République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Thème

Conception et Etudes d'un Viaduc du PK42+660 au PK43+128 Sur La Liaison Autoritaire BATNA_CHELGHOUM LAID

Présenté par :

ZOUAOUI Raine

KHELIF Roumaissa

Encadré par :

Mr.BENTAMOUNE Nacereddine

Co-encadré par :

Mr.FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2023/2024

REMERCIEMENTS

*Tout d'abord, nous remercions **ALLAH**, de nous avoir donné la volonté et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

Nos sincères remerciements sont exprimés à nos chers parents, de nous avoir aides pour arrive au terme de ce travail qui est le fruits de plusieurs d'années d'études.

*Nos vifs remerciements vont aussi a monsieur **BENTAMOUNE Nacereddine** pour son encadrement exemplaire, sa disponibilité et de travail avec beaucoup d'attention et de nous avoir consacré de leur temps, et surtout pour son dévouement.*

*Nous souhaitons adresser, nos profonds remerciements à notre co-encadrant Monsieur **Dr. FEDGHOUCHE FERHAT**, pour son soutien et sa disponibilité durant la rédaction de ce travail.*

*On adresse un grand remerciement à l'organisme **SAETI** pour l'opportunité de travailler au SAETI pendant la durée de préparation de notre mémoire de PFE.*

Nous désirons aussi remercier nos enseignants qui ont contribué à notre formation.

Sans oublier de remercier les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Dédicace

***J**e remercie **DIEU** le Tout Puissant de m'avoir accordé la vie pour atteindre ce stade de savoir et de patience.*

***A**u nom d'**ALLAH** et du profond de mon cœur, je dédie ce modeste travailà ceux qui me sont très chers…*

***A** Mon cher père KHELIF HADJ, aucune dédicace ne saurait exprimer ma reconnaissance et mon profond amour. Vous êtes et vous restez pour moi la lumière qui illumine mon chemin, j'espère que vous y trouverez les fruits de votre semence et le témoignage de ma grande fierté de vous avoir comme père.*

***A** Ma adorable mère BOUKHELIF YAHIA CHAMA, quoique je puisse dire et écrire, je ne pourrais exprimer ma grande affection et ma profonde reconnaissance. J'espère ne jamais te décevoir, ni trahir ta confiances et tes sacrifices. Puisse Dieu tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et Bonheur.*

***A** mes chères sœurs RIMA et MERIEM , à mon cher frère FOUAD,*

et mon cher neveu MOUSLIM.

***A** tous la famille KHELIF et BOUKHELIF.*

***A** tous me enseignants camarade et toute la famille de l'E.N.S.T. P.*

***A** mes meilleurs amies: RIANE,SOUMAYA,CHAIMA,ABLA,HOURIA,LATIFA.*

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

KHELIF Roumaissa

Dédicace

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la santé, le courage et la volanté d'entamer et accomplir ce mémoire.

Je dédie ce modeste travail à :

A mon cher père, ***ZOUAOUI AMER*** *Tu as été ma source d'inspiration et ma plus grande motivation tout au long de ce parcours académique. Ta sagesse, ton soutien inconditionnel et ton amour ont été les fondations sur lesquelles j'ai construit mes rêves. Bien que tu ne sois plus physiquement parmi nous, ton esprit et ton héritage continueront de guider chacun de mes pas. Ce projet de fin d'études est dédié à toi, pour toujours dans mon cœur.*

A ma très chère mère, une douce maman ***ZOUAOUI FATIHA*** *qui m'a accompagnée durant ce long parcours, celle qui m'a offerte tout l'amour, toute la tendresse que peut donner une mère à sa fille, celle à qui je souhaite une longue vie pleine de joie et de prospérité.*

À mes frères ***TAMER****,* ***KARIM*** *et* ***SALAH*** *ainsi qu'à mes sœurs adorées* ***HAKIMA*** *et* ***AMEL*** *qui sont aussi mes meilleures amies, merci pour votre soutien constant, votre humour contagieux et votre présence réconfortante. Vous étes ma source de joie et de bonheur, et je suis fière de vous avoir dans ma vie.*

À mes nièces et neveux ***NADJEMEDDINE****,* ***AROUA****,* ***LOUAI*** *et* ***MIRAL*** *qui ont rempli ma vie de tant de bonheur et de joie.*

À mes très chères amies ***ROUMAISSA****,* ***SOUMAYA****,* ***DJIHANE****,* ***IKRAM****,* ***HAIFA*** *et* ***HAJER*** *et ma cousine* ***DHIHANE*** *qui ont été mes piliers dans les moments difficiles et mes partenaires de fête dans les moments de joie, merci pour votre amitié sincère, votre soutien sans faille et votre amour inconditionnel.*

ZOUAOUI RIANE

ملخص

هذا العمل يتضمن تصميم ودراسة جسر **V16** الذي يقع بين الكيلومتر 42+660 والكيلومتر 43+128 على الطريق السريع الرابط بين باتنة وشلغوم العيد. الجسر يبلغ طوله 468 مترًا وعرضه 12.25 مترًا. بدأنا عملنا بجمع البيانات المختلفة وتصميم البدائل؛ وقد تم اختيار البديل الأكثر فائدة وهو 13 فتحة مستقلة بأعمدة مجهدة مسبقًا بطول 36 مترًا، حيث يعتمد السطح على أربعة عشر دعامة (اثنتا عشرة عمودًا واثنتان من المداس). ثم، تم دراسة عناصر الهيكل. نبدأ أولاً بالهيكل العلوي ودراسة السطح، التي نقوم بها باستخدام برامج الحسابات. ثم ننتقل إلى تقدير الأحمال والحمولات الزائدة، وحساب التوتر المسبق، ودراسة البنية التحتية التي تتضمن تحجيم الدعامات (المداسات، الأعمدة) والتحقق من استقرارها، والدراسة الزلزالية وتحجيم مختلف المعدات والعناصر الهيكلية، مع الاستناد إلى اللوائح المستخدمة في الجزائر وباستخدام برامج الحسابات (**Robot Autodesk 2019**).

الكلمات الرئيسية: جسر ، خرسانة مجهدة مسبقاً، تجاوز مسبق، دراسة زلزالية، عامود، مؤاخرة، بنية تحتية

Résumé

Ce travail consiste à faire la conception et l'étude du viaducV16 qui se situe entre le PK 42+660 et PK43+128 sur la liaison autoroutière BATNA -CHELGHOUM ELID. L'ouvrage est un pont de 468m de longueur et 12.25 m de largeur. Nous avons commencé notre travail par les différentes données et la conception des variantes ; la variante la plus avantageuse choisit est de 13 travées indépendantes en poutres précontraintes par pré-tension de 36 m de longueur ,le tablier repose sur quatorze appuis (douze piles et deux culées),. Ensuite, à étudier les éléments constituant l'ouvrage. On commence d'abord par la superstructure et l'étude du tablier, qu'on effectue à l'aide des logiciels de calculs. Par la suite, on passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude d'infrastructure qui consiste à dimensionner les appuis (culées, piles) et vérifier la stabilités de ces derniers, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des règlements utilisés en Algérie et à l'aide des logiciels de calcul (Robot Autodesk2019) .

Mots clés : Pont, poutre PRAD, béton précontraint, pre-tension, étude sismique,pile, culée, infrastructure.

Abstract

This work consists of designing and studying the viaduct V16 located between PK 42+660 and PK43+128 on the highway link between BATNA and CHELGHOUM ELID. The structure is a bridge with a length of 468m and a width of 12.25m. We began our work by collecting various data and designing alternatives; the most advantageous variant chosen is 13 independent spans with prestressed beams by pre-tensioning of 36m in length, the deck resting on fourteen supports (twelve piers and two abutments). Next, we study the elements constituting the structure. We start by examining the superstructure and the deck, which we conduct using calculation software. Following this, we proceed with the evaluation of loads and overloads, prestress calculation, infrastructure study which involves sizing the supports (abutments, piers) and verifying their stability, seismic study, and sizing of various equipment and structural elements, referring to regulations used in Algeria and using calculation software (Robot Autodesk 2019).

