA(ψ=0,2) : G + E +0,2 A(L)+ 0,4 ΔT +D

Tableau IX-2 Combinaison des efforts.

Cas	COMBINISON	Cas	COMBINISON
ELS	G+1,2A(L)3V+St+0,6Ht+Hflv	ELA	G+E3+0,2A(L)3V+0,4Ht+Hflv
	G+1,2Bc3V+St+0,6Ht+Hflv	ELA	G+E3+0,2Bc3V+0,4Ht+Hflv
	G+Mc120+0,6Ht+Hflv	ELA	G+E3+0,2Mc120+0,4Ht+Hflv
	G+D240+0,6Ht+Hflv	ELA	G+E3+0,2D240+0,4Ht+Hflv
ELU	1,35G+1,6A(L)3V+1,6St+0,9Ht+Hflv	ELA-trans	G+E1+0,2A(L)3V+0,4Ht+Hflv
	1,35G+1,6Bc3V+1,6St+0,9Ht+Hflv	ELA-trans	G+E1+0,2Bc3V+0,4Ht+Hflv
	1,35G+1,35Mc120+0,9Ht+Hflv	ELA-trans	G+E1+0,2Mc120+0,4Ht+Hflv
	1,35G+1,35D240+0,9Ht+Hflv	ELA-trans	G+E1+0,2D240+0,4Ht+Hflv

IX.2.3.1 Efforts sismiques

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont calculées et donnés à l'**Annexe C**. On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Tableau IX-3 Evaluation des efforts sismique

Reaction	Effort sesmique	pile1	pile2
Rv (KN)	E1	2935,289493	2976,006741
	E2	2874,381033	2916,474981
	E3	9520,361649	9662,051508
Rh (KN)	E1	8142,308844	8436,177577
	E2	2463,511426	2551,628471
	E3	2532,907336	2620,879133
Rt (KN)	E1	1973,498119	2070,44448
	E2	6578,327065	6901,4816
	E3	1973,498119	2070,44448
MY (KN*m)	E1	75004,96466	91841,87787
	E2	22695,14824	27781,82766
	E3	23340,67772	28546,04199
MX (KN*m)	E1	18106,65635	22448,30666
	E2	60355,52118	74827,68888
	E3	18106,65635	22448,30666

IX.2.4 . Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

Tableau IX-4 évaluation des effort de déférent combinaison

Effort	Combinaison	pile1	pile2
Rv (KN)	ELS	-27027,56	-28893,68
	ELU	-36564,94	-38939,31
	ELA	-24504,67	-25989,09
Rh (KN)	ELS	-18294,79	-18322,35
	ELU	-18223,24	-18359,23
	ELA	2502,07	2530,36
Rt (KN)	ELA	6578,35	6901,5
My (KN*m)	ELS	171443,83	203712,74
	ELU	171089,12	204476,5
	ELA	22491,84	28194,94
Mx (KN*m)	ELA	60355,62	74827,89

IX.3 . Ferraillage de la pile :

❖ **Phase de service :**

la flexion composée ne pose aucune problème de représentation (interaction mr-nr).la flexion oblique, par contre , nécessiterait en principe un mode de représentation a 3 dimensions.

❖ **Principe de travail :**

La représentation d'efforts relatifs et sans dimensions (n,mx,my) équivaut a la transformation de la section réelle de dimension B*H en une section extérieurement carré

(1*1).lors transformation , la partie creuse peut demeurer rectangulaire devenir également carrée.

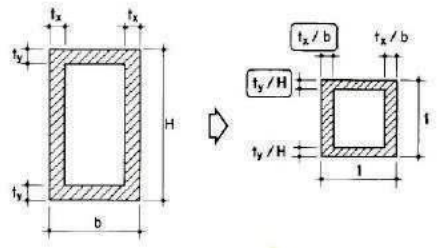
Il faut d'abord vérifier la condition d'orientation :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$$

t_x et t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.

h et b : sont les grandes dimensions de la section (hauteur et largeur).

$\frac{0,5}{7,1} \leq \frac{0,5}{5}$ Verifier



$$n = \frac{N}{b*h*f_{c28}}$$

$$m_x = \frac{Mx}{b*h^2*f_{c28}} \qquad m_y = \frac{My}{b^2*h*f_{c28}}$$

$\eta = \frac{m_y}{m_x}$ avec $\eta_i \leq \eta \leq \eta_s$ par interpolation ($\eta_i\omega_i; \eta_s\omega_s) \rightarrow \omega$

Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale **ω** :

$\omega = \mu * \frac{\sigma_s}{f_{c28}} = \frac{F_{atot}}{bh} * \frac{\sigma_s}{f_{c28}}$ $\omega = \omega_i + \frac{\omega_s - \omega_i}{\eta_s - \eta_i} * (\eta_s - \eta_i)$

$F_{atot} = \frac{\omega*b*h*f_{c28}}{\sigma_s}$

Par interpolation des abaque :

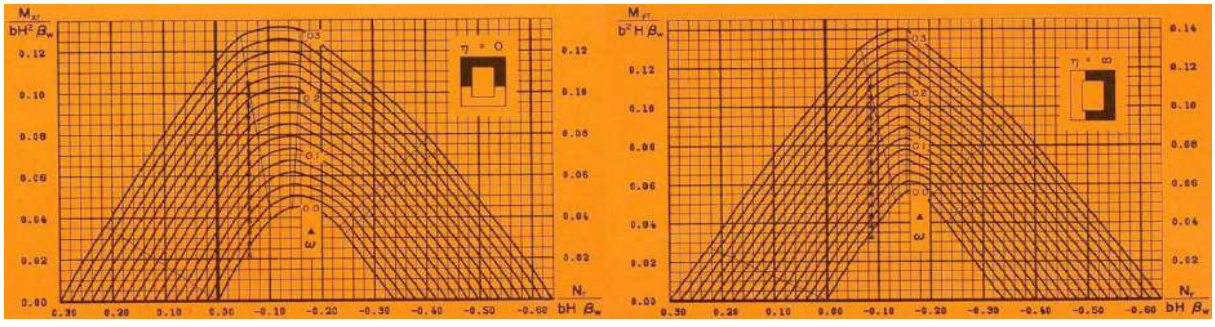


Figure IX-1 .abaque de WALTHER

Tableau IX-5 : calcule des donnes géotechniques du sol essais pressiomètre.

Colonne1	Effort	pile1	pile2	ω ($pile1$)	ω ($pile2$)	Ftot (pile1) cm²	Ftot (pile2 a) cm²
ELS	n	0,028197767	0,030144684	/	/	/	/
	m_y	0,03577336	0,042506571	0,06	0,06	1322,73	1322,73
	m_x	0,008868849	0,010995451	0,06	0,06	1322,73	1322,73
	η	4,033596848	3,865832523	/	/	/	/
ELU	n	0,038148086	0,040625258	/	/	/	/
	m_y	0,035699347	0,042665936	0,06	0,06	1322,73	1322,73
	m_x	0,008868849	0,010995451	0,06	0,06	1322,73	1322,73
	η	4,025251508	3,880326306	/	/	/	/
ELA	n	0,025565644	0,027114335	/	/	/	/
	m_y	0,004693133	0,005883138	0,06	0,06	1322,73	1322,73
	m_x	0,008868849	0,010995451	0,06	0,06	1322,73	1322,73
	η	0,529170487	0,535052035	/	/	/	/

Tableau IX-6 : **calcule du l'aire totale d'armature dans chaque direction .**

Combinison	Dimension	Ftot Pile1	Ftot pile2	Feraillage pile1	Feraillage pile 2
ELU	($\beta = 0,2$) Cote b	264,546	264,546	55HA25	55 HA 25
	($\beta =$ 0,3) Cote h	198,4095	198,4095	41HA25	41HA 25

*ғatot(cote b)= (β =0,3)*fatot(cote a)*
En prend pour la pile 1 : 55HA25 cote b
41HA25 cote H
En prend pour la pile 2 : 55HA25 cote b
41HA25 cote H

IX.3.1 Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre du ferraillage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$A_t \geq \frac{A_f * f_{el}}{16 * f_{et}} * \frac{S_t(mm)}{100}$$

f_{el}: $nuence\ de\ l'acierlongitudinale$
f_{et}: $nuence\ de\ l'aciertrensversale$
S_t: $espacement\ des\ armatures\ transversale$
$S_t = min\{24\varphi_t; 8\varphi_l; 0{,}25d\}$

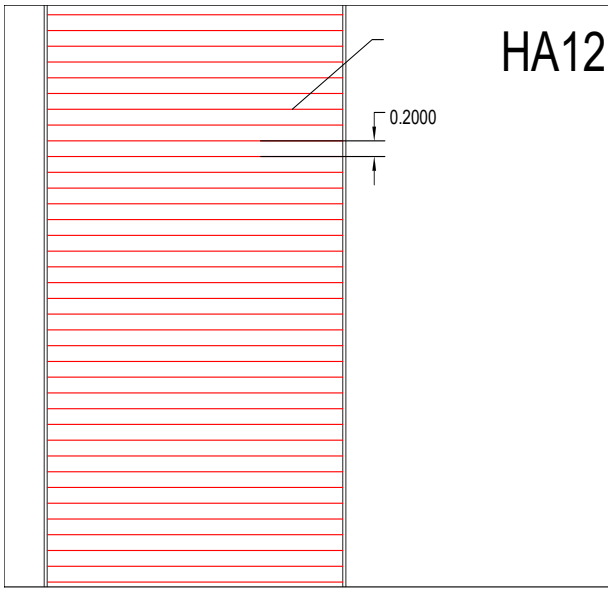


Figure IX-2 Vue longitudinale sur les armature le armature transversale de la pile 1,2

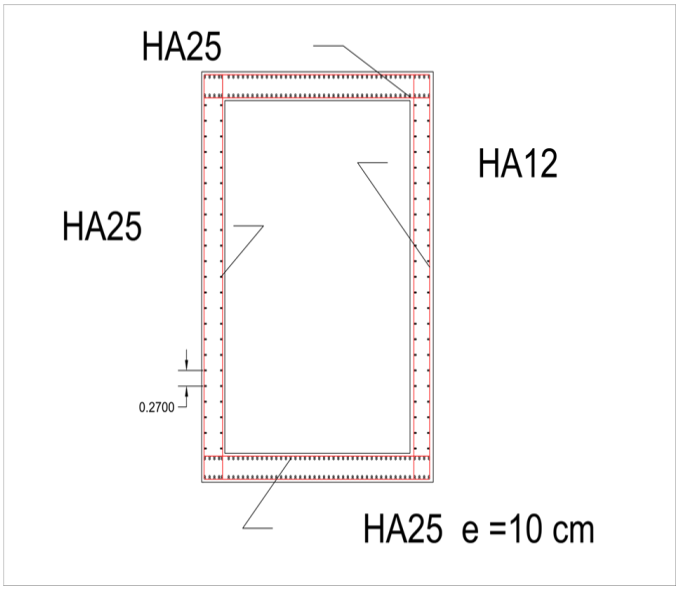


Figure IX-3 vue en plan sur longitudinale de la pile

Tableau IX-7 section armature de la semelle

Section de feraillage	Pile1	Pile2
As (cm²)	55 HA 25 cote b 41HA25 cote H	55 HA25 cote b 41HA25 cote H
St	20 cm	20 cm
At (cm²) >	21,49	21,49
At	HA12	HA12

IX.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

Vu=P horizontal (ELU)= 18223,24 KN

$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{7,87}{5*11,9}$ =329,93 KN

$\tau_{adm} = min\{4MPA, 0,1f_{c28}\} = 3,5\ MPA$

On opte pour des cadres horizontales de **HA12.**

IX.3.3 Etude et ferraillage de la semelle sous pile :

IX.3.3.1 Introduction :

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l"intermédiaire des pieux.
La semelle est sollicitée par un effort normal N et un moment M appliqués au C D G de la semelle.

- Longueur : **L = 13.20 m**
- Largeur : **12.80 m**

- Epaisseur **: e = 2 m**
- Ancrage : **3,5 m**

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profonde (pieux forés), de diamètre $\varphi = 1{,}2\ m$ et de portance **Qadm**. Donc on opte pour une fondation mixte (pieux + semelle de liaison).

❖ **Calcul la portance des pieux :**

Pour calculés les portances des pieux, nous avons utilisées la méthodes :

- **Méthode de PRESSIONMETRE. (Voir l'ANNEXE D).**
- Et nous avons obtenus les résultats suivants :

Tableau IX-8: **calcule des donnes geotechnique du sol essais pressiometre.**

charge	Pile1	Pile2
Qp MN	7,614	7,614
Qs MN	9,1368	9,1368
Qf MN	16,7508	16,7508
Qadm MN	6700,32	6700,32

Avec $\boldsymbol{Npieux = \frac{N_u}{Q_{adm}}}$

Tableau IX-9: **les caractéristiques géométriques de semelle et pieux .**

Dimension	Pile1	Pile2
longueur	13,8	13,8
largeur	12,8	12,8
hauter	2	2
Nombre de pieux calcule	11,64	11,25
Pieux retenue	16	16
Entraxe	3,6 m	3,6 m

IX.4 Etude de la semelle

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

XI.3.5.2. Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment

Tableau IX-10 évaluation des effort de combinison fondamentale

cas	PILE1				PILE 2		
	N(KN)	H(KN)	Mx(KN*m)	My(KN*m)	N(KN)	H(KN)	Mx(KN*m)
ELS	31058,98	18294,79	0,614	170507,47	33059,50	18322,34	1,2288
ELU	41940,17	18223,24	0,81	169840,63	44493,74	-18359,22	1,6384
ELA	37571,32	8273,43	18106,75	-77374,46	39261,92	2599,61	22448,51

XI.3.6 Ferraillage des pieux :

XI.3.6.1 Calcul de l'effort normal maximal revenant au pieu

Si x_i et y_i sont les coordonnées d'un pieu, et si l'on a (n) pieux, la charge verticale supportée par ce pieu est donnée par :

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x * Xi}{\sum Xi^2} \pm \frac{M_y * Yi}{\sum Yi^2}$$

Avec :

xi , yi : coordonnées du pieu.

xj : distance du pieu j par rapport à l'axe Y.

yi : distance du pieu j par rapport à l'axe X.

Les réaction doivent vérifiés les conditions suivantes :

Rmax <Qadm, la condition de non poinçonnement est vérifiée.

Rmin >0, la condition de non soulèvement est vérifiée.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IX-11 evaluation des effort de combinison fondamentalesur chaue appui

Combinison	Reaction	PILE1	PILE2	Qadm	Observation
ELS	Rmax	4081,45	4688,02	6,7	verifier
	Rmin	199,08	555,58	>0	verifier
ELU	Rmax	4818,64	5407,94	6,7	verifier
	Rmin	423,87	153,77	>0	verifier
ELA	Rmax	3574,73	3906,07	6,7	verifier
	Rmin	1121,67	1001,66	>0	verifier

XI.3.6.2 Calcul du moment maximal au niveau du pieu

La méthode de WARNER permet de calculer les moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différents points.

Le moment fléchissant en tête du pieu est donné par la formule suivante :

$$\bar{M} = \frac{\chi_{op}}{\chi_{oM}} * \frac{\bar{p}}{\lambda}$$

Avec :
$\bar{M}$: moment en tête du pieu.
$\bar{p}$: effort tranchant en tête du pieu.
-λ : coefficient d'amortissement du module de WARNER.
χ_{op}, χ_{om} : coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de L.

$$\lambda = \sqrt{\frac{C_u * b}{4 * EI}}$$

C_u: *module reaction du sol*
-b : diamètre du pieux
E :module d'élasticité de béton Eij =33000 MPA
I :moment d'inertie de pieux

Tableau IX-12 Le tableau suivant représente les résultats obtenus pour P1 & P2

Colonne1	pile1	pile2
cu(Kg/m³)	7000000	7000000
b(m)	12,8	12,8
E	330000	330000
I	2453,2992	2306,8672
λ	0,407845702	0,41416927
χop	1,45	1,45
χom	1,65	1,65
$\bar{P}$ **ElS**	1143,424534	1145,14662
$\bar{P}$ **ELU**	1138,952726	1147,4516
$\bar{P}$ **ELA**	517,0898688	162,475949
$\bar{M}$ **ELU**	2454,109102	2434,6726
$\bar{M}$**ELA**	1114,177019	344,742851
$\bar{M}$**ELS**	2463,744536	2429,78185

XI.3.6.3. Ferraillage longitudinal des pieux :

A l'aide de logiciel de calcul « EXPERT2010 », nous avons obtenus les résultats suivants :

Ferraillage de pieux du pile 1 (A_s = 185,2 (cm²) 24HA32
Ferraillage de pieux du pile 2 (A_s = 174,2 (cm²)) 22HA32

XI.3.6.4. Ferraillage transversal

Selon le fascicule 62 titre 2, pour des armatures longitudinales de **diamètre =32 mm** correspondent des armatures transversales **de diamètre = 16 mm.**
Donc on prendra des cercles de **HA16** avec un espacement **de 20 cm** dans la zone Courante

XI.2.7. Ferraillage de la semelle

b) Calcul des armatures

- **Armatures inferieures**

L'effort dans chaque pieu Rmax se décompose en une force de compression dans le béton et une force de traction reprise par les armatures calculées conformément aux relation suivantes:

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_a} * \left(\frac{a' - \frac{a}{2}}{d} \right)$$

Rmax : réaction maximale du pieu.
σ_a : limite admissible de traction des armatures.
a : longueur de la pile
a' : distance entraxe des pieux extrêmes
d: hauteur utile

Toutefois les essais effectués préconisent d'augmente cette quantité d'acier de 10% pour éviter une rupture prématurée par éclatement des bielles comprimées (due au fait que celles-ci ont en réalité une forme de fuseaux) soit finalement une section à prévoir de :

$$Aui = 1{,}1 * As$$

❖ **Armature Supérieures:**

il s'agit d'armature à placer à la partie supérieur de la poutre, de section égale au dixième de la section des armature inferieurs:

$$Assup = \frac{Aui}{10}$$

❖ **Calcule des cadres verticaux et horizontaux :**

Il s'agit de cadre destinés a relier les armatures inferieur et supérieur de la semelle.

$$0{,}1A_{sinf} \leq \frac{\tau_0}{4f_{t28}} A_{sinf} - A_{ssup} \leq A_h$$

❖ ***Armature verticale*** (cadre, étriers, épingle):

$$0{,}2A_{sinf} \leq \frac{\tau_0}{4f_{t28}} A_{sinf} \leq A_h$$

d) Espacement vertical et horizontal

si $B \leq \frac{h}{2}$ $\quad S_v \leq \frac{A_{tv}}{0{,}006*h}$ et $\quad S_h \leq \frac{A_{th}}{0{,}004*h}$

si $B \geq \frac{h}{2}$ $\quad S_v \leq \frac{A_{tv}}{0{,}003*h}$ et $\quad S_h \leq \frac{A_{th}}{0{,}002*h}$

Avec

- h : l'epaisseur de la fondation h= d- 0,05

Tableau IX-13 : tableau section de feraillage

semelle fondation	Colonne1
σa	434,7826087
As	200,8772954
Aui	220,9650249
Assup	22,09650249
Ah	22,09650249
Atv	44,19300499
Sv≤	81,83 cm
Sh≤	61,37 cm