Key words: Bridge, PRAD beam, prestressed concrete, pre-tension, seismic study, pier, abutment, infrastructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE
CHAPITRE I. GENERALITES ET RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE
I.1 INTRODUCTION 2
I.2 DEFINITION 2
I.3 CLASSIFICATIONS DES PONTS 2
I.3.1 Selon la fonction du pont 2
I.3.2 Selon les matériaux de construction 4
I.3.3 Selon la nature des éléments porteurs 6
I.3.4 Selon la position en plan 7
I.3.5 Selon la mobilité du pont 8
I.3.6 Selon le schéma statique 8
I.4 ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT 8
I.4.1 Tablier 8
I.4.2 Fondations 8
I.4.3 Appuis 8
I.4.4 Appareils d'appui 9
I.4.5 Entretoise 9
I.4.6 Les accessoires de la superstructure 9
I.5 Conclusion 9
CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET
II.1 INTRODUCTION 10
II.2 PRÉSENTATION DE PROJET 10
II.2.1 Situation du site 10
II.3 LES DONNEES DE PROJET 10
II.3.1 Les données fonctionnelles 10
II.3.2 Les données naturelles 11
II.3.3 Les données hydrologiques 12
II.3.4 Sismicité 12
II.3.5 Données climatiques 12
II.4 CONCLUSION 13
CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT
III.1 INTRODUCTION 14
III.2 LA PROPOSITION DES VARIANTES 14
III.3 PRÉSENTATION DES TROIS VARIANTES 14

III.3.1 Variante 1 : pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension 14
III.3.2 Variante 2 : Pont mixte bipoutre 17
III.3.3 Variante 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs 20
III.4 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS TABLIERS 23
III.5 ANALYSE MULTICRITERE 23
III.5.1 Comparaison entre les 3 techniques de construction 23
III.5.2 Analyse des résultats 24
III.6 CONCLUSION 24
CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL
IV.1 INTRODUCTION 25
IV.2 NORMES ET REGLEMENTS 25
IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 26
IV.3.1 Béton 26
IV.3.2 Acier pour armatures passives 27
IV.3.3 Acier pour câbles de précontrainte 28
IV.4 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES 29
IV.4.1 Actions permanentes 29
IV.4.2 Les charges dues au trafic 30
IV.4.3 Coefficient de majoration dynamique 34
IV.4.4 Efforts de freinage 35
IV.5 Actions climatiques 35
IV.5.1 Actions thermiques 35
IV.5.2 Actions dues au vent 36
IV.6 Actions sismiques 36
IV.7 MODELISATION 36
IV.7.1 Résultats 37
IV.8 CONCLUSION 39
CHAPITRE V ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE
V.1 INTRODUCTION 40
V.2 LES PRINCIPAUX MODES DE LA PRECONTRAINTE 40
V.2.1 Par post-tension 40
V.2.2 Par pré-tension 40
V.3 CALCUL DE LA PRECONTRAINTE 40
V.3.1 Données de calcul 40

V.3.2 Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service 41
V.3.3 Calcul du nombre des torons 42
V.3.4 Emplacement des torons 42
V.3.5 Calcul des pertes de précontrainte 43
V.3.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES 46
V.3.7 ETUDE COMPARATIVE 49
V.4 CONCLUSION 50
CHAPITRE VI ÉTUDE DU TABLIER
VI.1 INTRODUCTION 51
VI.2 FLÈCHES ET CONTRE FLÈCHES 51
VI.3 ÉTUDE DE L'HOURDIS 52
VI.3.1 Géométrie de l'hourdis 53
VI.3.2 Evaluation des efforts 53
VI.3.3 Ferraillage de la dalle 54
VI.4 ETUDE DE L'ENTRETOISE 54
VI.4.1 Principe de ferraillage 54
VI.4.2 Évaluation des efforts 55
VI.4.3 Ferraillage des entretoises 56
VI.5 CONCLUSION 57
CHAPITRE VIII ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT
VII.1 INTRODUCTION 58
VII.2 ETUDE SISMIQUE 58
VII.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 58
VII.2.2 L'Analyse sismique 58
VII.2.3 Domaine d'application 59
VII.2.4 Méthodes d'analyse 60
VII.3 APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE 65
VII.3.1 Dimensionnement des appareils d'appui 66
VII.3.2 Vérification des appareils d'appuis 68
VII.4 DES D'APPUIS 70
VII.4.1 Dimensionnement des dés d'appuis 70
VII.4.2 Ferraillage des dés d'appuis 71
VI.1 Détermination du so-uffle 72
VII.5 LE REVETEMENT DU TABLIER 73
VII.5.1 Couche d'étanchéité 73
VII.5.2 Couche de roulement 74

VII.6 Dispositifs retenue 74
VII.6.1 Les glissières 74
VII.6.2 Le garde-corps 74
VII.6.3 Corniches 74
VII.6.4 Évacuation des eaux 74
VII.6.5 PLOTS PARASISMIQUES 74
VII.7 CONCLUSION 74
CHAPITRE VIII ETUDE D'INFRASTRUCTURE
VIII.1 INTRODUCTION 75
VIII.2 ETUDE DE LA PILE 75
VIII.2.1 Conception de la pile 75
VIII.2.2 Evaluation des efforts agissant sur la pile 76
VIII.2.3 Les moments sollicitant la pile 77
VIII.2.4 Combinaison des charges 77
VIII.2.5 Evaluation des charges sismiques 77
VIII.2.6 Etude du chevêtre 81
VIII.2.7 Etude des fûts 86
VIII.3 ETUDE DE LA CULEE 89
VIII.3.1 Conception de la culée 89
VIII.3.2 Evaluation des efforts agissant sur les culées 90
VIII.3.3 Evaluation des charges sismiques 91
VIII.3.4 Ferraillage des éléments de la culée 94
VIII.4 Etude des fondations 100
VIII.4.1 Etude de la semelle 100
VIII.4.2 Etude des pieux 102
VIII.5 Conclusion 106

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I. GENERALITES ET RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1Pont route. 2
Figure I.2 Pont rail. 2
Figure I.3 Passerelles. 3
Figure I.3 Passerelles. 3
Figure I.4 Ponts aqueduc. 3
Figure I.5 Ponts canaux. 3
Figure I.6 Pont avion à l'aéroport de Roissy-Charles-de-Gaulle. 4
Figure I.7 Pont en maçonnerie. 4
Figure I.8 Pont en Béton Armé. 4
Figure I.9 Pont en Béton Précontraint. 5
Figure I.10 Pont métallique. 5
Figure I.11 Pont mixte. 5
Figure I.12 Pont à poutres. 6
Figure I.13 Pont dalle. 6
Figure I.14 Pont en arc. 6
Figure I.15 Pont caisson (voussoir). 7
Figure I.16 Ponts à câbles. 7
Figure I.17 Schéma des ponts Selon la vue en plan. 8

CHAPITRE II PRESENTATION DU PROJET

Figure II.1 plan synoptique du projet. 10
Figure II.2 Tracé en plan au droit de l'ouvrage. 10
Figure II.3 Profil en long de la voix portée. 11
Figure II.4 Profil en travers de la voix portée. 11

CHAPITRE III. CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

Figure III.1 Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont. 18
Figure III.2 Notations des dimensions. 21

CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure IV.1 Modèle contrainte-déformation du béton (BAEL 91 revisé 99). 26
Figure IV.2 Modèle contrainte-déformation des armatures passives (BPEL 91 revisé 99). 27
Figure IV.3 Modèle contrainte-déformation pour les torons de précontrainte (BPEL 91 revisé 99). 28
Figure IV.4 Limitation des contraintes des sections en B.P. 29
Figure IV.5 Système de chargement Bc. 32
Figure IV.6 Système de charge Bt. 33
Figure IV.7 Système de charge MC120. 34
Figure IV.0.8 Système de charge D240. 34
Figure IV.9 gradient thermique. 36
Figure IV.10 Modèle de calcul de pont à poutres. 37
Figure IV.11 Moment maximal à l'ELS. 37
Figure IV.12 Moment maximal à l'ELU. 38
Figure IV.13 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS. 38
Figure IV.14 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU. 39

CHAPITRE V ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

Figure V.1 Etapes générales de réalisation. 40
Figure V.2 la disposition longitudinal des torons. 42
Figure V.3 la disposition transversale des torons. 43

CHAPITRE VI ÉTUDE DU TABLIER

Figure VI.1 Flèche maximale de la poutre due au poids propre. 51
Figure VI.2 La flèche maximale de la précontrainte de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte. 51
Figure VI.3 La flèche maximale de la poutre à ELS. 52
Figure VI.4 Moment de la dalle à ELS. 53
Figure VI.5 Moment de la dalle à ELU. 53
Figure VI.6 Ferraillage de la dalle. 54
Figure VI.7 Modèle de calcul. 55
Figure VI.8 Diagramme des moments sous G à l'ELS. 55
Figure VI.9 Diagramme des moments sous G à l'ELU. 56
Figure VI.10 Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU. 56
Figure VI.11 Ferraillage de l'entretoise. 57

CHAPITRE VII ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

Figure VII.1 Modèle physique d'application de la force sismique. 58
Figure VII.2 Séisme longitudinal. 60
Figure VII.3 Spectre de réponse horizontale Sae/g. 62
Figure VII.4 Appareil d'appui en élastomère frettée (guide SETRA). 66
Figure VII.5 Définition géométrique d'un appareil d'appui (SETRA). 67
Figure VII.6 Principe d'un dispositif anti-cheminement. 70
Figure VII.7 Ferraillage du dé d'appui. 72
Figure VII.8 Souffle de joint de chaussée. 72
Figure VII.9 Choix du type de joint selon la valeur du souffle. 73
Figure VII.10 les dimensions de Joint de chaussée. 73
Figure VII.11 Joint de chaussée, type JEP. 73

CHAPITRE VIII ETUDE D'INFRASTRUCTURE

Figure VIII.1 Dimensions de la pile……..75
Figure VIII.2 Modèle de calcul..……...82
Figure VIII.3 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU……..82
Figure VIII.4 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU..……83
Figure VIII.5 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS..……..83
Figure VIII.6 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.……84
Figure VIII.7 Ferraillage du chevêtre……86
Figure VIII.8 Ferraillage des futs……..88
Figure VIII.9 Schéma représentatif de la culée……89
Figure VIII.10 Le moment fléchissant selon YY……..99
Figure VIII.11 Le moment fléchissant selon XX……..99
Figure VIII.12 Ferraillage de la semelle sous la pile (Coupe transversale)……101
Figure VIII.13 Ferraillage de la semelle sous la culée (Coupe transversale)……..102
Figure VIII.14 Ferraillage des pieux sous piles……..……104
Figure VIII.15 Ferraillage des pieux sous culées……105

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT

Tableau III.1 Pré-dimensionnement de la 1ère variante..... 15
Tableau III.2 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1..... 16
Tableau III.3 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1. 17
Tableau III.4 Pré dimensionnement de la poutre en charpente métallique. 18
Tableau III.5 Pré-dimensionnement des entretoises..... 19
Tableau III.6 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2..... 19
Tableau III.7 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2. 20
Tableau III.8 Récapitulation de découpage des voussoirs. 20
Tableau III.9 Pré-dimensionnement du voussoir. 21
Tableau III.10 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3..... 22
Tableau III.11 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3. 23
Tableau III.12 devis estimatif et quantitatif des trois variantes. 23
Tableau III.13 Avantages et inconvénients des variantes. 23

CHAPITRE IV EVALUATION DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.1 les normes utilise..... 25
Tableau IV.1 les caractéristique des materiaux..... 26
Tableau IV.3 Poids des éléments du pont. 29
Tableau IV.4 Poids des éléments du travée..... 29
Tableau IV.5 Tableau récapitulatif des calculs des compléments de charges permanentes. ... 30
Tableau IV.6 Coefficient a1. 31
Tableau IV.7 Valeurs de V0..... 31
Tableau IV.8 Valeurs de A(L) pour le tablier poutres. 31
Tableau IV.9 Coefficient Bc. 32
Tableau IV.10 Les valeurs de Bc. 32
Tableau IV.11 Coefficient bt..... 33
Tableau IV.12 Les valeurs de Bt. 33
Tableau IV.13 Les valeurs de δ. 35
Tableau IV.14 Les valeurs de freinage de charge A. 35

CHAPITRE V ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

Tableau V.1 Les données de l'ouvrage. 40
Tableau V.2 Les caractéristiques du béton..... 40
Tableau V.3 Les caractéristiques des sections. 41
Tableau V.4 Les moments calculées par logiciel. 41
Tableau V.5 Les caractéristiques des torons T15..... 41
Tableau V.6 Calcul de PMIN. 41
Tableau V.7 disposition des torons dans chaque lit. 43
Tableau V.8 Valeur des pertes par raccourcissement pour chaque section..... 44
Tableau V.9 Valeur des pertes par retrait..... 44
Tableau V.10 Valeur des pertes par fluage. 45
Tableau V.11 Valeur des pertes par relaxation. 45
Tableau V.12 Valeur des pertes totales. 46
Tableau V.13 Vérification des contraintes en phase de construction..... 47
Tableau V.14 Vérification des contraintes en phase de service sous chargement fréquent. 48
Tableau V.15 Vérification des contraintes en phase de service sous chargement rare. 48

Tableau V.16 Vérification des contraintes en phase de service sous chargement quasi_permanantes. 49
Tableau V.17 Valeur des pertes totales après suppression des gaines……..49
Tableau V.18 Valeur des pertes totales après arrêts de gaines à 1m……..…….....49
Tableau V.19 comparaison des contraintes……...50
CHAPITRE VI ÉTUDE DU TABLIER
Tableau VI.1 Résultats de calcul du ferraillage de la dalle. 54
CHAPITRE VIII ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT
Tableau VII.1 Vérification du critère de la masse modale. 59
Tableau VII.2 La rigidité longitudinale des fûts. 61
Tableau VII.3 La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des piles. 61
Tableau VII.4 La rigidité des appareils d'appuis des culées. 62
Tableau VII.5 La répartition des efforts. 63
Tableau VII.6 Evaluation de l'effort sismique transversal. 64
Tableau VII.7 Les combinaisons des efforts sismiques. 65
Tableau VII.8 Dimensions de l'appareil d'appui 68
Tableau VII.9 Tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appuis..... 68
Tableau VII.10 Résultat de la vérification du flambement de l'appareil d'appui. 69
CHAPITRE IX ETUDE D'INFRASTRUCTURE
Tableau VIII.1 Dimensions des piles……75
Tableau VIII.2 Efforts verticaux sollicitant la pile……...76
Tableau VIII.3 Efforts horizontaux sollicitant la pile……...77
Tableau VIII.4 Les moments sollicitant la pile……77
Tableau VIII.5 Les combinaisons les plus défavorables des actions sollicitant la pile……..77
Tableau VIII.6 Récapitulatif du calcul de Ilong et Itrans……78
Tableau VIII.7 Efforts provenant du tablier……79
Tableau VIII.8 Efforts sismiques sollicitant la pile……..79
Tableau VIII.9 Combinaisons des directions de la pile……80
Tableau VIII.10 Les combinaisons les plus défavorables des actions sismiques……81
Tableau VIII.11 Charges appliquées sur le chevêtre……81
Tableau VIII.12 Armatures longitudinales du chevêtre sous la flexion……84
Tableau VIII.13 Récapitulatif de calcul de As sous la torsion……..85
Tableau VIII.14 Armatures longitudinales du chevêtre sous la torsion……86
Tableau VIII.15 les efforts sollicite sur les futs de la pile……86
Tableau VIII.16 Valeur des efforts par fût……87
Tableau VIII.17 Les dimensions de la culée……89
Tableau VIII.18 Détermination des sollicitations statique. ……..90
Tableau VIII.19 Les actions transmises par le tablier……...90
Tableau VIII.20 Les combinaisons d'actions appliquées sur la culée à l'ELU et à l'ELS……91
Tableau VIII.21 Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique……92
Tableau VIII.22 Coefficient de calcul de la poussée dynamique……92
Tableau VIII.23 Calcul des poussées dynamiques……93
Tableau VIII.24 Les efforts sismiques dus au tablier……93
Tableau VIII.25 L'évaluation des actions sismiques de la culée……..93
Tableau VIII.26 La détermination de Rmax et Rmin……94

Tableau VIII.27 Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée……..94
Tableau VIII.28 Détermination des sollicitations statique……94
Tableau VIII.29 Les actions transmises par le tablier……...94
Tableau VIII.30 Les sollicitations défavorables à l'ELU et à l'ELS du mur frontal…….95
Tableau VIII.31 Les sollicitations statiques de dalle de transition……...97
Tableau VIII.32 Vérification de la méthode des bielles…….100
Tableau VIII.33 Résultats et section d'acier de la semelle…….100
Tableau VIII.34 Calcul du nombre de pieux……...102
Tableau VIII.35 R1et R2 pour les combinaisons les plus défavorables……...103
Tableau VIII.36 valeurs de WARNER……...104

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'évolution et la modernisation qu'a connu le monde ont été accompagnées par la naissance d'un secteur d'activité qui a contribué à son développement surtout en matière économique et architecturale, c'est le secteur des « Travaux Publics », Celui-ci, repose principalement sur le développement de l'infrastructure de transport, qui nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrages d'arts tel que le pont.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage destiné à mettre en communication deux points séparés par un obstacle ou à permettre le passage sans croisement à niveau de deux courants de circulation. Selon leurs fonctions et l'obstacle à franchir, On distingue plusieurs types de ponts tel que : le pont route qui permet la circulation des véhicules, le viaduc qui permet le franchissement à grande hauteur d'une brèche, l'aqueduc, les passerelles et aussi les ponts ferroviaires.