Tableau IX-14 Section de ferraillage de la semelle

Section d'armature	Aui	Assup	Ah	Atv	Sv	Sh
$\varphi(mm)$	46HA25	46 HA12	20HA12	40HA12	20 cm	30 cm

❖ **Vérification de compression des bielles**

$$\frac{Nu}{a * b * \sin^2\theta} \leq 0{,}9\ Fc28$$

Nu :effort maximal agissent sur la semelle

Au voisinage du pieu :

$$\frac{R_{max}}{S_p * \sin^2\theta} \leq 0{,}9\ Fc28$$

❖ **Vérification de la Contrainte tangente**

$$\tau_0 = \frac{V_u}{B * d} \leq 1{,}5 * f_{t28}$$

-B : largeur de la semelle

-d : épaisseur de le semelle

Tableau IX-15 verification des contraintes au niveau de la semelle

verification des contraintes des bielles	$\sigma(MPA)$	Contrainte limite (MPA)	Observation
au voisinage du poteau	3778,988418	24300	verifier
au voisinage du pieux	16362,42818	24300	verifier
contrainte tangentiel	188,2283503	2430,9	verifier

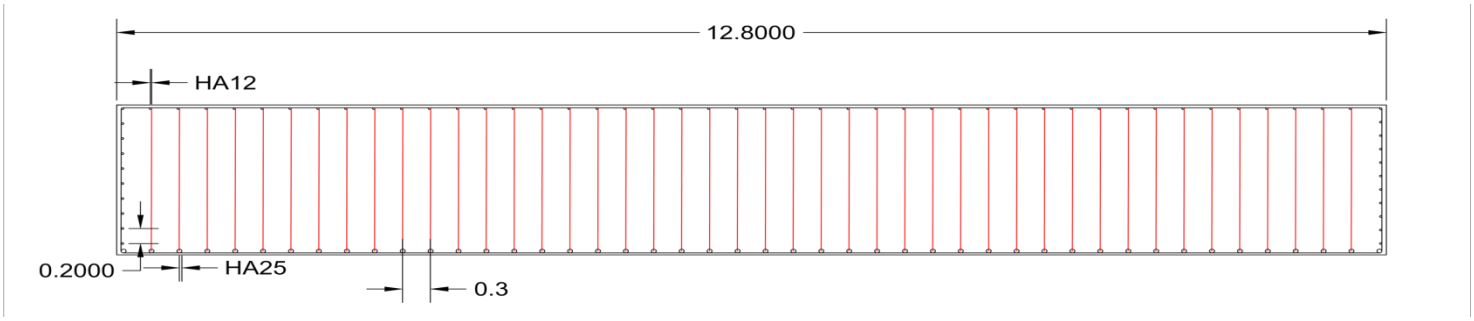


Figure IX-4Vue longitudinale sur les ferraillages supérieur et inferieur et longitudinale de la semelle

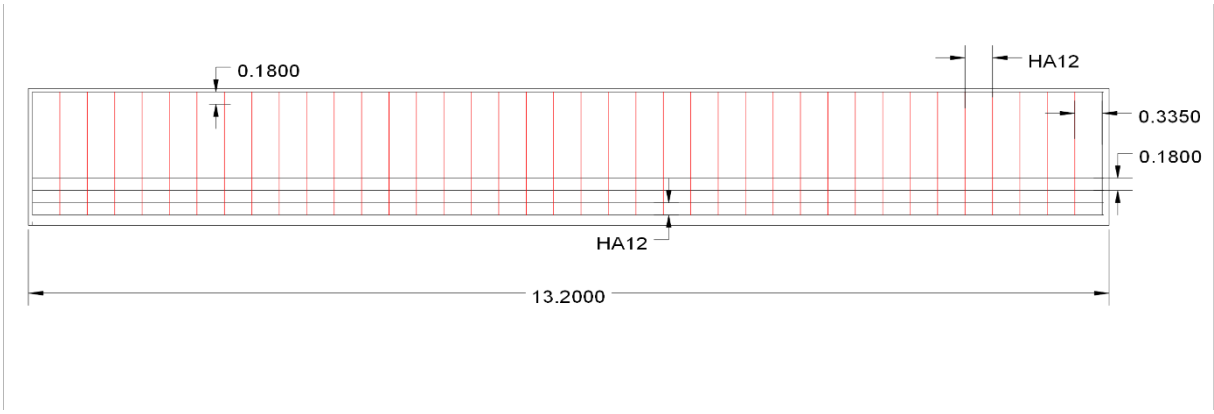


Figure IX-5 Vue transversale sur le ferraillage verticale et longitudinale de la semelle

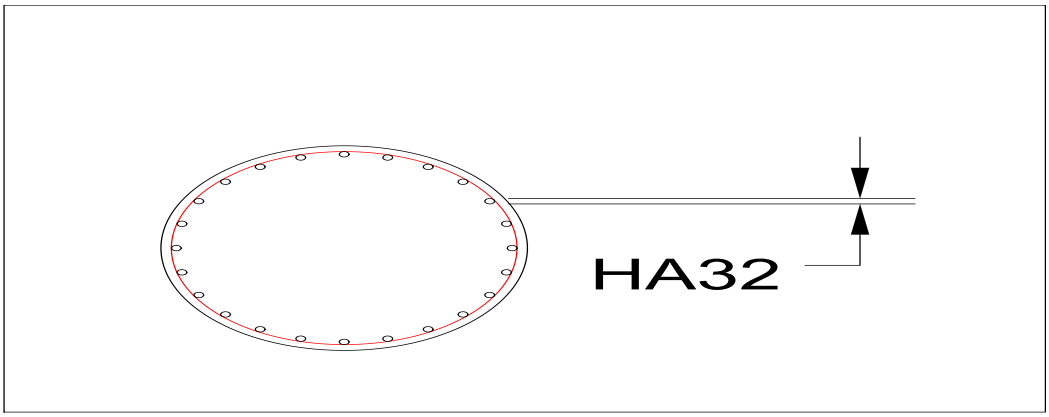


Figure IX-6 vue transversale sur le ferraillage longitudinale du pieux

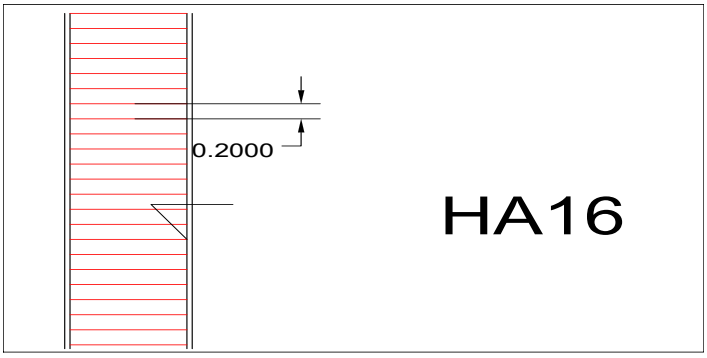


Figure IX-7 vue transversale sur le ferraillage trensversale du pieux

IX.5 La culée :

IX.5.1 Introduction :

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories :

a) La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux (tassements) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

b) La fonction technique :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- Elle permet l'accès à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

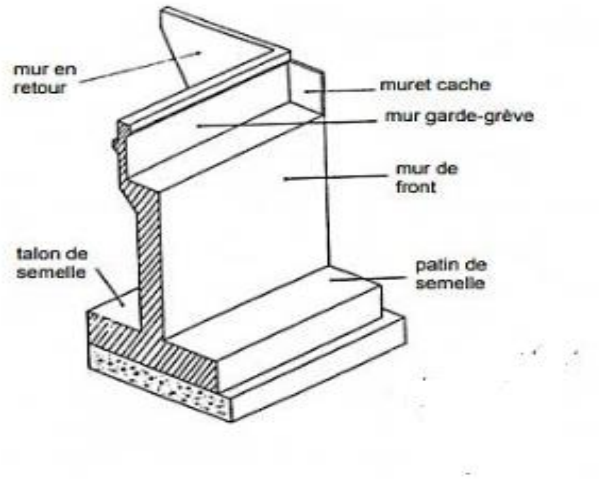


Figure X.1 Murphologie de la culé

IX.5.2 Choix de type de culée :

On distingue trois types :

-Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage sa hauteur doit être limitée à une dizaine mètre.

-Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en Béton Armé.

-Culées creuses se forme d'une boite renversées.

Pour notre cas on propose deux culé remblayées identique avec un H variés (H1 =4.09, H2=4.30).

Pré-dimensionnement de la culée :

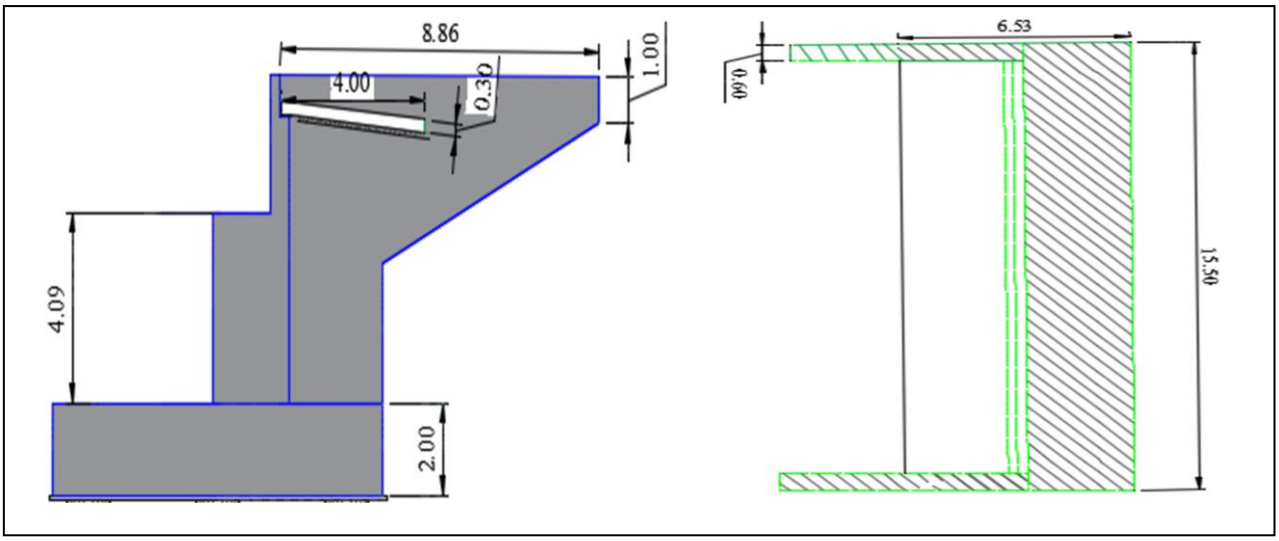


Figure IX-8 : Dimensions des éléments de la culé

Tableau IX-16 : Rôle et dimensions des éléments la culé

Elément de la culé	Rôle	Dimension
Mur frontal	Soutien des remblais et transmission les charges verticale	Hauteur = 4,09 m Epaisseur= 1.6 m. Largeur = 15.5 m.
Mur garde grève	Séparer physiquement le remblai et l'ouvrage.	Hauteur = 3 m Epaisseur = 0.55 m. Largeur = 14.3
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide (sol) vers un milieu rigide (béton).	Longueur = 4 m. Epaisseur = 0.3 m Largeur= 14.3m.
Mur en retour	Porteur des corniches et soutenir de remblai	Epaisseur = 0.6 m Surface = 34.67 m²
La semelle	Supportant le poids propre de la culé et les charges de tablier	Longueur = 9.2 Epaisseur = 2m Largeur = 18m.

IX.5.3 Efforts dus à la culé :

IX.5.3.1 Calcul du coefficient de la poussée :

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus aux poids de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet de séisme, effet de température effet de freinage et la poussée des terres.

K_h = 0.3 = A : coefficient d' accélération de zone. **K_v** = 0.3**K_h**.

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi.\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta.\cos\theta}}\right]^2}$$

θ: arc tan ($\frac{kh}{1 \pm kv}$**).**

φ : Angle de frottement interne du remblai. φ = 30°.

α : Angle du talus avec l'horizontale α = 0.

β : Inclinaison de la culé β = 0.

Les coefficients de poussées sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX-17 Calcul coefficient d poussée

Condition		Notation	kh	kv	Θ	K_{ad} (rad)
Condition Normale		CN	0	0	0	0.33
Condition Sismique	Horizontal (1+kv)	C1	0.3	0.09	15.39	0.54
	Horizontal (1-kv)	C2	0.3	-0.09	18.25	0.6
	Vertical	C3	0.3	0	16.7	0.57

IX.5.3.2 Calcul des poussées dues aux terres :

Le mur frontal, le mur garde grève et la semelle sont soumis aux poussé comme il est montré sur le schéma suivant :

La valeur des poussées des terres sur la culé est donnée par la formule suivante :

$$Fp = (1/2) \times \gamma \times (1 \pm kv) \times kah \times H \times L^2$$

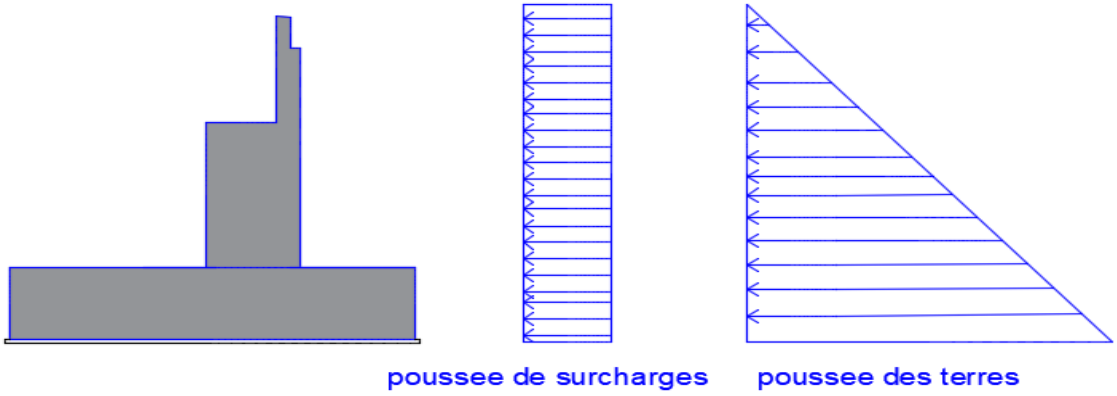


Figure IX-9 : Poussée des terres et surcharge

La poussée sue aux surcharges **q = 10KN/m² :**

$$Fp = (1 \pm k_v) \times k_{ah} \times H \times L \times q$$

: poids volumique du sol pris égal **18Kn/m³.**

Ka : Le coefficient de poussée des terres.

Evaluation des efforts statique :

Tableau IX-18 : Evaluation des efforts statique de la culé

Elément de la culé	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	8556,00	/	0,00	0,00	0,00	/
Mur frontal	5230,09	/	0,10	4,05	523,01	/
Dalle de transition	214,50	/	3,76	8,17	806,52	/
Mur en retour	505,20	/	6,04	4,84	3051,41	/
Mur garde grève	550,25	/	1,70	7,42	935,43	/
Poids des terres Amont	4241,95	/	3,17	4,95	13446,99	/
Poids sur DDT	380.95	/	3.94	8.68	1500.95	/
Poussée des terres	/	3486.17	/	-3.02	/	-10528.24
Poids Sur 10kN/m²	371.80	/	2.60	/	966.68	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	427.54	/	-4.53	/	-1936.76
Somme	**17861.65**	**3913.71**	//	//	**24012.96**	**-12465**
Efforts dus au tablier						
Rg	4715,00	/	-0,55	/	-2593,25	/
RA(l)	1598,00	/	-0,55	/	-878,90	/
RBc	1029,87	/	-0,55	/	-566,43	/
Rmc120	1004,00	/	-0,55	/	-552,20	/
Rd240	1777,00	/	-0,55	/	-977,35	/
RST	43,06	/	-0,55	/	-23,68	/
Hf+r	/	243.00	/	-6,09	/	-1479.87
HT°	/	158.29	/	-6.09	/	/
Frein Al	/	125.63	/	-6,09	/	-963,99
Frein Bc	/	180.00	/	-6,09	/	-765,09

Le calcul des efforts a été faite par rapport aux point **A** situé :

-**Bas** de la semelle.

-**Centre** de la semelle.

Les combinaisons et les calculs sont montrés dans **l'annexe.**

Evaluation des charges sismique permanente :

(Voir les détails de calcul dans les annexes).

Tableau IX-19 : Ensemble des efforts sismique des déférentes éléments de la culé

	Effort verticaux (KN)	Effort Horizontaux (KN)	Mv(Kn.m)	Mh(Kn.m)
Total	1574.09	5246.96	2074.17	13589.99

Evaluation des charges sismique due à la poussée des terres.

La poussée des terres agissant sur un hauteur H et un Largeur L est :

$$\mathbf{Fp} = (1/2) \times \gamma \times (1 \pm kv) \times kah \times H^2$$

Par sommation des efforts sismiques des déférentes éléments de la culé et les valeurs extrêmes de la poussée dynamique on aura les valeurs suivante :

- **1 ère cas :** Cas de séisme « horizontal ; 1 + kv ».
- **2 éme cas :** Cas de séisme « horizontal ; 1 - kv ».
- **3 éme cas :** Cas de séisme « vertical »

Tableau IX-20 : Les efforts sismique totale de la culé

	V (Kn)	H(Kn)	Mc (Kn.m)
Cas 01	0	11502.41	32481
Cas 02	0	11044.11	31097.40
Cas 03	1574.09	0	2074.17

Evaluation des charges sismique due au tablier :

Les composantes sismiques sont calculées auparavant et elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IX-21 : Effort sismique de tablier agissant sur la culé

Effort	Verticaux	Horizontaux	Mv(Kn.m)	Mh(Kn.m)
Séisme Tablier	614,37	1927,00	359.70	12935.16

Le calcul de la somme des efforts sismiques du tablier et de la culée sera effectué en prenant la racine carrée de la somme des carrés de l'effet sismique de la culée, de la poussée dynamique, et de l'effet sismique du tablier.

Tableau IX-22 : Sommation des efforts sismique de la culé

Effort	N(KN)	H(KN)	M (Kn.m)
CAS 1	0	11662.71	34536.44
CAS 2	0	11210.96	33238.06
CAS 3	1689.60	0	2046.49

IX.5.4 Combinaison des actions :

Les valeurs trouvées dans le tableau précédent seront combinés avec la somme des efforts permanents de la culé et les deux valeurs extrêmes du tablier et de l'étude statique.

Tableau IX-23 : Somme des efforts permanents de la culé et les extrêmes du tablier

Effort	N(KN)	H(KN)	M (Kn.m)
Rmax	17845.25	323.52	18438.60
Rmin	17690.65	312.64	18287.35

Les efforts sismiques finaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX-24 : Evaluation des efforts à l'ELA

	N (KN)	H (KN)	M (Kn.m)	R1	R2	R3
P max - H + 0,3V	18352,13	11986,22	-15483,89	793,37	1223,48	1653,58
P min - H - 0,3V	17183,77	11523,61	-15564,66	713,23	1145,58	1577,94
P max + V - 0,3H	19534,85	3822,33	10124,16	1583,55	1302,32	1021,10
P min - V - 0,3H	16001,05	3675,93	6269,44	1240,89	1066,74	892,59

Pmax ; L'effort statique maximal.
Pmin : L'effort statique minimal.
H : Effort sismique horizontal.