La conception d'un pont est un processus complexe et à multiples facettes qui impliquent une série de considérations, telles que la capacité de charge, la durabilité, la fonctionnalité, les facteurs environnementaux, l'entretien, l'esthétique et le coût, elle dépend de son procédé de construction. Le procédé aura une incidence sur les dispositions constructives à respecter sur le chantier

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question suivante : Comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal ?

L'objectif de ce projet est de faire la conception et l'étude de viaduc du PK 42+660 au PK 43+128 sur la liaison autoroutière BATNA -CHELGHOUM ELID

L'étude sera réalisée en suivant les étapes suivantes :

-Généralités sur les ouvrages d'art.

-Présentation générale de l'ouvrage accompagnée des différentes données essentielles pour la conception de ce dernier, l'évaluation des charges et surcharges et des hypothèses de calcul.

-Le dimensionnement de la variante retenue après avoir faire une analyse multicritères, suivi des différents calculs, vérifications et modélisation.

-L'étude de la superstructure avec le dimensionnement de l'ensemble des éléments du tablier.

-Une étude sismique et l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage.

-Une conclusion générale clôturera notre PFE.

CHAPITRE I

GENERALITES ET RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION

Dans le domaine routier, un ouvrage d'art est une construction de génie civil, qui permet d'assurer et/ou de protéger la continuité d'une voie de circulation, dans ce chapitre, on présente une synthèse bibliographique sur les différents types des ponts.

I.2 DEFINITION

Un pont est un ouvrage en élévation construit in situ qui permet à une voie de circulation, appelée voie portée, de franchir un obstacle naturel ou artificiel tel qu'une rivière, une route, une voie ferrée, ou un canal. La voie portée peut être destinée à un usage routier, piétonnier, ferroviaire ou, dans des cas plus rares, à une voie d'eau. L'objectif principal des ponts est de faciliter la circulation des personnes et des marchandises tout en garantissant la sécurité des utilisateurs et la durabilité de l'ouvrage.

I.3 CLASSIFICATIONS DES PONTS

Les ponts peuvent être classés suivant les différents critères suivants :

I.3.1 Selon la fonction du pont

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée, on distingue :

- **Ponts route :** désigne un ouvrage portant une route permettant la circulation des véhicules.



Figure I.1Pont route.

- **Ponts rail :** Il porte une ou plusieurs voies ferrées ou de tramway.



Figure I.2 Pont rail.

- **Passerelles à piétons :** sur lequel passe les piétons.



Figure I.3 Passerelles.

- **Ponts aqueduc :** permettent le passage des canalisations d'eau.



Figure I.4 Ponts aqueduc.

- **Ponts canaux :** Il porte un canal d'eau à ciel ouvert, il peut aussi porter des conduites d'eau de gaz ou de pétrole etc.



Figure I.5 Ponts canaux.

- **Ponts pour avions :** est un pont qui permet à des avions de franchir un obstacle en creux, en général une route, une rivière ou des voies de chemin de fer.



Figure I.6 Pont avion à l'aéroport de Roissy-Charles-de-Gaulle.

I.3.2 Selon les matériaux de construction

Les ponts peuvent aussi se distinguer par leurs matériaux de construction.

- **Pont en maçonnerie :** Ce sont les premiers ponts durables réalisés. Ils ne travaillent qu'en compression. Le matériau de construction est la pierre.

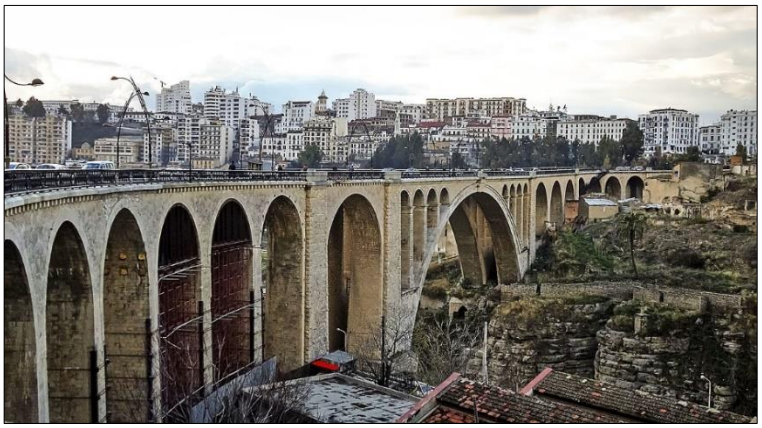


Figure I.7 Pont en maçonnerie.

- **Pont en béton armé :** ce type de ponts est couramment utilisé vu que le coût du béton armé est assez économique par rapport aux autres matériaux.



Figure I.8 Pont en Béton Armé.

- **Pont en béton précontraint :** les éléments porteurs sont munis des câbles précontraints,

les avantages de béton précontraint sont d'éviter les fissurations dans une large étendue des efforts de traction, de permettre des portées plus grandes que le béton armé.



Figure I.9 Pont en Béton Précontraint.

- **Pont métallique** : le tablier est construit en charpente métallique. Parfois même les piles sont en acier avec fondation en béton armé.



Figure I.10 Pont métallique.

- **Pont mixte :** Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier.



Figure I.11 Pont mixte.

I.3.3 Selon la nature des éléments porteurs :

Les éléments porteurs sont les responsables à réagir aux charges permanentes et d'exploitation du tablier en travaillant à la flexion. On peut trouver :

- **Pont à poutres :** est un pont dont le tablier est porté par une ou plusieurs poutres en bois, en acier, en béton armé ou précontraint. Les ponts à poutres n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.



Figure I.12 Pont à poutres.

- **Pont dalle :** les ponts-dalle se composent d'un tablier en BA ou BP coulé en place sur un coffrage.



Figure I.13 Pont dalle.

- **Pont en arc :** ce type est généralement parmi les anciens ponts en acier, en maçonnerie ou en béton armé coulé sur place. Il nécessite un échafaudage et un cintre (étaiement) important et souvent coûteux. En revanche, ces ponts sont très esthétiques.



Figure I.14 Pont en arc.

- **Pont en poutre-caisson :** les ponts caisson se composent d'un tablier tubulaire. La circulation se fait sur le tube et non à l'intérieur. On trouvera des caissons coulés en place, à morceaux préfabriqués (voussoirs), à inertie constante ou à inertie variable. Ils sont généralement hyperstatiques.

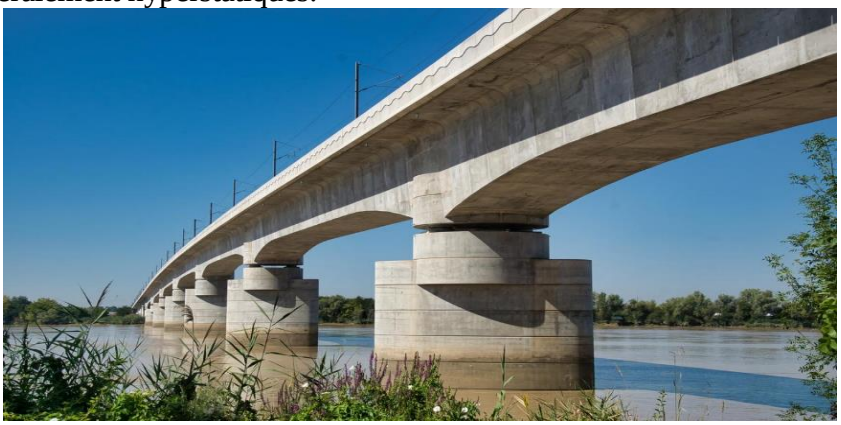


Figure I.15 Pont caisson (voussoir).

- **Pont à câbles :** ce type est employé dans le cas des portées importantes notamment en milieu marin. On distingue dans cette catégorie les ponts suspendus et les ponts à haubans. Les premiers ont leur tablier attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées, sur les berges. Quant aux ponts haubanés, ils tiennent grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera en fin de compte tout le poids du pont.



Figure I.16 Ponts à câbles.

I.3.4 Selon la position en plan

- **Pont droit :** Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec les lignes d'appui transversales, le pont est droit géométriquement.
- **Pont biais :** Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle biais avec les lignes d'appui transversales, il s'agit d'un biais géométrique.
- **Pont courbe :** L'axe en plan de l'ouvrage est soit un arc circulaire soit une partie d'un raccordement progressif.

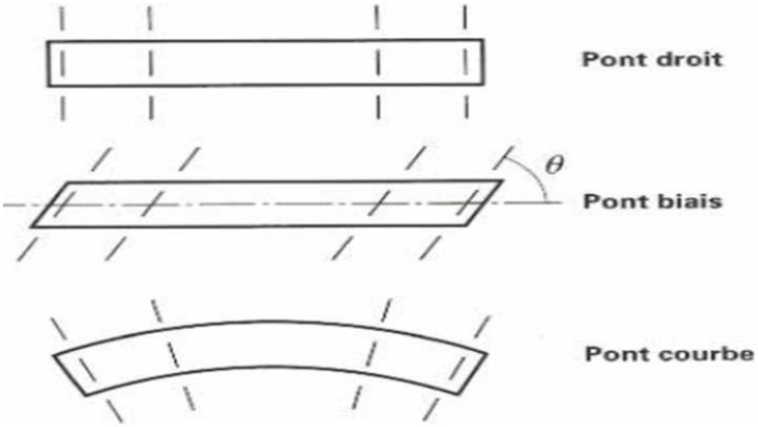


Figure I.17 Schéma des ponts Selon la vue en plan.

I.3.5 Selon la mobilité du pont

- **Pont fixe :** Il n'exerce aucun mouvement comme c'est le cas de la majorité des ponts.
- **Pont mobile :** Une partie du pont peut se mouvoir pour assurer une surface d'encombrement suffisante pour permettre la circulation des engins hors gabarit.
- **Ponts provisoires :** il permet d'apporter une solution temporaire de franchissement d'un cours d'eau, relativement utilisé dans le domaine du génie militaire.

I.3.6 Selon le schéma statique

- **Pont isostatique :** Lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec les lignes d'appui transversales, le pont est droit géométriquement.
- **Pont hyperstatique :** Les travées sont solidaires, le tablier travaille comme une poutre continue.

I.4 ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT :

Les principaux éléments qui constituent un pont :

I.4.1 Tablier :

Le tablier est l'élément sur lequel repose la voie de circulation, comportant des dalles et divers équipements tels que gardes corps, les joints de chaussée, les corniches, les trottoirs, les systèmes d'étanchéité et d'évacuation d'eau…

I.4.2 Fondations :

Les efforts de toute nature agissant sur l'ouvrage se trouvent reportés sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitués par les piles et les culées qui, à leur tour, ont pour mission de les reporter au sol par l'intermédiaire des fondations. On a trois types des fondations :

• Des fondations superficielles (semelles et radiers).

• Des fondations semi-profondes (puits).

• Des fondations profondes (pieux

I.4.3 Appuis :

Il existe deux types d'appuis : les appuis de rive ou culées (culées noyées ou culées massives) et les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles). Les piles et les culées dépendent de deux éléments qu'elles unissent : le sol et le tablier.

Elles doivent : donc être conçues au mieux, en tenant compte de ces facteurs. En plus de leur rôle de support des extrémités des ouvrages d'art, les culées doivent souvent soutenir les terres des ouvrages d'accès. Selon la nature des sols, le niveau d'appui sera proche de la surface (fondations superficielles) ou à grande profondeur (fondations profondes).

I.4.4 Appareils d'appui :

Le tablier de pont repose sur ses appuis (piles et culées) par l'intermédiaire des appareils d'appui, qui sont des équipements de l'ouvrage placés entre les poutres et les dés d'appui, et conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

I.4.5 Entretoise :

Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres qu'elles relient entre elles (sauf dans les ponts biais où elles sont parallèles aux appuis). Elles jouent un double rôle : celui de contreventement transversal s'opposant au déversement des poutres et celui de solidarisation, en répartissant les surcharges et le poids propre sur les poutres.

I.4.6 Les accessoires de la superstructure :

Ils sont constitués par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas dans la résistance mécanique de l'ouvrage. C'est du poids mort qu'il faut supporter en permanence. Ce sont : La chaussée, Les gargouilles, Les trottoirs, Les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité), Les corniches, Les joints de chaussée, Les lampadaires...

I.5 Conclusion :

Cette recherche bibliographique nous a permis d'approfondir nos connaissance dans la conception des ouvrages d'arts, et ce, en complément de formation acquise au sein de notre école.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET

II.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

II.2 PRÉSENTATION DE PROJET :

II.2.1 Situation du site

L'objet de notre travail consiste à faire la conception et l'étude de viaduc OA16 AIN KEBCH du PK 42+660 au PK 43+128 sur la liaison autoroutière reliant Batna à l'autoroute Est-Ouste sur 62Km.

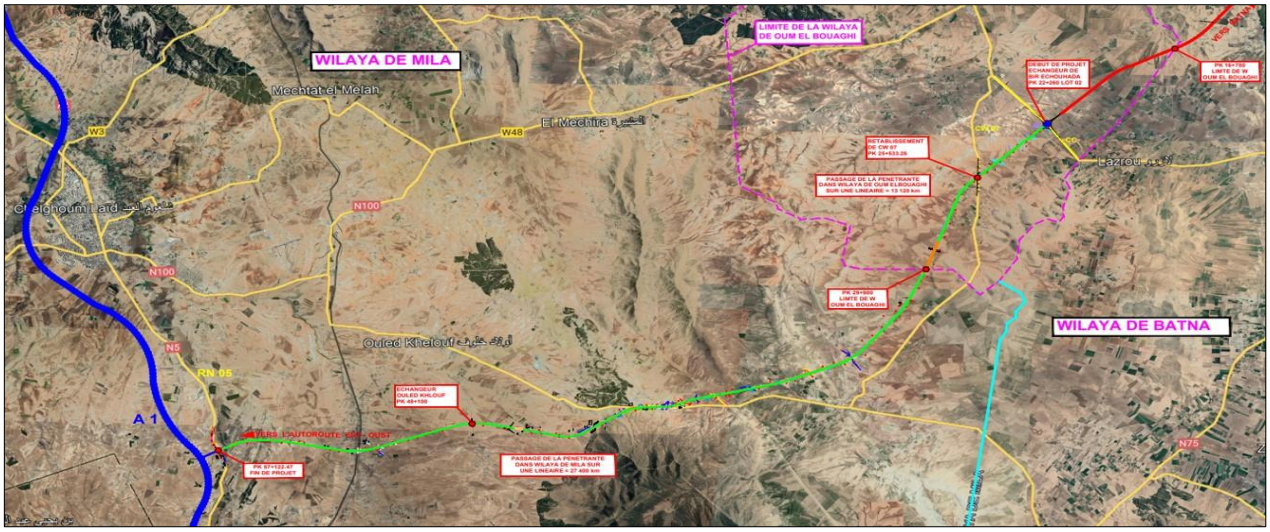


Figure II.1 plan synoptique du projet.

II.3 LES DONNEES DE PROJET :

II.3.1 Les données fonctionnelles :

II.3.1.1 Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe principal de l'ouvrage.

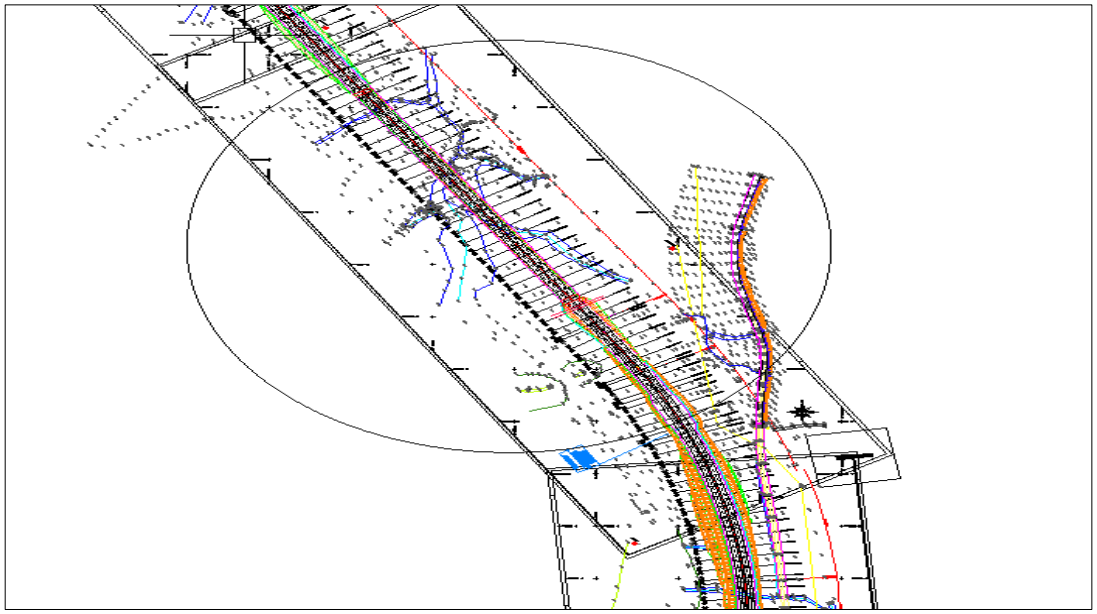


Figure II.2 Tracé en plan au droit de l'ouvrage.