IX.5.5 Ferraillage des éléments de la culé :

Détail de ferraillage des éléments de la culé est dans **l'annexe.**

IX.5.5.1 Mur-Garde-grève :

Le calcul des sollicitations a été fait Selon le document SETRA, le mur de garde est principalement soumis à l'action des forces horizontales sur sa face arrière en contact avec les terres, telles que :

- la poussée des terres ;
- la poussée d'une surcharge locale située derrière le mur de garde ;
- la force de farinage.

Evaluation des efforts :

➢ **Moment des poussées des terres :**

$$\mathbf{Mp} = \frac{\mathbf{P \times H}}{\mathbf{3}} \text{ et } \mathbf{P = (1/2) \times \gamma \times ka \times H^2 \times L} \quad \textbf{Avec :}$$

- **H :** La hauteur de remblai.
- **Ka :** Le coefficient des poussées des terres.
- **γ:** Le poids volumique.
- **L:** Longueur de remblai.

MP_ELU = 36.09 KN.m.
MP_ELS = 26.73 KN.m.

- **Moment due au freinage :**

Cette force est prise égale au poids d'une roue de 6t et le moment crée par cette force est donnée par la formule :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

P = 60KN.

μ = 1.6 à L'ELU.

μ = 1.2 à L'ELS.

MP_ELU = 92.16 KN.m.
MP_ELS = 69.12 KN.m.

- **Poussée d'une charge locale :**

L'effet le plus défavorable est causé par deux roues arrière de 6 tonnes provenant de deux camions Bc accolés, placées de manière à ce que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur de garde.
Ces roues sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12 tonnes sur un rectangle d'impact de 0,25 x 0,75 m, qui se transmet à 45° en profondeur et génère, en tout point du mur, une poussée créant un moment au niveau de la zone d'encastrement.

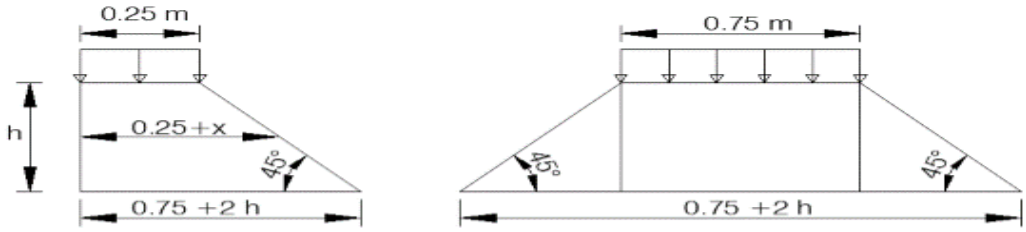


Figure IX-10 : Impact de charge Bc localisé derrière le MGG

Mps = $\frac{12\times k}{0.75+2H}\int_0^H \frac{12\times k}{0.75+2H}$ **dx** avec : **K = Kah × bc × μ × δ**

Avec :

- ✓ **μ :** coefficient de pondération,
- ✓ **bc :** coefficient de pondération du système Bc.
- ✓ **δ :** coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.
- ✓ **H :** Hauteur de mur garde grève.

MP_ELU = 61.93 KN.m.
MP_ELS = 46.45 KN.m.

Combinaison d'actions sur le MGG :

MELU = 1.35Mg +1.6Mq **MELU =190.18 KN.m**
MELS = Mg +1.2Mq **MELS = 142.30KN.m**

❖ **Ferraillage de mur garde grève:**

Le mur garde grève est sollicité par la flexion simple, les fissurations est considérés préjudiciable.

- ✓ **Section d'acier :** avec le logiciel de soit calcul **ROBOT EXPERT** on trouve As = 26.5cm².
  On prend: **6HA25** (St = 15 cm²).
- ✓ **Armatures transversales :**
  As = 8.83 cm² Soit **6HA14** (St = 15 cm²).
- ✓ **Armature de construction :**
  As = 6.63 cm² Soit **6HA12** (St = 15 cm²).

IX.5.5.2 La dalle de transition:

La dalle est supposé simplement appuyée, on évalue les efforts sur un 1m.
-Remblai : $G_{remblai}$ = 18 × 0.75 = 13.5 KN/m.
-Revêtement : $R_{revêtement}$ = 0.08 × 24 = 1.92KN/m.
-Poids propre de la dalle : G_{pp} = 0.3 × 25 = 7.5 KN/m.
-Surcharge d'exploitation : **Q** = 10KNm.

Tableau IX-25 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la DDT

Effort	Combinaison	Moment fléchissant	Effort tranchant
ELU	1.35G+1.6Q	93.88	93.88
ELS	G+1.2Q	69.84	69.84

Ferraillage de la dalle de transition :

La dalle est sollicitée par la flexion simple les fissurations sont préjudiciables.

- ✓ **Section d'acier :** avec le logiciel calcul on trouve As = 12.5cm².
  On prend: 5HA20 (St = 20 cm²).
- ✓ **Armatures transversales :**
  As = 4.17 cm² Soit: 5HA12 (St = 20 cm²).
- ✓ **Armature de construction :**
  As = 3.13 cm² Soit : 5HA10 (St = 20 cm²).

IX.5.5.3 Mur frontale:

Le mur frontal est un élément encastré dans la semelle, travaillant principalement en flexion composée. Il est soumis aux sollicitations suivantes : charges permanentes, poids propre de la superstructure, poussée des terres, surcharges sur les remblais et surcharges d'exploitation. (Les résultats de calcul sont détaillés dans **les annexes**).

Combinaison d'actions :

Tableau IX-26 :: Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontale

Effort	Combinaison	N(KN)	T(KN)	M(KN.m)
ELU max	1.35G+0.9T+1.6A(L)	17598.26	3503.96	20098.55
ELS max	G + 0.6T +1.2 A(l) + ST	13423.25	2586.84	14868.07

Ferraillage de Mur frontal :

Le mur frontal est sollicitée par la flexion composé les fissurations sont préjudiciables.

- ✓ **Section d'acier :** avec le logiciel calcul on trouve As = 33 cm².
  On prend: **7HA25** (St = 14 cm²).
- ✓ **Armatures transversales :**
  As = 8.25 cm² Soit : **5HA16** (St = 20 cm²).
- ✓ **Armature de construction :**
  As = 11 cm² Soit : **5HA20** (St = 20 cm²).

IX.5.5.4 Mur en retour:

Pour calculer les sollicitations nous avons utilisés le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2024.** (Les détails des cartographie sont représentés dans les annexes).

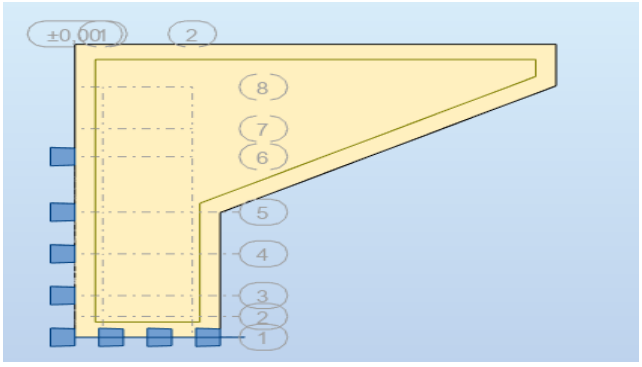


Figure IX-11 Modèle numérique de mur en retour

Le mur en retour est supposé encastré dans les deux côtés, les charges qui sont prises en considération sont :

-Poussées des terres Pt = 0.33 × 18 × 7.06 = 41.94 KN/m².

-Poids propre G.

-Poussée de surcharge de remblai P_{sr} = 10 × 0.33 = 3.3 KN/m².

-Poids de CCP (**$G_{glissière+courniche+trotoire}$**) = 9.5 KN/ m².

Ferraillage de mur en retour :

Dans le sens xx :

Avec les résultats de logiciel de calcul on Mxx = -240 KN.m

Section d'acier : As = 22.1cm². On prend : **5HA25.**

Armature de construction : As' = As/3 = 7,4 cm². Soit : **5HA14**

Dans le sens yy :

Avec les résultats de logiciel de calcul on Myy = -130 KN.m

Section d'acier : As = 10.2cm². On prend : **5HA20.**

Armature de construction : As' = As/3 = 3,4 cm². Soit : **5HA12**

✓ Schéma de ferraillage:

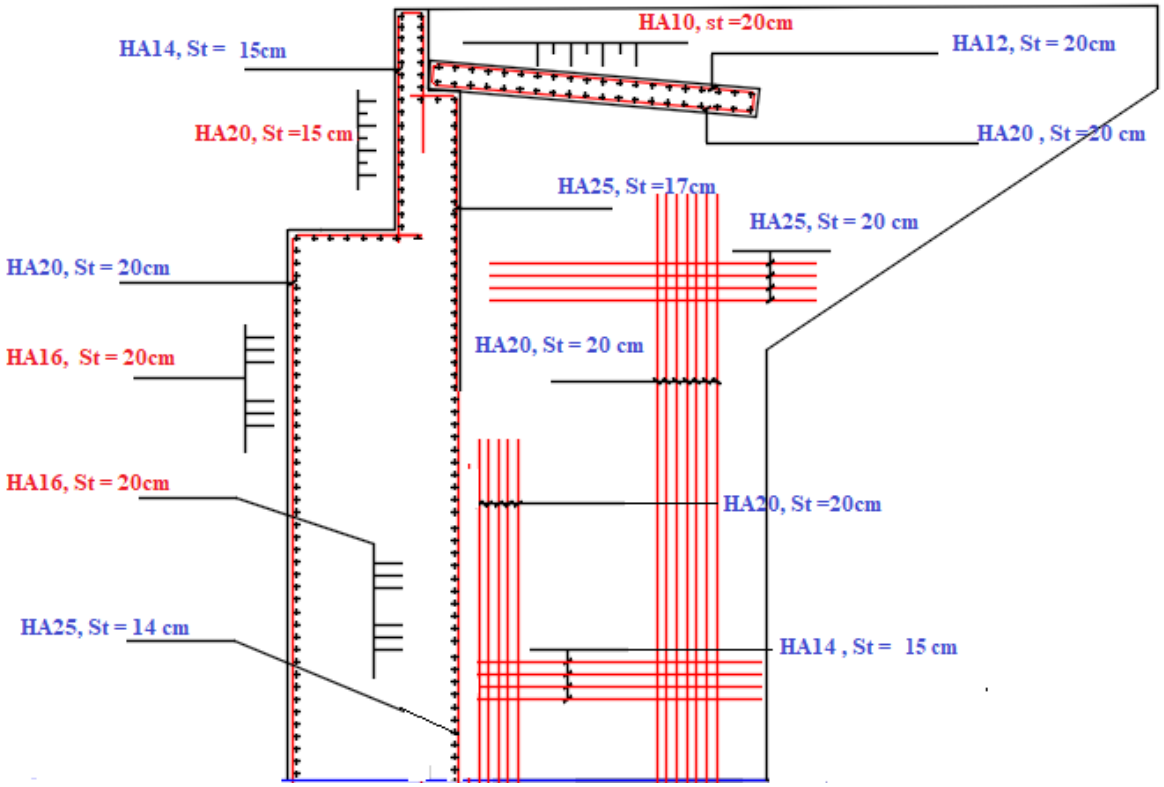


Figure X. Schéma de ferraillage de la culé

Conclusion Générale :

Ce mémoire a permis de consolider les connaissances théoriques et pratiques dans le domaine de l'étude des ponts voussoirs construits par encorbellement successifs.

En utilisant les logiciels de modélisation et en se référant aux guides et documents techniques, notamment, RCPR BAEL, , SETRA, RPOA.

Ce projet nous a également permis d'acquérir des connaissances sur les outils informatiques (AutoCAD, MIDAS CIVIL, CSIBridge, Robot ...etc.), qui nous permettent d'aboutir à des résultats précis avec un temps optimal. L'importance de ce projet de fin d'étude réside dans sa contribution à l'amélioration de la sécurité et de la performance des ponts voussoirs.

En conclusion, ce mémoire a permis d'approfondir les connaissances sur la conception et l'étude des ouvrages d'art spécialement les ponts construits par encorbellements successifs, les calculs, la modélisation des superstructures et des infrastructures, ainsi que ferraillage, ont contribué à la compréhension du comportement des ponts voussoirs.

Références bibliographique :

1- Mémoires ENSTP :

BENBOKHARI & BEKHOUCHE, Mr Promo 2020, Encadreur Mr.CHIKH et Mr.ZOURGUI, Etude d'un pont voussoir construit par encorbellements successifs.

CHAMI, Mr Promo 2020, Encadreur Mr.ZOURGUI et Mr.BABAKHOUYA, Etude d'un pont voussoir construit par encorbellements successifs + à poutre.

LICIR & SI YOUCEF promo 2024 Encadreur Mr.CHIKH Etude d'un pont voussoir construit par encorbellement successifs.

2- SETRA, service d'étude technique des routes et autoroute, Ponts à béton précontraint construit par encorbellements successifs, Juin 2003.

3- Ministère des travaux publics, document technique règlementaire, Règles définissant les charges appliquées pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR), fait à Alger, le 27 juin 2009.

4- Ministère des travaux publics, Règlement Parasismique Applicable Au Domaine Des Ouvrages D'art (RPOA 2008).

5 -Mr BELAOURA, Enseignant à ENSTP, Cours de béton armé et de précontrainte, Année 2020/2021 (3éme année cycle ingénieur) et 2021/2022 (4éme année cycle ingénieur).

6-Guide de la précontrainte Freyssinet.

7-Règles BAEL 91 révisées 99, Février 2000.

8- Mr.ZOURGUI, Enseignant à ENSTP, Chef de département de Routes et ouvrage .2023/2024

9- SETRA, service d'étude technique des routes et autoroute, guide technique appareils d'appuis en élastomère fretté.

10 Catalogue de dimensionnement des appareils d'appuis LRB : LASTO-LRB.

11-Mémoire master en génie civil, option voies et ouvrages d'art (VOA), Etude d'un tablier de pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, Juin 2017, à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

12 PFE –université de JIJEL Etude et conception d'un pont réalisé en encorbellement successive

AZZOUZ REGUIG RAJA , BOUGHETOUCHE FEKHEREDDINE

13- Logiciels et applications utilisées : AutoCAD, Robot Structural Analysis, CSI Bridge, MIDAS CIVIL Robot expert, Excel, Word, Google docs, power point.

Annexe A:

Résultats de calcul numérique longitudinal

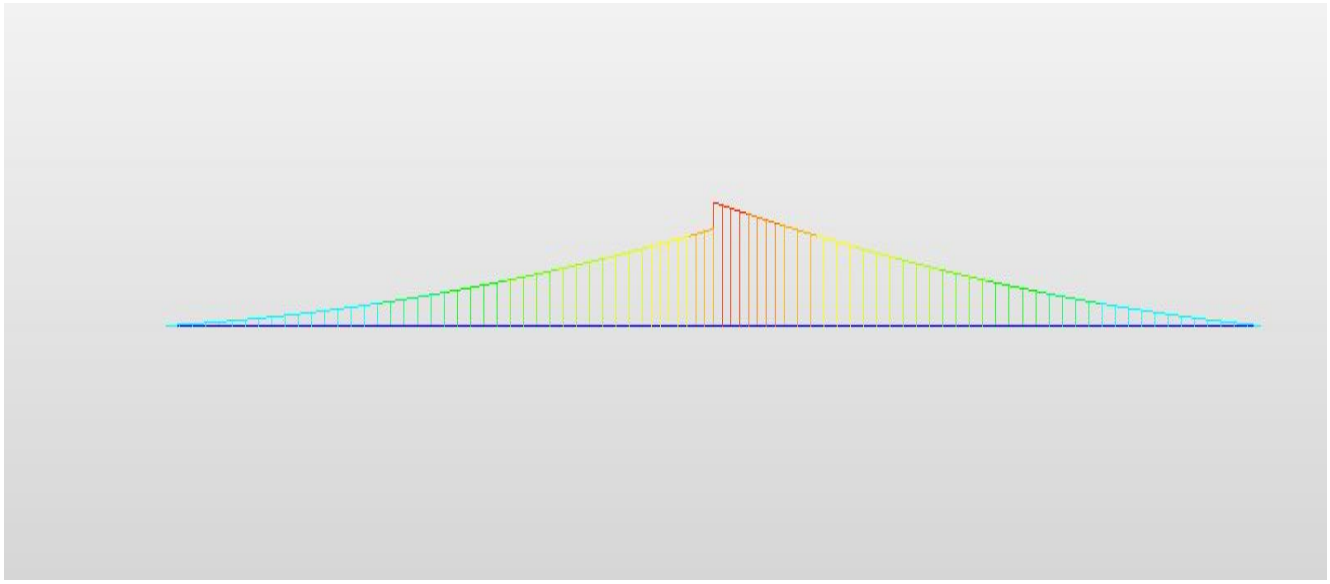


Figure 1 : combinison des charge sur chantier A1

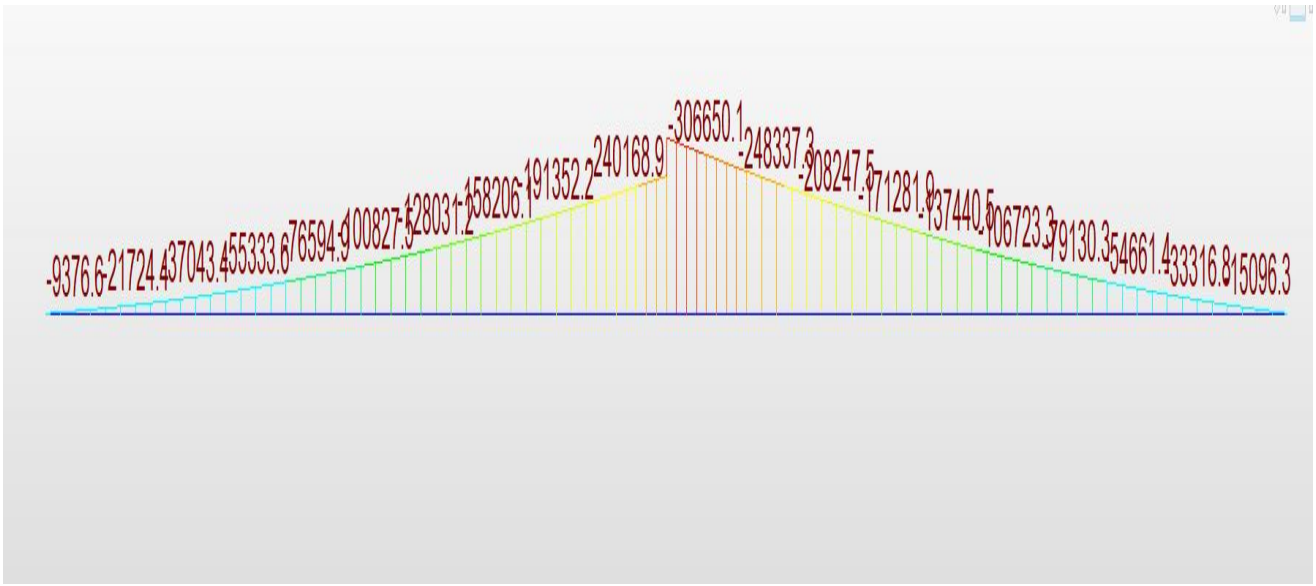


Figure 2 : combinison des charge sur chantier A1 valeur

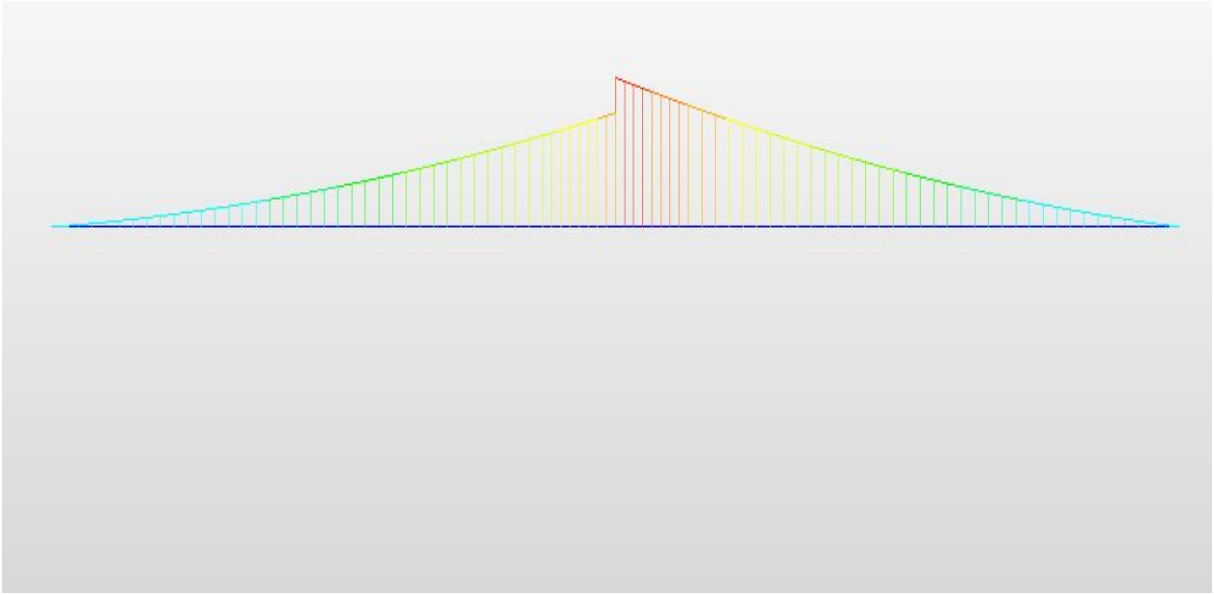


Figure 3 : combinison des charge sur chantier A2

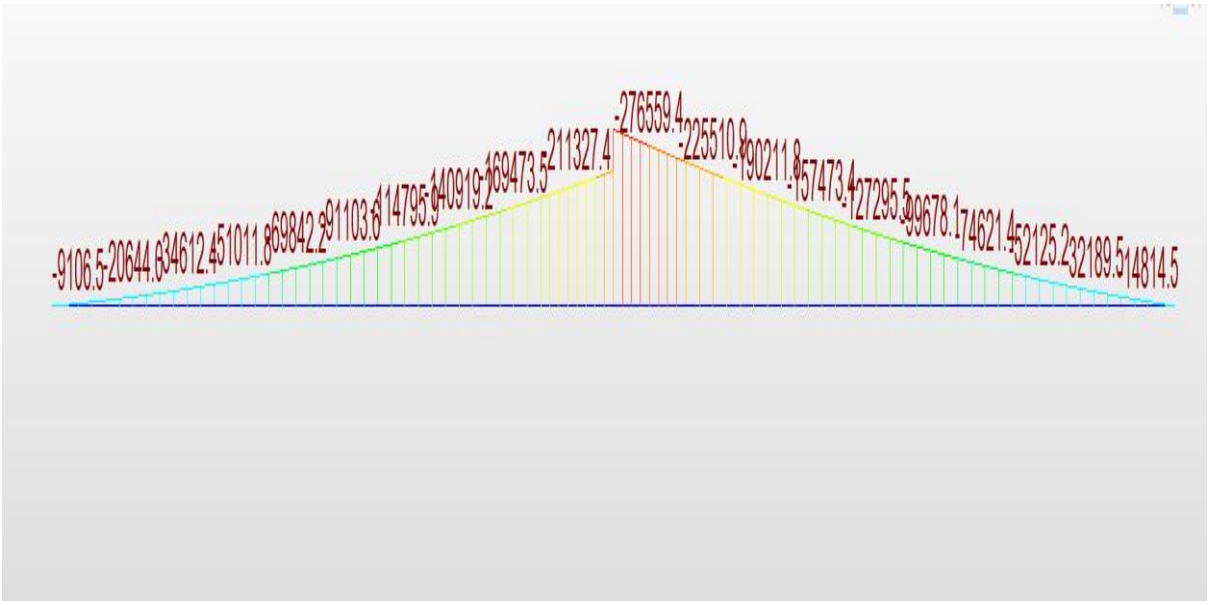


Figure 4 : combinison des charge sur chantier A2 valeur



Figure 5 : combinison des charge sur chantier B1

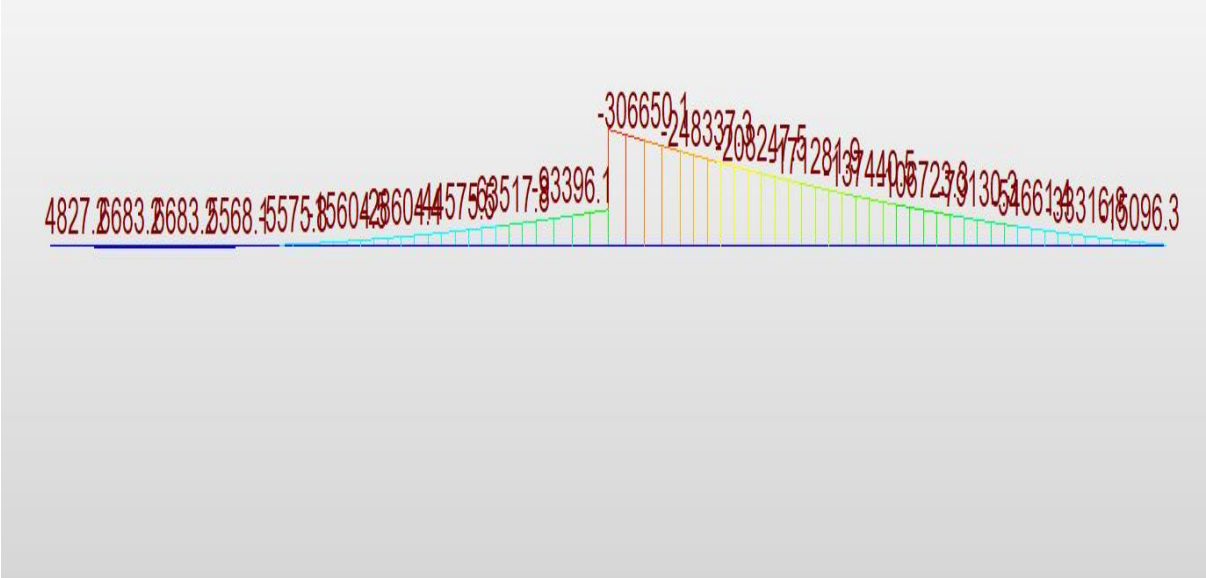


Figure 6 : combinison des charge sur chantier B1 valeur

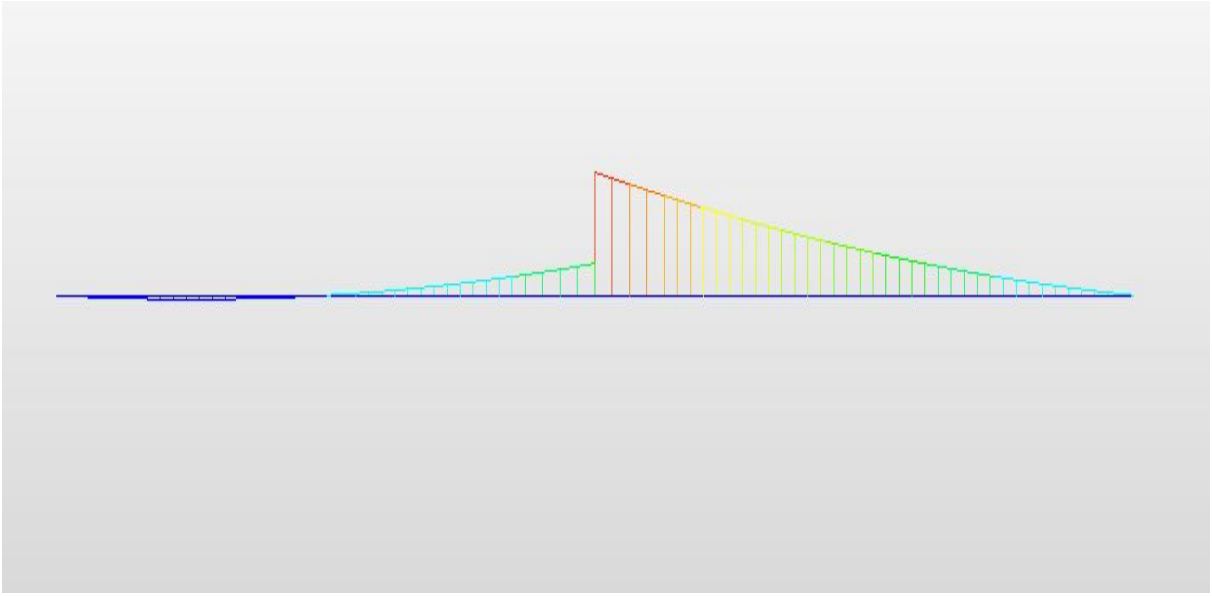


Figure 7 : combinison des charge sur chantier B2

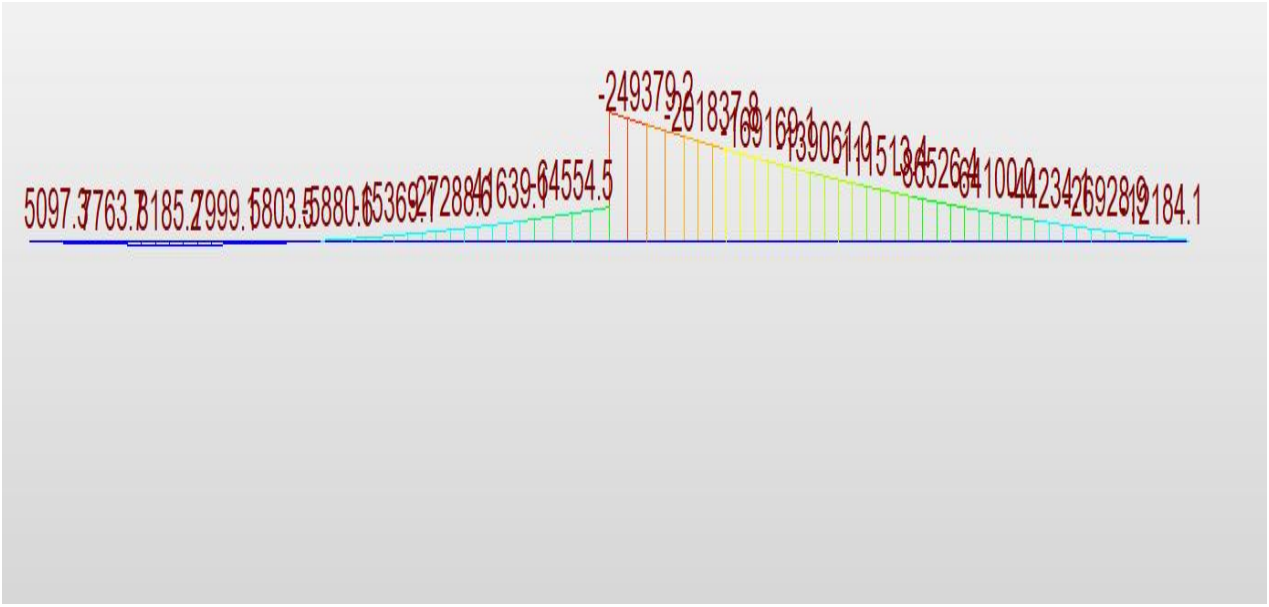


Figure 8 : combinison des charge sur chantier A2 valeur

Annexe B :

Résultats de calcul de précontrainte

Tableau.1 : Pertes dues au frottement.

Voussoir	câble	axe VSP	Fin VSP	Fin VS1	Fin VS2	Fin VS3	Fin VS4	Fin VS5	Fin VS6	Fin VS7	Fin VS8	Fin VS9
1/2 VSP	C0	67,96	0									
	C0	67,96	0									
VS1	C1	128,78	110,92	0								
	C1	128,782	110,92	0								
VS2	C2	171,30	153,44	140,05	0							
	C2	171,30	153,44	140,057	0							
VS3	C3	211,45	193,60	180,21	166,885	0						
	C3	211,45	193,60	180,21	166,835	0						
VS4	C4	171,34	153,48	140,09	126,06	113,806	0					
	C4	171,34	153,48	140,09	126,76	113,806	0					
VS5	C5	215,93	198,07	184,68	171,77	157,77	144,57	0				
	C5	215,93	198,07	184,68	171,27	157.77	144,57	0				
VS6	C6	258,45	240,60	227,20	213,84	200,94	187,04	173,64	0			
	C6	258,45	240,60	227,20	213,44	200,94	187,04	173,64	0			
VS7	C7	298,61	280,75	267,36	253,82	240,582	227,18	213,79	200,40	0		
	C7	298,61	280,75	267,36	253,982	240,582	227,18	213,79	200,40	0		
VS8	C8	336,29	318,47	305,04	291.47	278,47	264,87	251,48	238,08	224,69	0	
VS9	C9	238,30	238,30	154,117	140,97	132,432	113,93	100,5	87,15	73,76	60,36	46,976

Tableau 2 : Pertes dues aux recul d'ancrage

Voussoir	câble	axe VSP	Fin VSP	Fin VS1	Fin VS2	Fin VS3	Fin VS4	Fin VS5	Fin VS6	Fin VS7	Fin VS8	Fin VS9
1/2 VSP	C0	77,144	112,856									
	C0	77,144	112,856									
VS1	C1	31,328	111,68	138,46								
	C1	31,328	111,68	138,46								
VS2	C2	0	0	91,06	162,26							
	C2	0	0	91,06	162,26							
VS3	C3	0	0	18,71	152,56	197,17						
	C3	0	0	18,71	152,56	197,17						
VS4	C4	0	0	0	22,06	145,87	187,14					
	C4	0	0	0	22,06	145,87	187,148					
VS5	C5	0	0	0	0	0	92,47	160,85				
	C5	0	0	0	0	0	92,47	160,85				
VS6	C6	0	0	0	0	0	30,87	128,25	160,72			
	C6	0	0	0	0	0	30,8	236,01	268,47			
VS7	C7	0	0	0	0	0	0	31,55	126,89	158,67		
	C7	0	0	0	0	0	0	31,55	126,89	158,67		
VS8	C8	0	0	0	0	0	0	15,4	69,00	149,35	176,14	
VS9	C9	0	0	0	0	0	0	0	15,43	69,00	149,35	176,14

Tableau 3 : Pertes dues au raccourcissement

Elément	axe VSP	Fin VSP	Fin VS1	Fin VS2	Fin VS3	Fin VS4	Fin VS5	Fin VS6	Fin VS7	Fin VS8	Fin VS9
N câble	36	36	32	28	24	20	16	12	8	4	2
s (m²)	10,67	10,67	10,67	10,6726	10,67	10,676	10,67	10,67	10,67	10,67	10,67
Inertie m^4	10,73	10,73	10,73	10,73	10,73	10,73	10,73	10,733	10,733	10,733	10,733
Δσinst	1296,7	1357,81	1351,96	1338,54	1338,74	1340,44	1315,47	1303,25	1344,02	1318,55	1311,85
P	0	0	126,89	126,44							
v	1,006	1,006	1,006	1,006	1,006	1,006	1,006	1,006	1,006	1,317	1,317
Dmoyen	0,262	0,262	0,262	0,253	0,24	0,274	0,248	0,27	0,326	0,326	0,326
emoyen	0,744	0,744	0,744	0,753	0,76	0,732	0,758	0,7285	0,68	0,991	0,991
Mg	128,13	97,20	76,80	58,800	43,200	30,00037	19,200	10,80	48,00	12,0002	0
Δσracu	61,03	35,68	29,83	24,75	20,20	14,77	11,24	7,1	9,98	4,55	2,4419

Tableau 04 : Pertes dues aux retrait

Ep	Xi	σr	%
190000	0,0002	38	2,55

Tableau 05 : Pertes dues aux fluage

Perte de fluage	Nb de cable	v	d moy	emoy	S (m^2)	I	M	P	Δfl(MPA)	Δfl (%)
Axe Vsp	36	1,1711	0,262	0,9091	21,92	15,41	148,73	2,71	21,43	1,44
FinVsp	36	1,006	0,262	0,744	10,67	10,733	114,58	2,67	25,28	1,69
Fin VC09	32	1,006	0,262	0,744	10,67	10,733	91,87	2,74	33,99	2,28
Fin VC08	28	1,006	0,253	0,753	10,67	10,733	71,64	2,67	36,58	2,45
Fin VC07	24	1,006	0,242	0,764	10,67	10,733	53,88	2,61	37,64	2,52
Fin VC06	20	1,006	0,246	0,76	10,67	10,733	38,60	2,79	41,35	2,77
Fin VC05	16	1,006	0,248	0,758	10,67	10,733	25,80	2,84	38,54	2,59
Fin VC04	12	1,006	0,277	0,729	10,67	10,733	15,47	2,87	29,92	2,01
Fin VC03	8	1,006	0,277	0,729	10,67	10,733	7,62	3,01	23,59	1,58
Fin VC02	4	1,006	0,277	0,729	10,67	10,733	2,25	2,94	12,79	0,86
Fin VC01	2	1,006	0,277	0,729	10,67	10,733	1,23	2,94	6,31	0,42

Tableau 06 : Pertes dues aux relaxation

Voussoire	Δσfr	Δσrecu	Δσracou	Δσi	Δσret	Δσflu	Δσrelax	Δσd	Δσtotal
axe VSP	12,043235	0,80	2,45	15,30	2,55	1,84	3,23	7,61	22,93
fin vsp	7,07253247	1,67	2,45	11,204	2,55	2,62	3,32	8,50	20,18
fin vsp 1	7,05659903	2,08	2,44	11,58	2,55	2,88	3,22	8,66	21,52
fin vsp 2	6,80938462	3,23	2,43	12,47	2,55	3,09	3,04	8,68	22,24
fin vsp 3	6,18814251	3,84	2,42	12,45	2,55	3,37	3,10	8,89	16,95
fin vsp 4	5,74299621	4,177	2,39	12,31	2,55	3,04	3,18	8,77	21,09
fin vsp 5	5,17217305	6,42	2,36	13,96	2,55	2,64	2,96	8,15	22,12
fin vsp 6	3,81994731	8,59	2,31	14,73	2,55	1,98	2,87	7,41	22,14
fin vsp 7	0,675	9,00	2,20	11,881	2,55	1,31	3,63	7,49	19,38
fin vsp 8	0,45	10,93	1,89	13,28	2,55	0,726	3,43	6,70	19,99
fin vsp 9	0	11,83	1,89	13,73	2,55	0,35	3,36	6,2	20,005