II.3.1.2 Profil en long :

Longitudinalement, la voie portée présente les caractéristiques suivantes :

- Début du projet au PK 42 + 660.
- Fin du projet aux PK 43 + 128.
- Une pente longitudinale de 3.20 %.

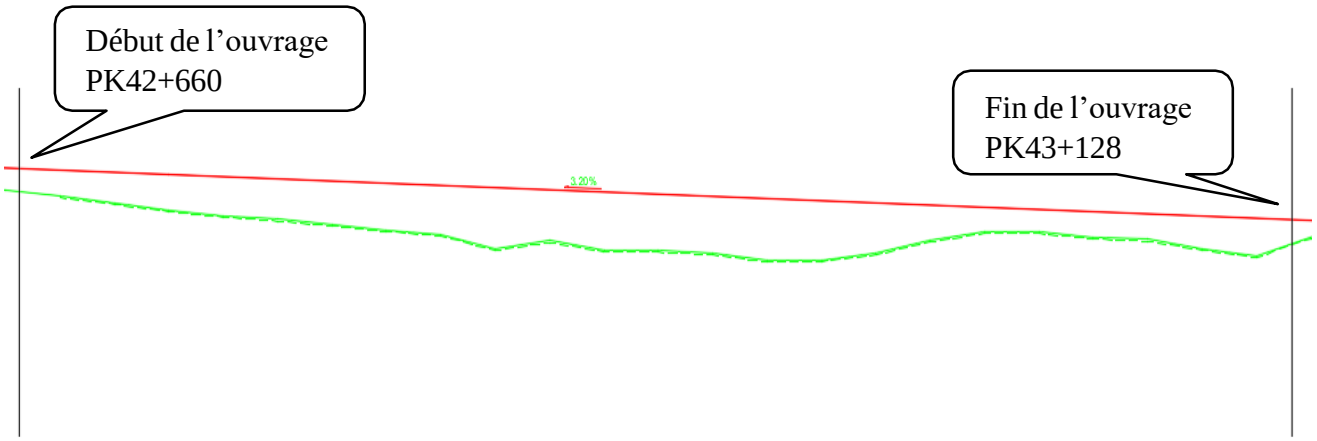


Figure II.3 Profil en long de la voix portée.

II.3.1.3 Profil en travers

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

Les caractéristiques de la voie portée sont les suivantes :

- La largeur totale : 12.25 m
- Largeur roulable : 10 m
- Un divers de : 2.5 %
- Voies de circulation : 2 voies de 3.5 m + bande d'arrêt d'urgence de 2 m

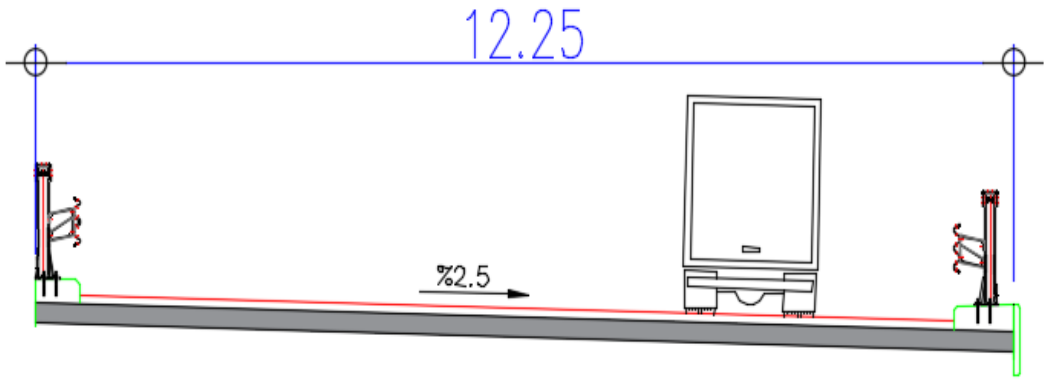


Figure II.4 Profil en travers de la voix portée.

II.3.2 Les données naturelles

L'organisation des données naturelles revêt une importance capitale dans la détermination du type d'ouvrage approprié. Elles sont récoltées directement sur le site du projet.

II.3.2.1 Les données topographiques

D'après le levé topographique et les visites du site, la région d'étude fait partie d'une zone montagneuse caractérisé par un relief accidenté.

II.3.2.2 Géotechnique

Les données géotechniques sont indispensables pour le choix de la conception de l'ouvrage et la détermination du type de fondation des appuis.

Elles sont obtenues à partir des sondages et d'essais qui donnent les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et l'implantation possibles des fondations.

Dans le cas de notre projet, cinq (5) sondages carottés d'examen de sol et onze (11) sondages préssionmetriques sont réalisés ayant pour profondeur de 15m.

II.3.3 Les données hydrologiques :

Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

- La hauteur de Cours d'eau.
- La précipitation annuelle.
- La profondeur de la nappe phréatique

L'ouvrage objet de l'étude ne franchit aucun cours d'eau, Par conséquent, aucune information hydraulique n'est requise.

II.3.4 Sismicité

-Classification de la zone sismique d'après RPOA2008 : le site étudié se situe dans la zone **IIa** qui correspond à une zone de sismicité moyenne.

-Classification de l'ouvrage d'après RPOA2008 : la section autoroutière BATNA-CHELGHOUM LAID est considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe 2.)

-Coefficient d'accélération de la zone : le coefficient d'accélération de la zone « A » est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Ceci correspond à **A = 0.20.**

II.3.5 Données climatiques

✓ **Les actions dues au vent**

Selon le RCPR, les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité varie entre :

- 2.00 KN/m² pour les ouvrages en services.
- 1.25 KN/m² pour les ouvrages en cours de réalisation.

Et elles ne sont pas cumulables au niveau des justifications avec les charges d'exploitation.

✓ **Les actions dues à la variation du Température**

Lors des calculs, on prend en considération la variation de température uniforme, qui est donnée par le RCPR, pour une zone plus proche et moyen Sud, entre + 40 °C et – 20 °C.

✓ **Les actions dues à la neige**

Les effets de la neige ne sont pas pris en compte dans le calcul des ponts, mais ils peuvent intervenir dans quelques cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

II.4 CONCLUSION

On a mis en évidence dans ce chapitre les différentes données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, ainsi que sa situation géographique, dans le but de pouvoir faire la conception de de ce dernier qui répond aux paramètres mentionnés au-dessus.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments qui le constituent, en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction.

Dans le cas de cet ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Le domaine de portée.
- L'élancement possible.
- Les contraintes de profil en long.
- Les conditions topographiques et géotechniques.
- Le bilan économique : coût de l'ossature + coût des appuis.
- L'esthétique.

III.2 LA PROPOSITION DES VARIANTES

Nous devons rechercher la solution la plus économique et facile à réaliser, tout en respectant les contraintes imposées par le terrain. Pour notre travail, nous avons proposés trois variantes :

1ère variante : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension.

2ème variante : Pont mixte bipoutre.

3ème variante : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

III.3 PRÉSENTATION DES TROIS VARIANTES :

III.3.1 Variante 1 : pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension :

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré-tension font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton.

III.3.1.1 Conception longitudinale :

Pour cette variante, on propose une coupe longitudinale composée de 13 travées de 36 m de longueur, pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 468 m.

III.3.1.2 Conception transversale :

Le tablier se constitue de poutres longitudinales équidistantes solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la dalle et ensuite la chaussé.

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont déterminées suivant le guide « SETRA PRAD ».

Tableau III.1 Pré-dimensionnement de la 1ère variante.