Tableau 07 : Vérification de la contrainte à vide

Voussoir	MC+MF (KN*m)	MG (KN*m)	Pc+Pf (KN)	sigma sup (KN)	sigma inf (KN)
axe sur appui	10604,32	1201,19	882,69	964,023891	-1401,4332
FIN VS SUR CULEE	12488,25	3295,46	966,69	952,176181	-1360,3677
FIN VS 13	14144,4	7476,08	1201,02	737,505746	-939,98088
AXE VS13	15167,91	11340,68	1339,91	484,219799	-478,56051
FIN VS12	15780,97	14889,25	1348,93	209,920372	-14,401253
AXE VS12	16394,02	18121,79	1357,93	-34,7604945	399,87838
FIN VS11	17007,04	21038,31	1366,93	-249,823738	764,28499
AXE VS11	17620,05	23638,79	1375,9	-435,26842	1078,8095
FIN VS 10	18233,03	25923,25	1384,87	-591,09548	1343,4609
AXE VS10	18845,99	27891,68	1393,82	-717,304916	1558,2344
Debut VS clavage1	19458,93	29544,09	1402,76	-813,896729	1723,1322
Axe clavage1	20071,85	30880,46	1411,68	-880,869982	1838,1505
FIN Clava	15651,81	31901,71	7661,31	-805,544251	3282,2905
finVS9	18590,51	33066,19	19219,15	443,251542	4084,7624
FIN VS8	16594,7	31388,59	28231,68	1257,5328	4979,0928
FIN VS7	8067,74	26866,74	40253,33	2008,0743	6737,1622
FIN VS6	3461,84	19499,8	52233,26	3388,897	7423,416
FIN VS5	6523,2	9289,41	61357,9	5487,46017	6183,3296
FIN VS4	12807,93	3765,23	73377,09	7720,01333	5445,2262
FIN VS3	24594,56	19663,66	80422,11	7994,4473	6754,0271
FINVS2	43816,2	38405,53	87058,14	8660,94167	7299,8302
FINVS1	46373,11	59993,76	98070,47	7908,55006	11334,969
AXE VSP	42098,72	93749,11	96264,46	4174,88745	17168,091
FIN VSP	37738,01	55827,42	85195,7	6283,85336	10834,436
FIN VS1	28801,06	30706,42	73576,62	6712,54367	7191,8572
FIN VS2	17579,66	8430,57	65092,56	6954,06221	4652,5116
FIN VS3	4111,27	10999,49	59213,44	4900,25719	6633,062
FIN VS4	8876,13	27585,28	53544,62	3261,34839	7967,8335
FIN VS5	25993,58	41328,34	46789,33	2944,93317	6802,5547
FIN VS6	39992,17	52227,99	37363,55	2352,58398	5430,6343
FIN VS7	54361,47	60280,94	30505,7	2302,31185	3791,4173
FIN VS8	62943,7	65493,73	25418,8	2141,69285	2783,1799
FIN VS9	68029,94	67862,26	19132,84	1807,68436	1765,5027
FIN V CLAVAGE 2	62903,77	67863,96	25335,35	1907,97361	3155,762
FIN VS9	57787,11	65495,46	31589,98	2236,19368	4175,3109
FINVS8	42756,76	60286,78	34651,82	1602,38199	6012,2445
FIN VS7	32310,16	52231,42	46620,61	2499,24008	7510,6443
FIN VS6	18385,68	41332,64	53714,25	2880,0275	8652,5787

FIN VS5	1271,44	27591,13	57728,79	2939,90168	9560,8989
FIN VS4	14846,37	11005,36	64991,22	6447,04647	5480,7997
FIN VS3	25474,25	8426,22	72653,79	8402,60611	4113,9933
FIN VS2	37626	30702,94	85036,45	8613,3474	6871,7782
FIN VS1	41982,22	55825,48	96048,78	7698,3349	11180,754
AXE VSP2	44076,09	93203,24	98286,4	4600,76319	16959,219
FIN VSP2	42115,54	59994,29	87217,63	6492,97092	10990,56
FIN VS1	29258,17	38408,2	80533,7	6685,09853	8986,8856
FINVS2	14235,61	19665,55	74850,01	6501,45091	7867,4099
FINVS3	5817,5	3766,68	64254,08	6210,21265	5694,3071
FINVS4	503,69	9287,92	53503,55	4187,76078	6397,527
FINVS5	7546	19499,09	42164,77	2828,76291	5835,6895
FIN VS6	15363,94	26865,17	31019,83	1827,28865	4720,5451
FIN VS7	23235,82	31386,98	19828,39	1093,10736	3143,6181
FIN VS8	17446,1	33066,72	7703,42	-742,618085	3186,9146
FIN VS9	20664	31900,92	1406,06	-921,54168	1905,2247
AXE CLAVAGE3	20050,89	30880,57	1397,15	-884,205734	1840,1151
FIN CLAVAGE3	19437,76	29544,18	1388,22	-817,251227	1725,1259
AXE Voussoire 10	18824,6	27891,77	1379,28	-720,680034	1560,2628
FIN VS10	18211,43	25923,33	1370,33	-594,489344	1345,5209
AXE VS11	17598,23	23638,86	1361,37	-438,681031	1080,9035
FIN VS11	16985,01	21038,37	1352,39	-253,256031	766,40967
AXE VS12	16371,77	18121,84	1343,4	-38,2115341	402,03714
FIN VS12	15758,51	14889,29	1334,39	206,449649	-12,211862
AXE VS13	15171,92	11340,72	1342,46	484,830736	-478,94826
FIN VS13	14264,98	7476,11	1280,22	756,222666	-951,5896
AXE VS14	12587,8	3295,48	1038,37	968,218586	-1369,3631
FIN VS14	0	570,43	0	-53,4661865	90,031531
axe sur appui	67990,82	68020,28	19103,7	1786,47728	1793,8883
Fin voussoire sur culee	22327,84	32262,79	19736,02	917,262101	3416,5042

Tableau 08 - Vérification des contraintes En charge :

Voussoir	MC+MF (KN*m)	M (G+A(L)) (KN*m)	Pc+Pf (KN)	sigma sup (Kpa)	sigma inf (Kpa)
axe sur appui	10604,32	0	882,69	617,7744934	-452,4302956
FIN VS SUR CULEE	12488,25	4895,32	966,69	1092,28509	-911,2061352
FIN VS 13	14144,4	1800,64	1201,02	1346,567371	-1121,594064
AXE VS13	15167,91	978,01	1339,91	1224,688475	-973,6984963
FIN VS12	15780,97	3440,63	1348,93	1081,795162	-829,1155699
AXE VS12	16394,02	5587,23	1357,93	968,5204093	-714,1549508
FIN VS11	17007,04	7417,8	1366,93	884,8642166	-628,8128914
AXE VS11	17620,05	8932,34	1375,9	830,8256484	-573,0940758
FIN VS 10	18233,03	10130,85	1384,87	806,4047024	-546,9928826
AXE VS10	18845,99	11013,34	1393,82	811,6013801	-550,5130594
Debut VS clavage	19458,93	11579,8	1402,76	846,4166181	-583,6536698
Axe clavage	20071,85	11830,23	1411,68	910,8494799	-646,4156501
FINClava	15651,81	11764,63	7661,31	645,1671732	789,9381934
finVS9	18590,51	16424,09	19219,15	1813,454848	1786,648177
FIN VS8	16594,7	18447,51	28231,68	2387,030008	2901,286935
FIN VS7	8067,74	19338	40253,33	2560,775367	4979,419444
FIN VS6	3461,84	20969,98	52233,26	3733,7367	6050,521051
FIN VS5	6523,2	15820,71	61357,9	5125,708826	6367,763123
FIN VS4	12807,93	13148,93	73377,09	7703,982755	6040,906258
FIN VS3	24594,56	3936,26	80422,11	8734,045226	6330,506614
FINVS2	43816,2	11772,9	87058,14	10125,13235	6182,470911
FINVS1	46373,11	22784,1	98070,47	9386,512432	8983,904352
AXE VSP	42098,72	44225,4	96264,46	4956,719002	13075,39863
FIN VSP	37738,01	85407,76	85195,7	7554,564547	8404,16918
FIN VS1	28801,06	42270,22	73576,62	7740,402358	6041,862323
FIN VS2	17579,66	19740,21	65092,56	7674,169068	4518,873922
FIN VS3	4111,27	747,76	59213,44	4255,166833	6836,60801
FIN VS4	8876,13	17881,95	53544,62	2875,729743	7154,170041
FIN VS5	25993,58	31699,44	46789,33	3145,302723	5619,206034
FIN VS6	39992,17	39190,6	37363,55	3220,026298	3778,859157
FIN VS7	54361,47	42973,26	30505,7	3881,284761	1832,998277
FIN VS8	62943,7	43434,9	25418,8	4077,625641	683,7867406
FIN VS9	68029,94	44839,29	19132,84	4168,085793	-584,1502305
FIN VCLAVAGE	62903,77	42679,17	25335,35	3790,071853	955,708797
FIN VS9	57787,11	47783,88	31589,98	3695,451373	2221,937407
FINVS8	42756,76	49926,66	34651,82	2549,248908	3941,679255
FIN VS7	32310,16	50184,67	46620,61	2660,656542	6072,247832

FIN VS6	18385,68	50509,27	53714,25	2702,864458	7358,81017
FIN VS5	1271,44	43222,79	57728,79	1998,263931	8815,408449
FIN VS4	14846,37	37637,45	64991,22	5156,33619	7017,72394
FIN VS3	25474,25	24775,93	72653,79	8737,893832	4871,507685
FIN VS2	37626	4849,04	85036,45	10469,24259	5459,660655
FIN VS1	41982,22	10902,42	96048,78	9367,960288	8623,756487
AXE VSP2	44076,09	38012,27	98286,4	5563,732858	12847,13162
FIN VSP2	42115,54	82929,33	87217,63	7573,201031	8764,277662
FIN VS1	29258,17	48469,33	80533,7	7337,308588	7748,146128
FINVS2	14235,61	31449,78	74850,01	6851,934072	7168,860158
FINVS3	5817,5	15926,25	64254,08	6271,086288	5764,893857
FINVS4	503,69	3117,22	53503,55	4393,50385	5628,702762
FINVS5	7546	7092,85	42164,77	3558,484543	4339,758409
FIN VS6	15363,94	11713,7	31019,83	3067,407433	2743,181684
FIN VS7	23235,82	13634,36	19828,39	2851,970845	862,2541246
FIN VS8	17446,1	12621,69	7703,42	1099,85784	343,1355105
FIN VS9	20664	13409,37	1406,06	1001,433928	-738,0528286
AXE CLAVAGE3	20050,89	11384,72	1397,15	907,3768824	-645,664791
FINCLAVAGE3	19437,76	11766,2	1388,22	842,936523	-582,8971861
AXE VOUSS 10	18824,6	11831,66	1379,28	808,1128493	-549,7481401
FIN VS10	18211,43	11581,1	1370,33	802,9096105	-546,2214022
AXE VS11	17598,23	11014,5	1361,37	827,3230574	-572,3132232
FIN VS11	16985,01	10131,88	1352,39	881,354128	-628,0264142
AXE VS12	16371,77	8933,23	1343,4	965,0037589	-713,3600387
FIN VS12	15758,51	7418,55	1334,39	1078,270076	-828,314096
AXE VS13	15171,92	5587,85	1342,46	1225,258171	-973,7905307
FIN VS13	14264,98	3441,11	1280,22	1365,255234	-1125,446299
AXE VS14	12587,8	978,35	1038,37	1108,349053	-913,8431057
FIN VS14	0	1800,43	0	-53,46618653	53,46618653
axe sur appui	67990,82	570,43	19103,7	4143,131395	-564,6542943
Fin voussoire sur culee	22327,84	42877,17	19736,02	2546,31662	1150,605736

Annexe C : Résultats de calcul sismique

t

Annexes

mode	Period s	masse cumuleeUx	masse cumulee Uy	masse cumulee Uz	SUM Ux	SUM Uy	SUM Uz	Somme total
1	1,92943	0	45,69	0	0	2373,91	0	9284920,46
2	0,795804	81,05	45,69	0	4210,64	2373,91	0	9284920,46
3	0,700358	81,05	45,69	0	4210,64	2373,91	0	9284920,46
4	0,568366	81,05	78,93	0	4210,64	4100,62	0	9284920,46
5	0,510589	81,05	78,93	6,27	4210,64	4100,62	325,72	9284920,46
6	0,38198	81,05	80,82	6,27	4210,64	4198,63	325,72	9284920,46
7	0,280681	81,05	80,82	6,27	4210,66	4198,63	325,73	9284920,46
8	0,248174	81,05	80,82	57,78	4210,66	4198,63	3001,96	9284920,46
9	0,169586	81,05	80,82	57,78	4210,66	4198,64	3001,96	9284920,46
10	0,152379	81,05	80,82	57,78	4210,71	4198,64	3001,96	9284920,46
11	0,09048	81,05	80,82	58,67	4210,71	4198,64	3048,03	9284920,46
12	0,085512	81,05	80,82	58,67	4210,71	4198,79	3048,03	9284920,46
13	0,085146	81,05	80,82	58,67	4210,73	4198,79	3048,04	9284920,46
14	0,081709	81,05	80,82	58,69	4210,76	4198,79	3048,96	9284920,46
15	0,077994	81,05	80,82	64,37	4210,76	4198,79	3344,26	9284920,46
16	0,063832	81,05	80,82	64,37	4210,76	4198,79	3344,26	9284920,46
17	0,060922	91,19	80,82	64,37	4737,38	4198,79	3344,26	9284920,46
18	0,053098	91,19	80,82	64,37	4737,38	4198,79	3344,31	9284920,46
19	0,046204	91,19	91,11	64,37	4737,38	4733,46	3344,31	9284920,46
20	0,046025	91,19	91,11	70,47	4737,41	4733,46	3661,24	9284920,46
21	0,045877	91,19	91,11	70,57	4737,41	4733,46	3666,39	9284920,46
22	0,044162	99,97	91,11	70,57	5193,67	4733,46	3666,41	9284920,46
23	0,041433	99,97	91,11	70,57	5193,75	4733,46	3666,41	9284920,46
24	0,038532	99,97	91,11	73,6	5193,75	4733,46	3823,63	9284920,46
25	0,036352	99,97	91,12	73,6	5193,75	4733,94	3823,63	9284920,46
26	0,034204	99,97	99,98	73,6	5193,75	5194,14	3823,63	9284920,46
27	0,030757	99,97	99,98	73,69	5193,75	5194,14	3828,31	9284920,46
28	0,030575	99,97	99,98	73,75	5193,75	5194,14	3831,57	9284920,46
29	0,030162	99,97	99,98	73,75	5193,75	5194,15	3831,57	9284920,46
30	0,029871	99,97	99,98	73,75	5193,75	5194,15	3831,64	9284920,46
31	0,028177	99,97	99,98	73,86	5193,75	5194,15	3837,29	9284920,46
32	0,025352	99,97	99,98	73,86	5193,75	5194,15	3837,29	9284920,46
33	0,02463	99,97	99,98	75,89	5193,75	5194,15	3942,62	9284920,46
34	0,022938	99,97	99,98	76,48	5193,75	5194,15	3973,52	9284920,46
35	0,022774	99,97	99,98	78,68	5193,75	5194,15	4087,77	9284920,46
36	0,022758	99,97	99,98	78,68	5193,75	5194,15	4087,77	9284920,46
37	0,021604	99,97	99,98	78,68	5193,75	5194,15	4087,83	9284920,46
38	0,020662	99,97	99,98	78,69	5193,75	5194,15	4088,09	9284920,46
39	0,018888	99,97	99,98	78,69	5193,75	5194,15	4088,11	9284920,46
40	0,018704	99,97	99,98	78,7	5193,75	5194,15	4088,47	9284920,46
41	0,018188	99,97	99,98	80,62	5193,75	5194,15	4188,63	9284920,46
42	0,017785	99,97	99,98	80,66	5193,75	5194,15	4190,55	9284920,46
43	0,016556	99,97	99,98	80,69	5193,75	5194,15	4192,05	9284920,46
44	0,016108	99,97	99,98	84,31	5193,75	5194,15	4380,38	9284920,46
45	0,015962	99,97	99,98	84,57	5193,75	5194,15	4393,76	9284920,46

46	0,015275	99,97	99,98	85,19	5193,75	5194,15	4426,09	9284920,46
47	0,01508	99,97	99,98	85,82	5193,75	5194,15	4458,78	9284920,46
48	0,014621	99,97	99,98	87,47	5193,75	5194,15	4544,55	9284920,46
49	0,014452	99,97	99,98	87,49	5193,75	5194,15	4545,1	9284920,46
50	0,014045	99,97	99,98	90,49	5193,75	5194,15	4701,28	9284920,46

Tableau 09 : de participation massique mdale

Tableau 10 : Evaluation des efforts sismique

Elem	Load	FZ (KN)	FY (kN)	FX (kN)	My (kN*m)	Mx (kN*m)
Culé 1	EX	1915,938403	0	19,26198	0	0
	EY	0	2045,850286	0	0	0
	EZ	39,590534	0	2118,381817	0	0
	E1	1927,815563	613,755086	654,776525	0	0
	E2	586,658681	2045,850286	641,293139	0	0
	E3	586,658681	2045,850286	641,293139	0	0
PILE 1	EX	85,05	0	8406,5	91514,36	0
	EY	0	6901,48	0	0	74827,69
	EZ	9636,54	0	98,93	1091,73	0
	E1	8142,308844	1973,498119	2935,289493	75004,96466	18106,65635
	E2	2463,511426	6578,327065	2874,381033	22695,14824	60355,52118
	E3	2532,907336	1973,498119	9520,361649	23340,67772	18106,65635
PILE 2	EX	87,01	0	8112,57	74728,31	0
	EY	0	6578,33	0	0	60355,52
	EZ	9494,26	0	99,14	922,18	0
	E1	8436,177577	2070,44448	2976,006741	91841,87787	22448,30666
	E2	2551,628471	6901,4816	2916,474981	27781,82766	74827,68888
	E3	2620,879133	2070,44448	9662,051508	28546,04199	22448,30666
Culé 2	EX	1916,014801	0	18,524688	0	0
	EY	0	2048,329778	0	0	0
	EZ	39,547031	0	2114,322662	0	0
	E1	1927,878911	614,498933	652,821486	0	0
	E2	586,66855	2048,329778	639,854205	0	0
	E3	614,351471	614,498933	2119,880069	0	0

Tableau 11 : Evaluation des sollicitations sur la culé et la pile :

Elément	Combinaison	Fx (kN)	Fy (KN)	Fz(KN)	Mx(KN/m)	My(KN/m)
PILE 1	ELS A(L)	-10794,144	0	29981,8609	0	-100601,42
	(ELS BC3v)	-18294,793	0,0768	31058,9853	0,6144	-170507,47
	(ELS D240)	102,369691	0	28546,9562	0	954,085513
	(ELS Mc120)	103,872582	0,0192	28712,1157	0,3072	968,092466
	ELUA(L)	-10754,492	0	40475,1146	0	-100231,86
	ELU Bc(3v)	-18223,244	0,1024	41940,177	0,8192	-169840,63
	ELU D240	162,15623	0	38283,9878	0	1511,29606
	ELU Mc120	163,846983	0,0216	38469,7922	0,3456	1527,05388
	ELA A(L)	-8273,4379	1973,498119	37253,771	18106,6564	-77374,46
	ELA BC	2571,4662	1973,510919	37571,3202	18106,7588	23700,0463
	ELA D240	2566,77732	1973,498119	37117,6037	18106,6564	23656,346
	ELA MC120	2567,02781	1973,501319	37145,1303	18106,7076	23658,6805
	ELA A(l) TR	-2664,0364	1973,498119	30668,6989	18106,6564	-25710,173
	ELA Bc 3v Trensver	8180,86771	1973,510919	30986,248	18106,7588	75364,3333
	ELA D240 TR	8176,17883	1973,498119	30532,5316	18106,6564	75320,6329
	ELA Mc120	8176,42931	1973,501319	30560,0581	18106,7076	75322,9674
	ELA A(L)	-8342,8338	6578,327065	30607,7904	60355,5212	-78019,989
	ELA Bc 3v	2502,07029	6578,339865	30925,3395	60355,6236	23054,5169
	ELA D240	2497,38141	6578,327065	30471,6231	60355,5212	23010,8165
	ELA Mc120	2497,6319	6578,330265	30499,1497	60355,5724	23013,151
	ELS Bc 3v min	-18395,261	-0,0768	27027,5595	-0,6144	-171443,83
PILE2	ELS A(L)	-10787,553	0	31769,9267	0	-119310,33
	ELS bc3v	-18322,346	0,0768	33059,5046	1,2288	-202645,15
	ELS D240	-73,628454	0	30106,2947	0	-814,33072
	ELS Mc120	-71,247447	0,0192	30273,5428	0,3072	-787,99678
	ELU A(L)	-10827,132	0	42802,9252	0	-119748,08
	ELU Bc	-18359,226	0,1024	44493,7478	1,6384	-203053,03
	ELU D240	-129,72289	0	40385,2633	0	-1434,7352
	ELU MC120	-127,04426	0,0216	40573,4173	0,3456	-1405,1095
	ELA A(L)	-8154,4963	2070,44448	39183,6759	22448,3067	-90629,611
	ELA Bc 3v	2599,61518	2070,45728	39261,9236	22448,5115	28310,8627
	ELA D240	2591,79259	2070,44448	38804,425	22448,3067	28224,3448
	ELA Mc120	2592,18943	2070,44768	38832,2997	22448,3579	28228,7338
	ELA A(l) Trens	-2339,1979	2070,44448	32497,6311	22448,3067	-27333,775
	ELA BC Trens	8414,91362	2070,45728	32575,8788	22448,5115	91606,6986
	ELA D240 trens	8407,09104	2070,44448	32118,3803	22448,3067	91520,1807
	ELA Mc120	8407,48787	2070,44768	32146,2549	22448,3579	91524,5697
	EL A A(L)	-8223,747	6901,4816	32438,0994	74827,6889	-91393,825
	ELA Bc 3v	2530,36452	6901,4944	32516,3471	74827,8937	27546,6483
	ELA D240	2522,54193	6901,4816	32058,8485	74827,6889	27460,1305

Elem	Load	FZ (KN)	FY (kN)	FZ (kN)	My (kN*m)	Mx (kN*m)
Pile 1	A(l)	-2245,65	0	-46,76	435,8	0
	s(t) bc	210,27	0	-18425,3	171723,75	0
	S(T) A(L)	123,58	0	-10828,96	100925,87	0
	EX	87,01	0	8112,57	74728,31	0
	EY	0	6578,33	0	0	60355,52
	EZ	9494,26	0	99,14	922,18	0
	Bc 3V	144,03	0,1	32,98	472,91	0,51
	D240	11,83	0	9,54	104,28	0
	MC120	16,97	0,02	10,79	117,77	0,26
	BC1V	28	0	4,15	51,84	0
	G	-27402,25	0	-85,96	801,15	0
Pile 2	A3(l)	-2245,49	0	46,64	-515,87	0
	s(t)bc	-208,22	0	-18295,65	202349,92	0
	S(T)A3(L)	-122,37	0	-10752,76	118925,55	0
	EX(RS)	85,05	0	8406,5	91514,36	0
	EY(RS)	0	6901,48	0	0	74827,69
	EZ(RS)	9636,54	0	98,93	1091,73	0
	BC3V(max)	222,92	0,1	53,39	299,15	1,02
	D240(max)	64,37	0	14,28	32,18	0
	MC120(max)	72,87	0,02	16,26	35,66	0,26
	BC1V(max)	28,05	0	5,55	45,74	0
	G	-28944,53	0	85,7	-947,83	0

Dans chaque appareille d'appui :

Element	Load	FZ(KN)	FY(KN)	FX (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-X (kN*m)
Pile 1	G	-4782,69	0	-21,49	0	0
	A (l)	-561,41	0	-11,69	0	0
	s(t) bc	52,57	0	-4606,32	0	0
	Temperature	-3,51	0	73,7	0	0
	S(T) A(L)	30,9	0	-2707,24	0	0
	Bc 3V	55,73	0,02	13,35	0	0
	BC1V	16.09	0.00	0.00	0.00	0.00
	D240 (max)	55,73	0,02	13,35	0	0
	Mc120(ax)	16,09	0	3,57	0	0
Pile 2	G	-4782,19	0	21,42	0	0
	A (l)	-561,37	0	11,66	0	0
	s(t) bc	-52,05	0	-4573,91	0	0
	Temperature	-3,51	0	-73,53	0	0
	S(T) A(L)	-30,59	0	-2688,19	0	0
	Bc 3V (max)	193,12	0,03	12,19	0	0
	BC1V(max)	28.00	0.00	4.15	51.84	
	D240 (max)	193,12	0	0	0	0
	Mc120(ax)	52,28	0	2,98	0	0