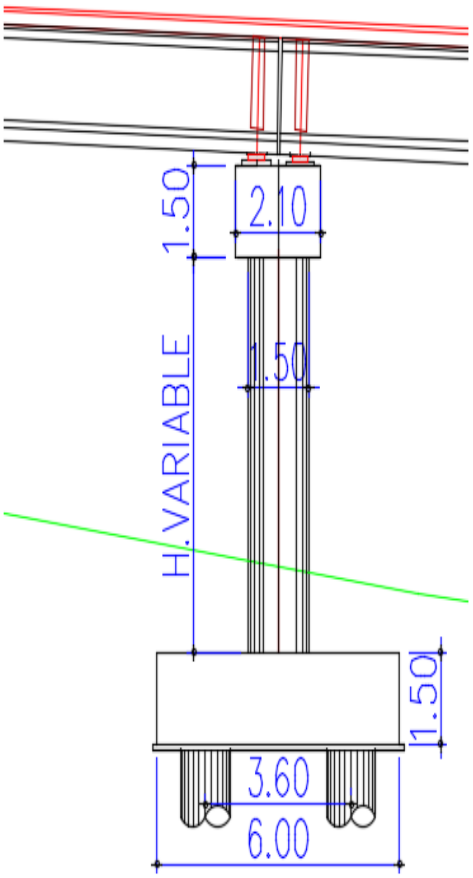
Elément	Formule	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle	0.16 ≤ e ≤ 0.25 m	e = 0,22m
Hauteur de la poutre	L/20 ≤ Ht ≤ L/18 m	h = 1,90 m
Entraxe entre les poutres	1.3 ≤ λ ≤ 2 m	λ = 1,78 m
Entraxe des poutres de rives	La : l'entraxe des poutres de rives	La=10,70m
Nombre de poutres	N = La / λ + 1	7 poutres
Largeur de la table de compression	0,6 **ht** ≤ b ≤ 0,7 **ht**	On prend b = 0,76m
Epaisseur de la table de compression	0,10 ≤ e ≤0,15m	e = 0,10 m on prend :e=0,07
Largeur du talon	60 cm ≤ Lt ≤ 90 cm	Lt = 0,64 m
L'épaisseur du talon	et ≥ 0,14 m	et = 0,20 m
Epaisseur d'âme	Section à mi-travée GUYON: b0 ≥ ht /36+ 10 DREUX : b0 ≥ ht /40+ 9	b0 = 0,2 m
Pente de la face inférieure de la table de compression	1/15 ≤ Tan α ≤ 1/10	α = 15,52 °
Gousset de la table de compression	/	β = 38,65 °
Gousset du talon	1 ≤ Tan θ ≤ 1,5	θ = 34,28°
Entretoise	/	0,3*1,5 m*m

III.3.1.3 Conception de l'infrastructure

- **Les piles**

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante :

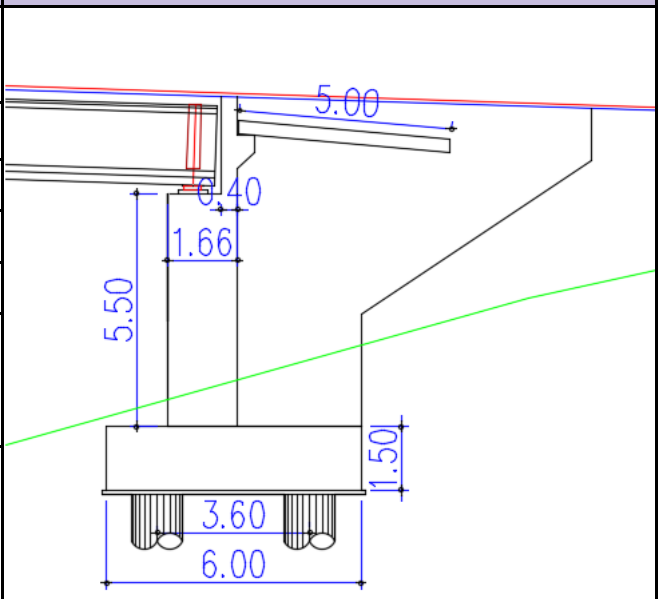
Tableau III.2 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1.

Elément		Valeur / Description	
Hauteur	P1	6,20	
	P2	8,34	
	P3	9,50	
	P4	11.05	
	P5	14,60	
	P6	13,90	
	P7	13,69	
	P8	14,50	
	P9	10,44	
	P10	3,98	
	P11	4,50	
	P12	6,50	
Chevêtre	Dimensions	2,1 × 12,25× 1,50 (m×m×m)	
Section	formes	Futs circulaires	
	Dimensions	Diamètre : 1,50 m	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux Φ = 1,20 m	
	Dimensions semelle	6,0 × 12,25×1,50 (m×m×m)	

- **Les culées**

Les dimensions des éléments de la culée sont définies ci-dessous :

Tableau III.3 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1.

Elément		Valeur / Description	
Mur frontal	Hauteur	C1 : 5,50m C2 : 5,50m	
	Epaisseur	1,26 m	
	Longueur	12,25 m	
Dalle de transition	Hauteur	0,30 m	
	Largeur	5,00m	
Fondation	Type	Profonde sur :8 pieux Φ = 1,20 m	
	Dimensions semelle	6,00×12,50×1,50 (m×m×m)	

III.3.2 Variante 2 : Pont mixte bipoutre

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres sont construits par des profilés métalliques continus solidarisés par des entretoises supportant une dalle pleine en béton armé connectée aux semelles supérieures par des connecteurs.

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes. Les ponts mixtes en caissons sont plus adéquats aux ouvrages très élancés ou très courbés.

Les ponts mixtes multi-poutres sont utilisés lorsque l'ouvrage est très large et peu long. D'où la justification du choix de bipoutre, qui est aussi le plus économique.

III.3.2.1 Conception longitudinale :

Pour cette variante, nous avons proposé un pont mixte bipoutre à hauteur constante, Composé de quatre (04) travées principales de 80 m de longueur et deux travées de rives de 65 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 451,2 m.

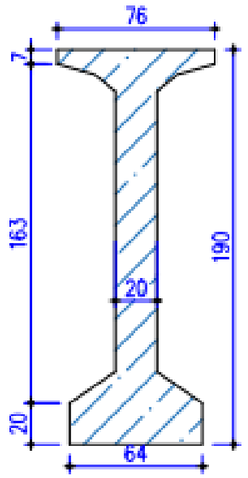
III.3.2.2 Conception transversale :

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA (Ponts mixtes acier-béton bipoutres).

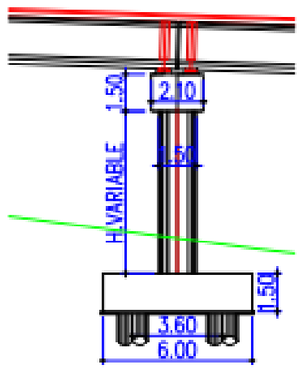
Le tablier est de largeur égale à 12,25 m, la conception correspondante à ce dernier consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres.

$0.5\ L \leq a \leq 0.55\ L \rightarrow$ On opte pour : a = 6,5 m, par conséquent b = 2,875 m.