Annexe D : Calcul transversal

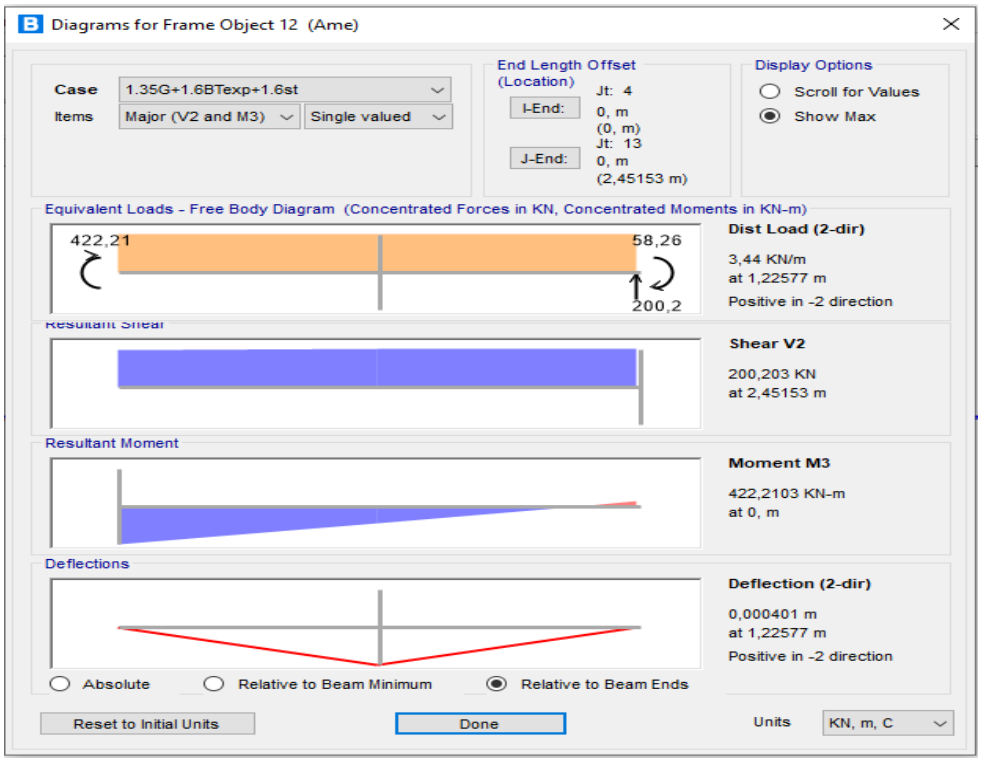


Figure 01 . Efforts internes à ELU pour l'âme

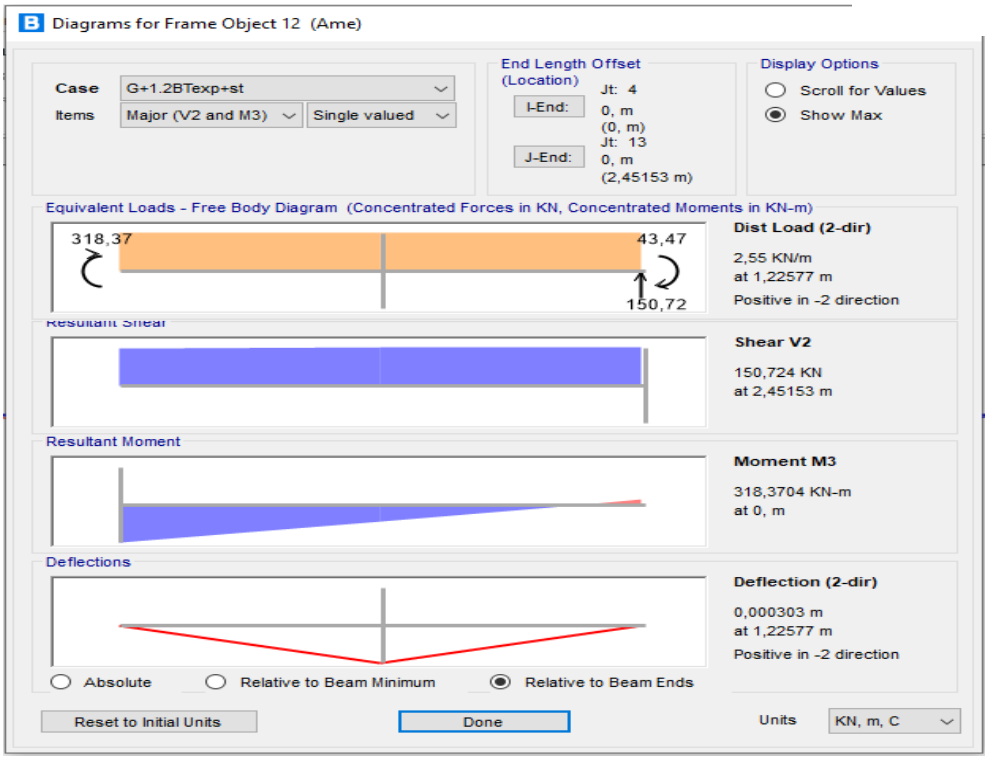


Figure 03 Efforts internes à ELS pour l'âme

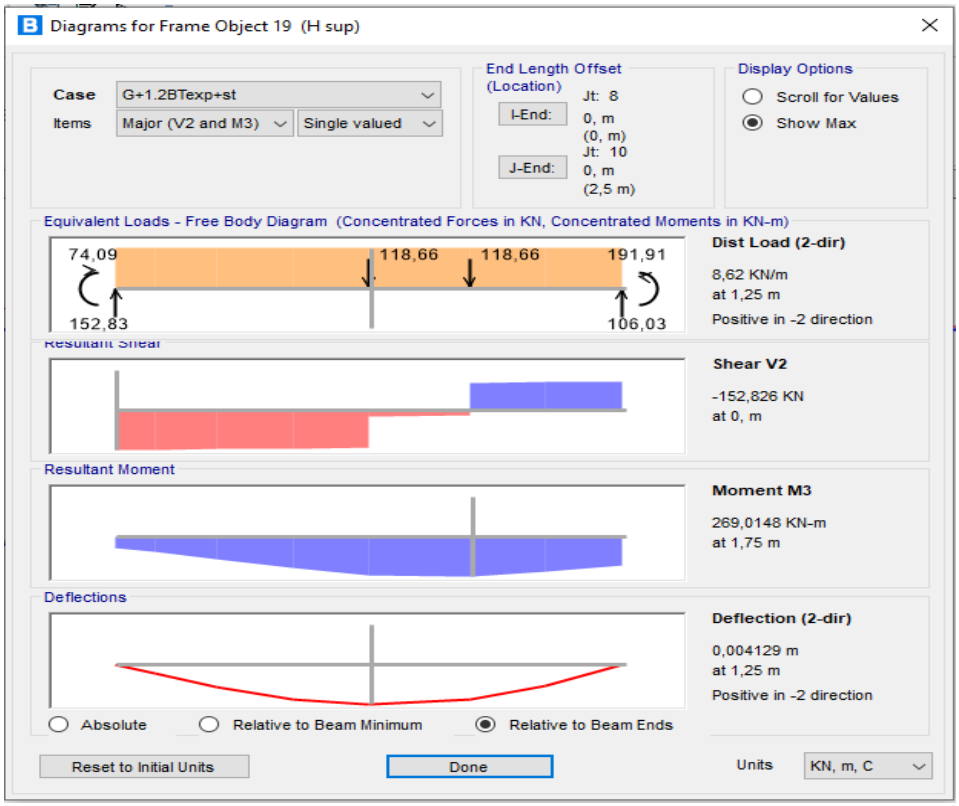


Figure 02- Efforts internes à ELS pour l'hourdis sup

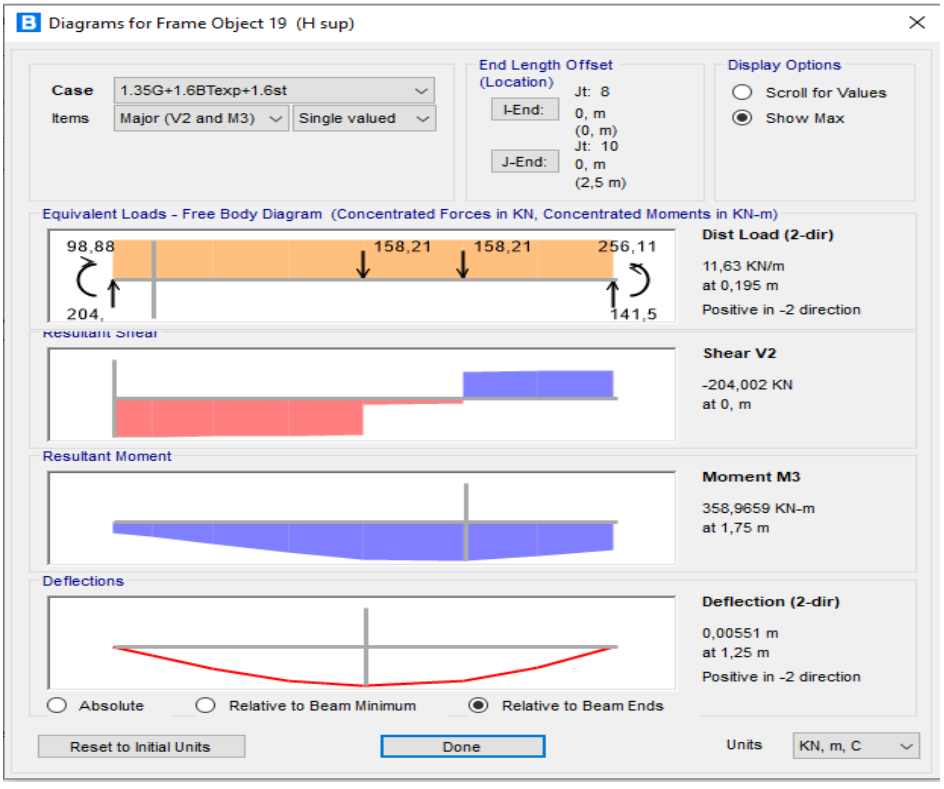


Figure 04 Efforts internes à ELS pour l'hourdis sup

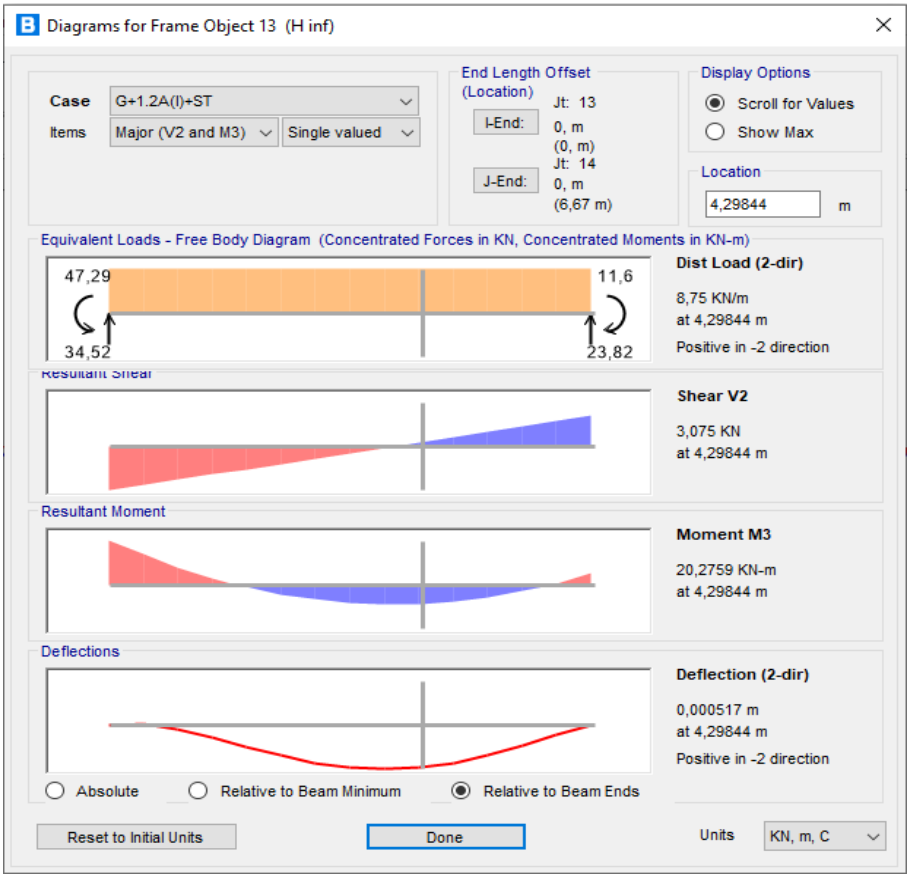


Figure 05 Efforts internes à ELS pour l'hourdis inf

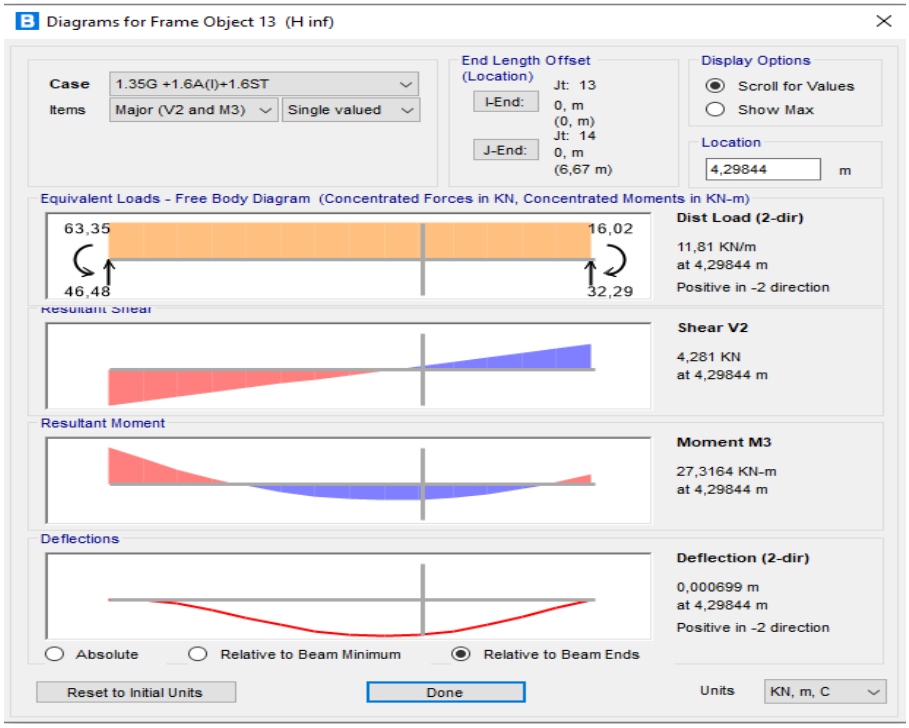


Figure 06Efforts internes à ELU pour l'hourdis inf

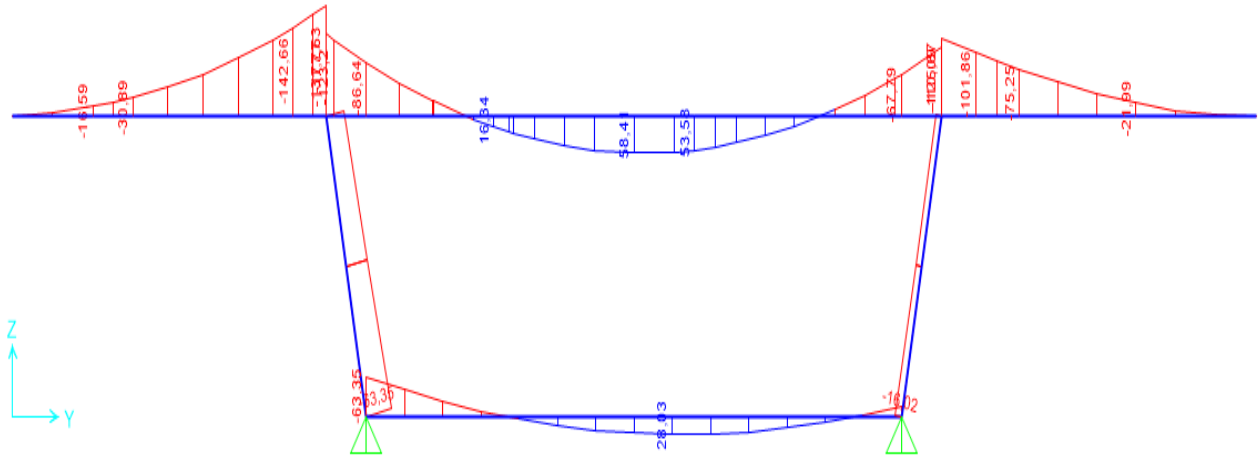


Figure 07Moment fléchissant transversal sou le combinaison 1.35G +1.6A(l)+1.6St

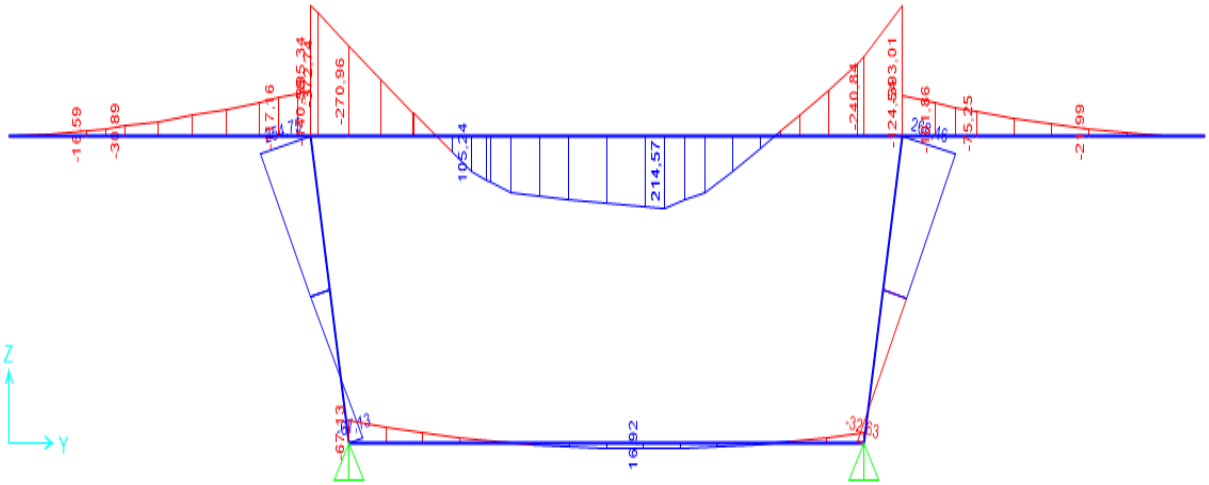


Figure 08 Moment fléchissant transversal sou le combinaison 1.35G +1.6Bc+1.6St

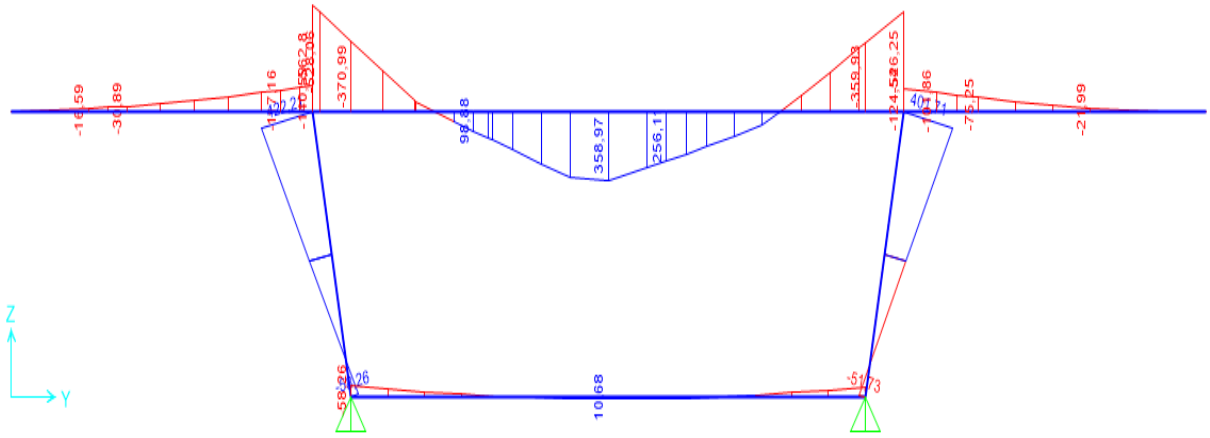


Figure 09 Moment fléchissant transversal sou le combinaison 1.35G +1.6Bt+1.6St

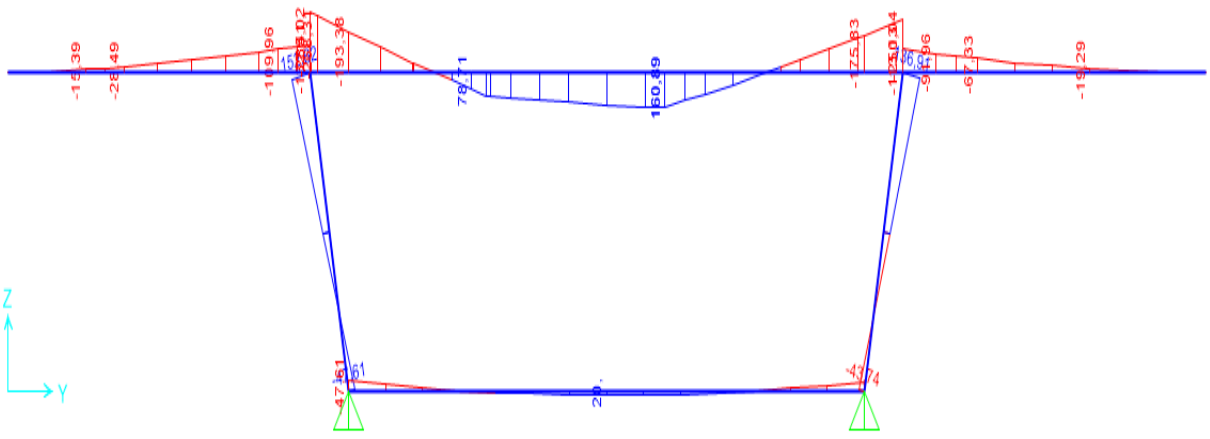


Figure 10 Moment fléchissant transversal sou le combinaison 1.35G +1.35Mc120

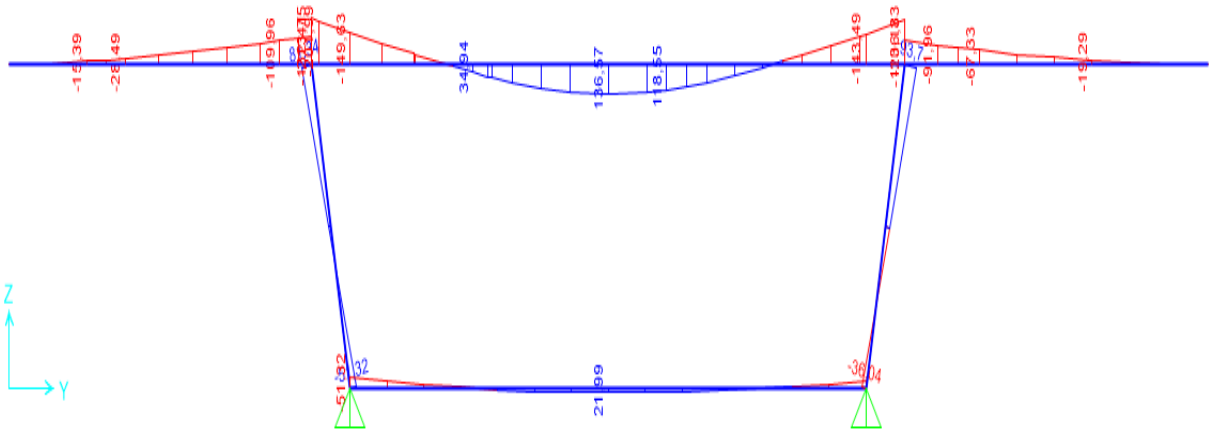


Figure 11 Moment fléchissant transversal sou le combinaison 1.35G +1.35D240

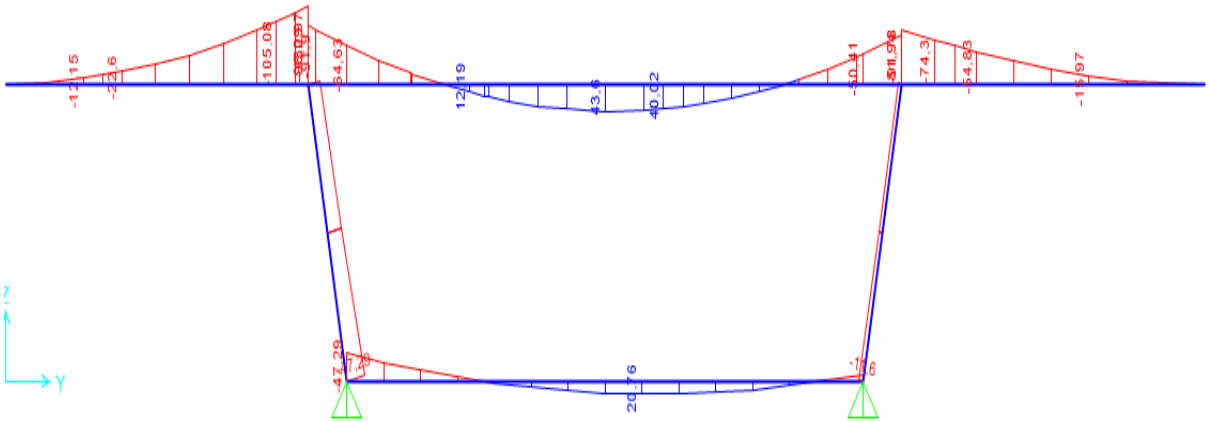


Figure 12 Moment fléchissant transversal sou le combinaison G+1.2A(l)+st

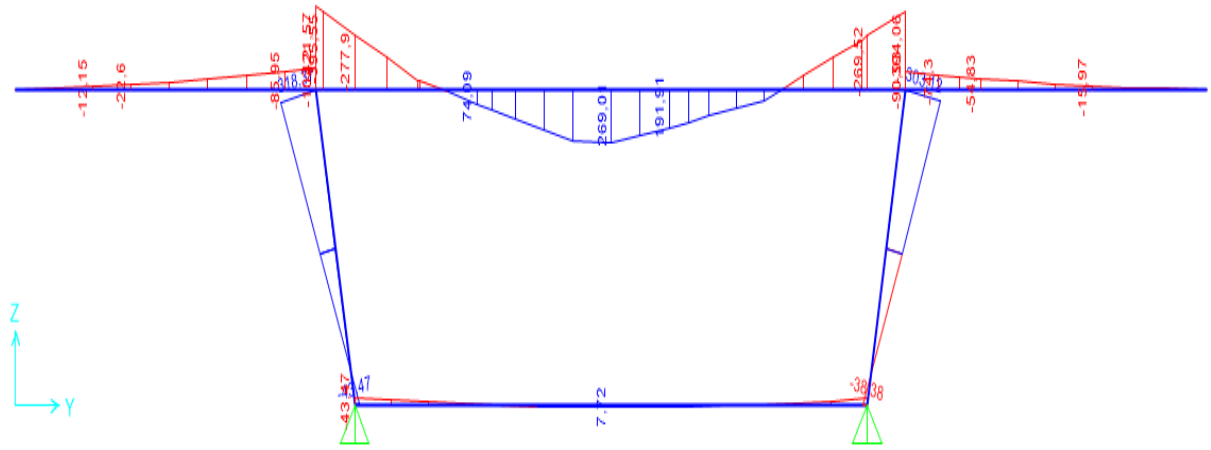


Figure 13 Moment fléchissant transversal sou le combinaison G +1.2Bt+1.6St

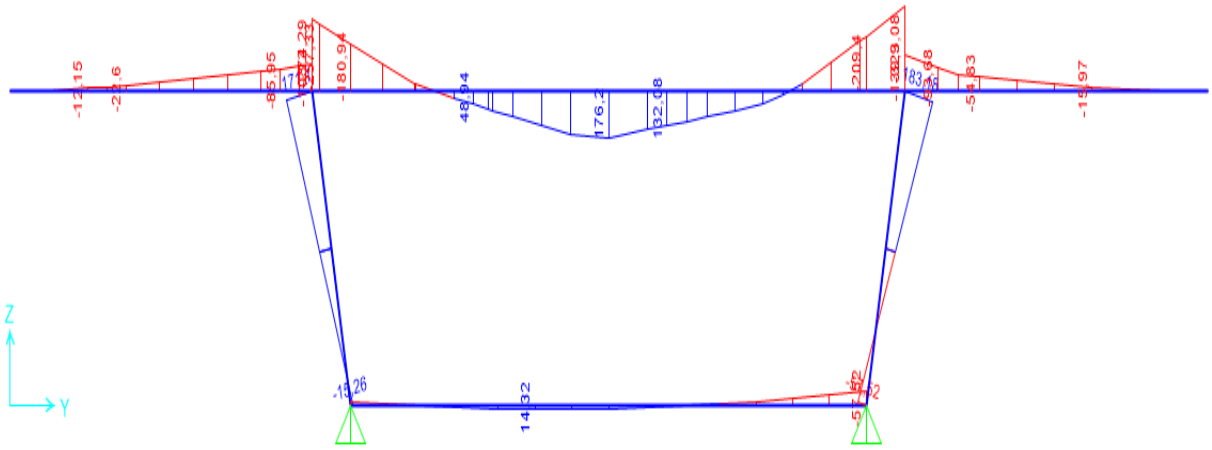


Figure 14 Moment fléchissant transversal sou le combinaison G +1.2BC+1.6St

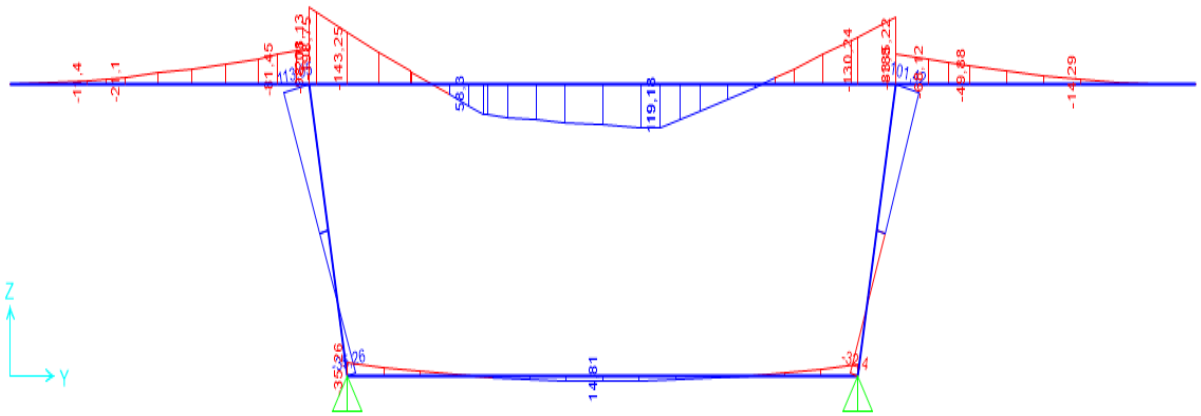


Figure 15 Moment fléchissant transversal sou le combinaison G +Mc120

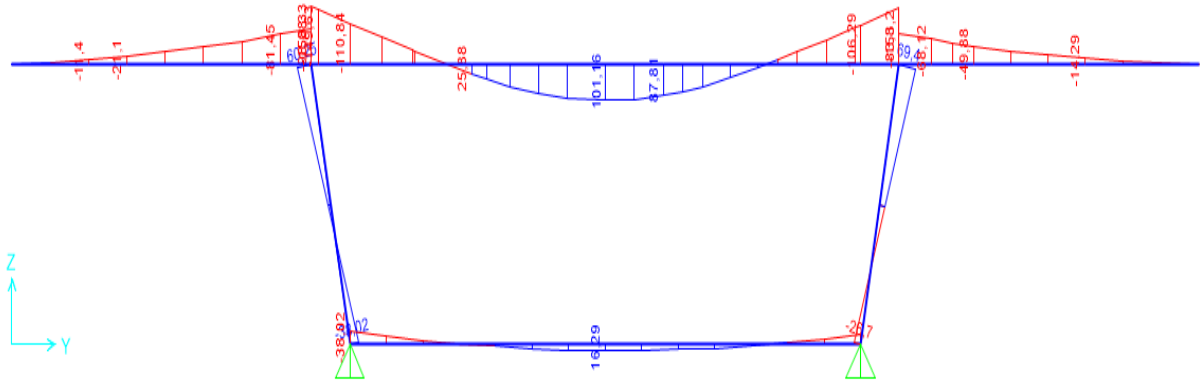


Figure 16 Moment fléchissant transversal sou le combinaison G +D240

Annexe E : Ferraillage Transversale

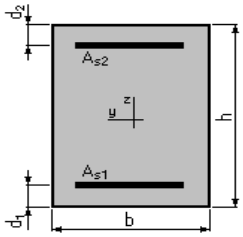
Ferraillage de l'hourdis supérieur
Pour le Moment < 0

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	-395,55
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 54,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 101,5 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 7,77 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -395,55 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,8 (cm)
Bras de levier: Z = 16,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 24,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 207,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

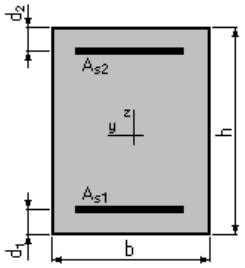
Ferraillage de l'hourdis supérieur
Pour le Moment > 0

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	269,01	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 67,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 13,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
théorique ρ = 4,05 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 269,01 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,8 (cm)
Bras de levier: Z = 16,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 24,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 207,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

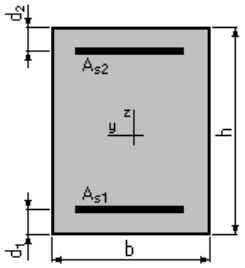
Ferraillage de l'hourdis inférieur
Pour le Moment < 0

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	-47,06
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6,8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)
théorique ρ = 0,23 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -47,06 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 6,9 (cm)
Bras de levier: Z = 27,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 23,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

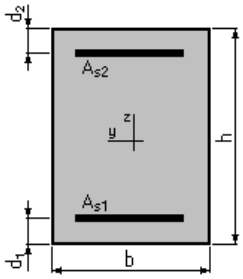
Ferraillage de l'hourdis inférieur
Pour le Moment > 0

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 35,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	20,59	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 4,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4,5 (cm2)
théorique ρ = 0,15 (%)
minimum ρ_{min} = 0,15 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 20,59 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,55
Position de l'axe neutre: y = 5,7 (cm)
Bras de levier: Z = 28,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 10,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

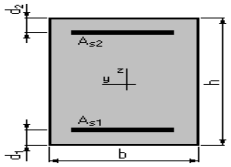
Ferraillage de l'âme
Pour le Moment < 0

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 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	-171,12	-47,06

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 8,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
théorique ρ = 0,18 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = -171,12 (kN) M = -47,06 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 3,8 (cm)
Bras de levier: Z = 43,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 7,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

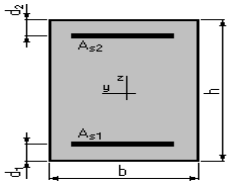
Ferraillage de l'âme
Pour le Moment > 0

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 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	-340,37	318,37

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 38,6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6,2 (cm2)
théorique ρ = 0,86 (%)
minimum ρ_{min} = 0,14 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = -340,37 (kN) M = 318,37 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,0 (cm)
Bras de levier: Z = 40,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Annexe F : Résultats Infrastructure (culé)

Tableau 1 Combinaison d'actions normal aux pieds de la Culé à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	MH	MV	ΔM	R1	R2	R3
G+0.6T	24393,94	3824,15	-14523,27	17671,05	3147,79	1713,70	1626,26	1538,82
G+0.6T+1.2Q	24840,10	4337,20	-16847,38	18831,07	1983,69	1711,11	1656,01	1600,90
G+0.6T+1.2A(l)+ST	26354,60	3974,90	-15441,37	16587,95	1146,58	1788,82	1756,97	1725,12
G+0.6T+1.2Bc+ST	25672,85	4040,147	-15838,71	16962,92	1124,21	1742,75	1711,52	1680,29
G+0.6T+Mc120	25397,94	3824,15	-14523,27	17118,85	2595,59	1765,30	1693,20	1621,10
G+0.6T+D240	26170,94	3824,15	-14523,27	16693,70	2170,44	1805,02	1744,73	1684,44

Tableau 2 Combinaison d'actions normal aux pieds de la Culé à l'ELU

	N (KN)	H (KN)	MH	MV	ΔM	R1	R2	R3
1.35G+0.9T	32931,82	5176,84	-17078,54	23855,92	6777,38	2383,72	2195,45	2007,19
1.35G+0.9T+1.6Q	33526,70	5860,91	-20177,36	25402,61	5225,25	2380,26	2235,11	2089,97
1.35G+0.9T+1.6 (A(l) +ST)	35557,52	5377,85	-18302,68	22411,79	4109,11	2484,64	2370,50	2256,36
1.35G+0.9T+1.6 (Bc+ST)	34648,51	5464,84	-18832,46	22911,74	4079,28	2423,21	2309,90	2196,59
1.35G+0.9T+1.35Mc120	34287,22	5176,84	-17078,54	23110,45	6031,91	2453,37	2285,81	2118,26
1.35G+0.9T+1.35D240	35330,77	5176,84	-17078,54	22536,50	5457,96	2506,99	2355,38	2203,77

Tableau 03 Evaluation des efforts sur le mur frontal

Désig	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Mur F	5230,0875	/	0	2,05	0	/
DDT	214,5	/	1,85	6,17	396,83	/
MGG	550,25	/	1,5	5,42	825,375	/
Poids des T sur DDT	380,95	/	1,85	6,68	704,761	/
Poussée des terres	/	2116,90	/	-2,35	/	-10528,24
Poids sur 10KN/m2	371,8	/	2,6	/	966,68	
Poussée Sur 10kN/m²	/	333,1614	/	-3,53	/	-1936,76

Tableau 04 Effort dus au tablier sur mur frontal

	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Rg	4715,00	/	-0,65	/	-3064,75	/
RA(l)	1598,00	/	-0,65	/	-1038,70	/
Rbc	1029,87	/	-0,65	/	-669,42	/
Rmc120	1004,00	/	-0,65	/	-652,60	/
Rd240	1777,00	/	-0,65	/	-1155,05	/
Rst	43,06	/	-0,65	/	-27,99	-993,87
Hf+r	/	243,00	/	-4,09	/	-647,41
HT°	/	158,29	/	-4,09	/	-513,83
Freinage A(l)	/	125,63	/	-4,09	/	-736,20
Freinage Bc	/	180,00	/	-4,09	/	/

Tableau 05 Combinaison d'action normale sur pied de mur frontal ELS

	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$
G+0.6T	11462,59	2454,88	-11910,55	-1137,79	-13048,34
G+0.6T+1.2Q	11908,75	2854,68	-14234,67	22,23	-14212,44
G+0.6T+1.2A(l)+ST	13423,25	2605,64	-12527,15	-2417,82	-14944,96
G+0.6T+1.2Bc+ST	12741,49	2670,882	-12793,99	-1974,67	-14768,67
G+0.6T+Mc120	12466,59	2454,88	-11910,55	-1790,39	-13700,94
G+0.6T+D240	13239,59	2454,88	-11910,55	-2292,84	-14203,39
G+0.6T	11462,59	2454,88	-11910,55	-1137,79	-13048,34

Tableau 06 Combinaison d'action normal sur pied de mur frontal ELU

	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$
1.35G+0.9T	14972,57	3328,34	-16137,52	-1536,01	-17673,53
1.35G+0.9T+1.6Q	15567,45	3861,39	-19236,34	10,67	-19225,66
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	17598,26	3529,34	-16959,64	-3242,72	-20202,36
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	16689,25	3616,34	-17315,44	-2651,86	-19967,30
1.35G+0.9T+1.35Mc120	16327,97	3328,34	-16137,52	-2417,02	-18554,54
1.35G+0.9T+1.35D240	17371,52	3328,34	-16137,52	-3095,33	-19232,85
1.35G+0.9T	14972,57	3328,34	-16137,52	-1536,01	-17673,53

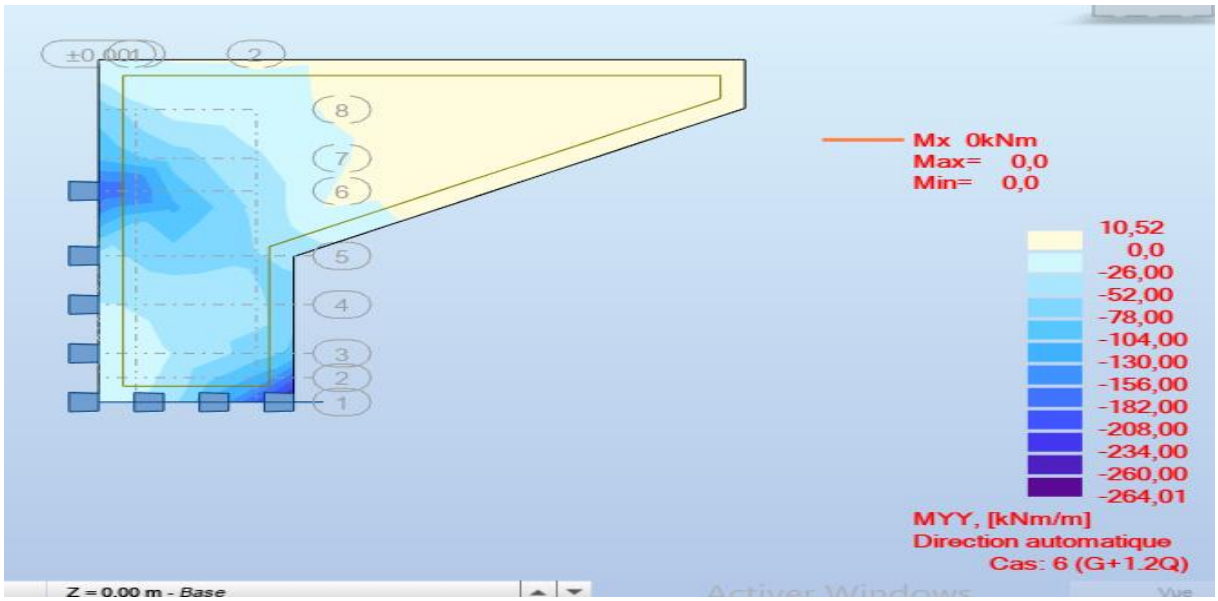


Figure 17 Cartographie du moment Myy du mur en retour sous la combinaison ELS

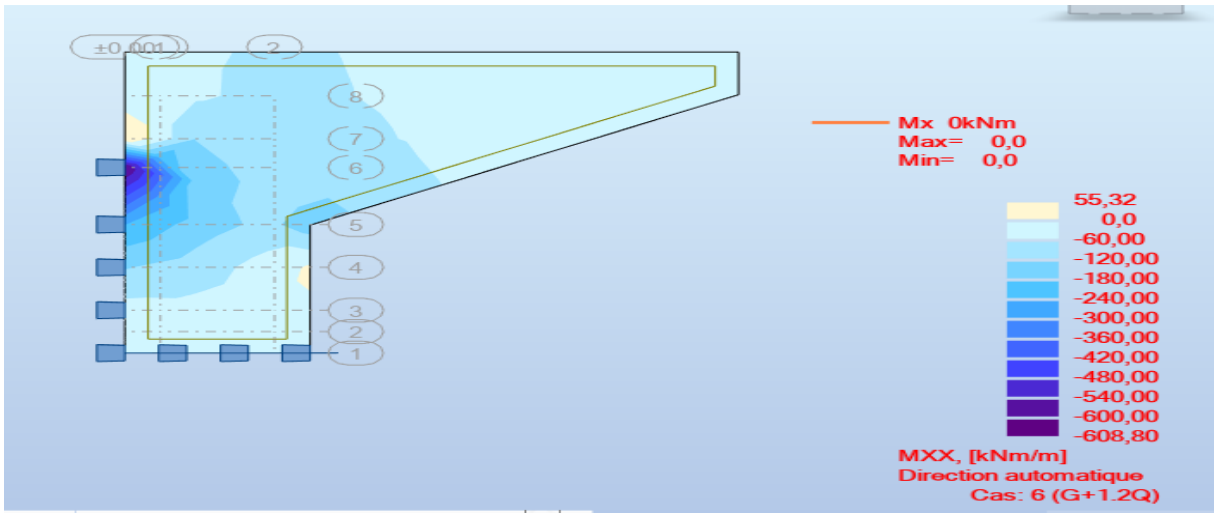


Figure 18 Cartographie du moment Mxx du mur en retour sous la combinaison ELS

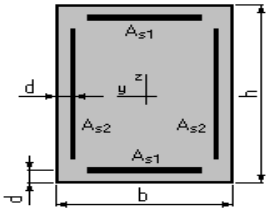
Ferraillage de Mur frontale

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 40,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 330,0 (cm)
d = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	786,31	-964,12	0,00
2.	ELU	1004,35	-1303,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 33,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 66,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1650,0 (cm2)
théorique ρ = 0,20 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 786,31 (kN) M_y = -964,12 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 21,65
Position de l'axe neutre: y = 174,7 (cm)
Bras de levier: Z = 266,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 3,7 (MPa)
comprimée: σ_s' = 10,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 1004,35 (kN) M_y = -1303,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	24,38	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 135,0	(cm)
Bras de levier:	Z = 271,0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 4,92	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ_s =434,8	(MPa)
comprimée:	σ_s' = 434,8	(MPa)

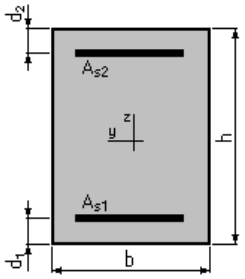
Ferraillage de Dalle de transition

1. Hypothčses:

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)	93,88	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	69,84	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 12,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,50 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 93,88 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,4 (cm)
Bras de levier: Z = 23,2 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 2,16 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 69,84 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 8,0 (cm)
Bras de levier: Z = 22,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,8 (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)

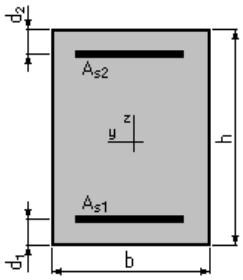
Ferraillage de mur en retour

1. Hypothčses:

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)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-274,27	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 22,1 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,40 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = -274,27 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,1 (cm)
Bras de levier: Z = 49,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,9 (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)

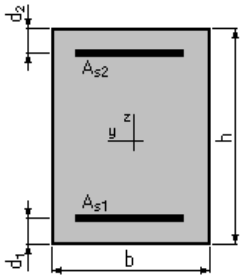
Ferraillage de Mur Garde Grève

1. Hypothčses:

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)	190,18	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	142,30	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 26,5 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,0 (cm2)		
théorique	ρ = 1,06 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,12 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 190,18 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,29	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 9,4	(cm)
Bras de levier:	Z = 21,2	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3,50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 5,78	(‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 142,30 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,7 (cm)
Bras de levier: Z = 21,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,4 (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)

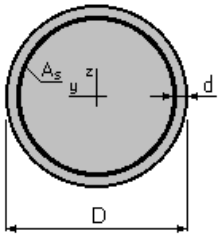
Calcul de Section en Flexion Composée
PIEUX 1

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

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.	ELS	4081,46	2463,74	0,00
2.	ELU	4818,65	2454,11	0,00
3.	ELA	3574,74	1114,18	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 185,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\ max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,64 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS **N = 4081,46 (kN)** **M_y = 2463,74 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 61,7 (cm)
Bras de levier: Z = 89,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 16,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 207,3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 220,2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 207,3 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU **N = 4818,65 (kN)** **M_y = 2454,11 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,80 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 70,7 (cm)
Bras de levier: Z = 82,0 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 2,18 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =434,8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELA **N = 3574,74 (kN)** **M_y = 1114,18 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,23 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 83,3 (cm)
Bras de levier: Z = 76,6 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,32 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =264,5 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

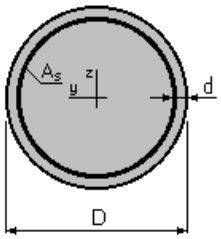
Calcul de Section en Flexion Composée
PIEUX 2

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

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.	ELS	4688,03	2411,16	0,00
2.	ELU	5407,94	2416,01	0,00
3.	ELA	3906,08	1114,18	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 174,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique ρ = 1,54 (%)
minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 4688,03 (kN) M_y = 2411,16 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 65,5 (cm)
Bras de levier: Z = 87,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 16,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 182,5 (MPa)
comprimée: σ_s' = 223,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 207,3 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELU N = 5407,94 (kN) M_y = 2416,01 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,73 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 73,5 (cm)
Bras de levier: Z = 80,8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,96 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =393,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA N = 3906,08 (kN) M_y = 1114,18 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,02 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 86,0 (cm)
Bras de levier: Z = 75,4 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1,17 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s =233,9 (MPa)
comprimée: σ_s' = 500,0 (MPa)

Annexe G : Géotechnique

- **Coupes géologiques :**

Un (01) sondage pressiométrique a été réalisé au droit de l'ouvrage (O.A 71/02).

Le sondage a traversé la succession de terrains suivants :

- **Sondage SP.71 :**

0.00 m à 0.20 m : Terre végétale ;
0.20 m à 2.00 m : Argile brunâtre concrétionnée, intercalée de niveaux centimétriques de grés durs ;
2.00 m à 10.50m : Argile calcaire verdâtre renfermant des concrétions calcaires par endroits ;
10.50m à 30.00m : Marne grisâtre, indurée présentant des micro-fissures remplies de calcite, intercalée de niveaux calcaire par endroits.

- **Essais pressiométriques :**

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

– **Sondage SP.71 :**

Sondage	Prof (m)	Pl (bars)	Pl* (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/Pl	Horizons	État de serrage
SP.71	4,00	2,7	2,4	1,6	14,2	6,0	Argile calcaire verdâtre renfermant des concrétions calcaires par endroits ;	Sur consolidé
	8,00	38,5	37,8	22,8	728,1	19,2		Sur consolidé
	10,00	39,9	39,0	39,9	2204,1	56,5		Sur consolidé
	12,00	41,0	40,0	36,1	4573,5	114,4	Marne grisâtre, indurée présentant des micro-fissures remplies de calcite, intercalée de niveaux calcaire par endroits.	Sur consolidé
	14,00	40,3	39,0	40,3	1741,6	44,6		Sur consolidé
	16,00	40,6	39,1	40,6	2241,1	57,3		Sur consolidé
	18,00	40,8	39,2	40,8	5797,8	147,8		Sur consolidé
	20,00	43,0	41,2	43,0	6415,9	155,7		Sur consolidé
	22,00	41,4	39,4	36,4	8858,8	224,9		Sur consolidé
	24,00	43,7	41,5	38,7	8543,4	205,8		Sur consolidé
	26,00	44,7	42,3	39,7	2900,3	68,5		Sur consolidé
	28,00	43,8	41,3	38,8	8751,9	212,1		Sur consolidé
	30,00	44,6	41,9	44,6	4137,5	98,7		Sur consolidé

- **Essais chimiques (Analyse chimique complète du sol) :**

  - **Provenance : SP.71.**

CARACTÉRISTIQUES	SYMBOLES	UNITÉS	TENEURS SP.71 (Prof : 24.00/25.00m)
LA SILICE	$Si\ O_2$	%	86.80
L'ALUMINE	$Al_2\ O_3$	%	1.65

L'OXYDE DE FER	$Fe_2 O_3$	%	9.05
LES SULFATES	SO_3	mg/kg	Nul
LES CARBONATES	$Ca CO_3$	%	2.34
L'ANHYDRIDE CARBONIQUE	CO_2	%	1.03