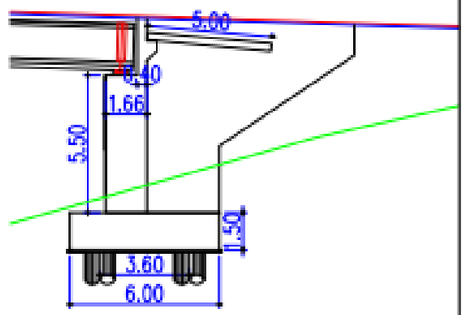
S-MEDIANE ECH:1/30



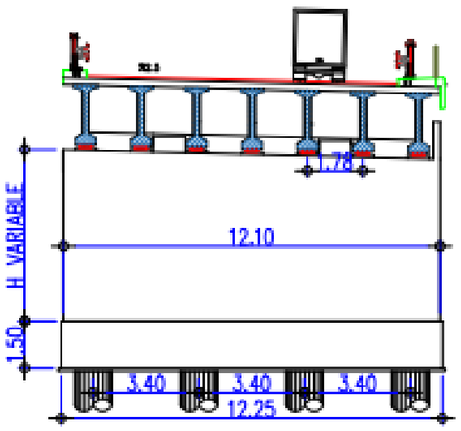
COUPE LONG PILE ECH:1/250



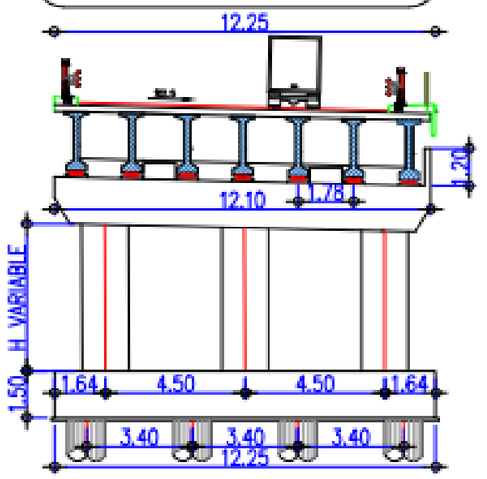
COUPE LONG CULEE ECH:1/250



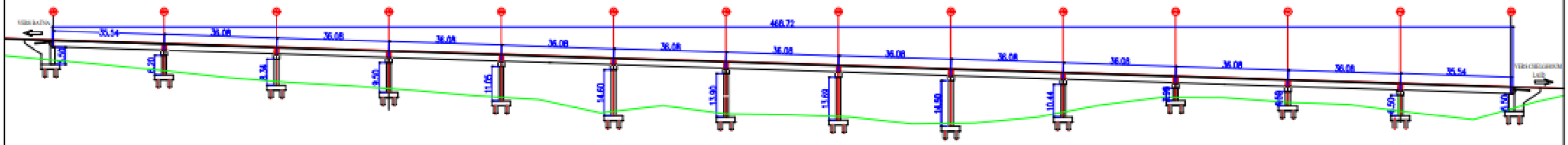
COUPE SUR CULEE ECH : 1/200



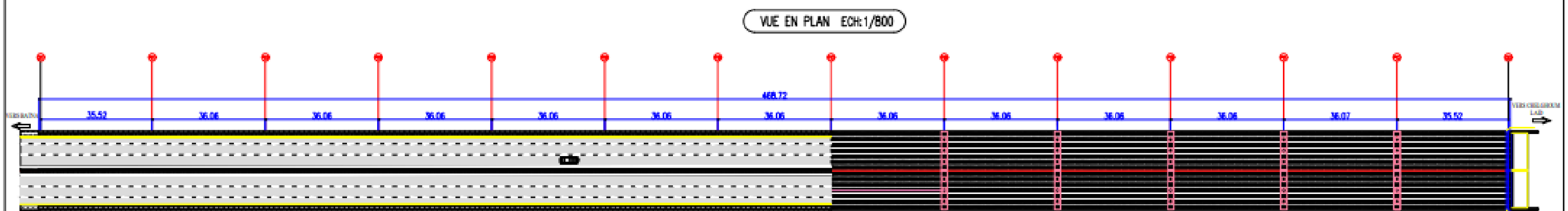
COUPE SUR PILE ECH : 1/200



COUPE LONG ECH:1/800



VUE EN PLAN ECH:1/800



Variante N° 01 :Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par pré tension	PROJET DE FIN D'ETUDES Conception et étude d'un viaduc sur la Liaison Autoritaire BATNA_CHELGHOUM LAID	Réalisé par ZOUAOUI Riane KHELIF Roumaissa	Encadré par BENTAMOUNE Nacereddine	Année universitaire 2023 / 2024

ENSTP

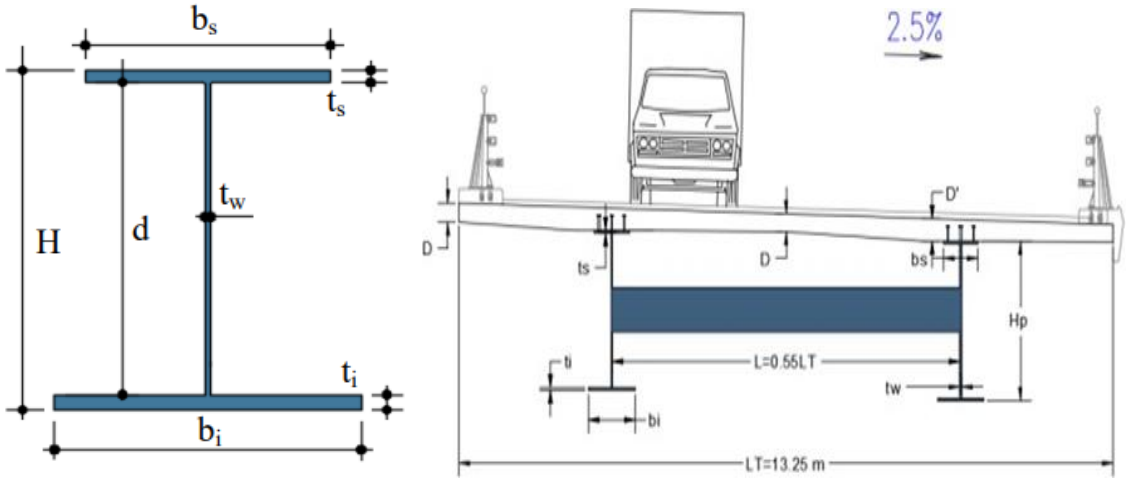
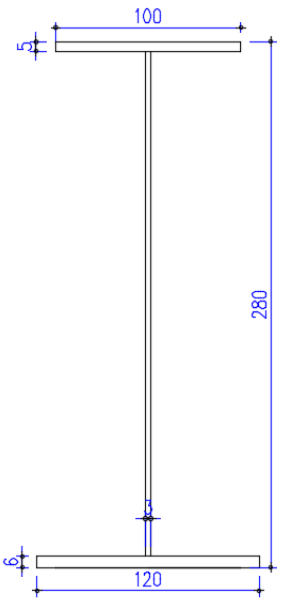


Figure III.1 Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont.

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

Tableau III.4 Pré dimensionnement de la poutre en charpente métallique.

Elément	Formule	Valeur retenue
Epaisseur de la dalle	e > 20 cm	35 cm
Hauteur de la poutre	H = L/28	2 800 mm
Entraxe entre les poutres	0,5 L ≤ a ≤ 0,55 L	6,5 m
Largeur de la semelle supérieure	400 mm ≤ bs ≤ 1 000 mm	1000 mm
Epaisseur la semelle supérieure	20 mm ≤ ts ≤ 150 mm	50 mm
Largeur de la semelle inférieure	500 mm ≤ bi ≤ 1 200 mm	1200 mm
Epaisseur de la semelle inférieure	20 mm ≤ ti ≤ 150 mm	60 mm
Epaisseur d'âme	tw ≥ 0,005 × d	3 mm



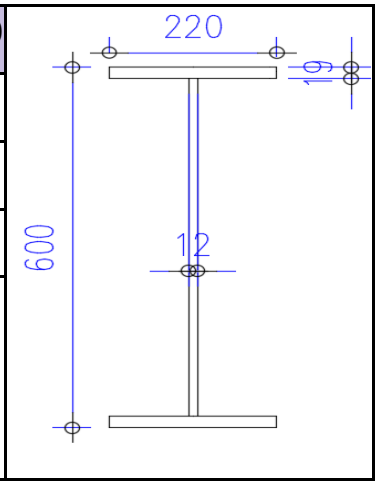
III.3.2.3 Conception des entretoises :

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

Au stade du pré-dimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de

L = 0.55×LT = 6,5 m, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau-ci dessous :

Tableau III.5 Pré-dimensionnement des entretoises.

Eléments	Valeur (mm)	
Hauteur de l'entretoise	600 mm	
Largeur de la semelle b	220 mm	
Epaisseur de la semelle tf	19 mm	
Epaisseur de l'ame	12 mm	

III.3.2.4 Choix de la nuance d'acier :

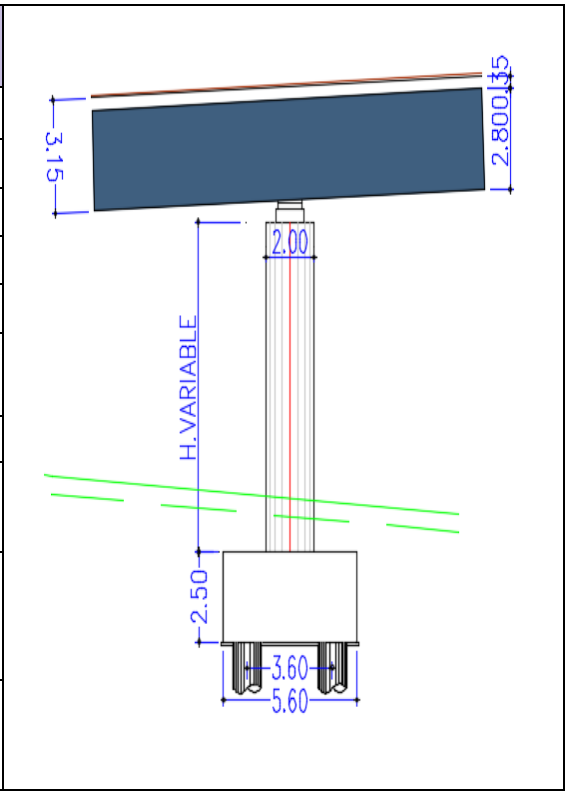
Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

III.3.2.5 Conception de l'infrastructure :

- **Les piles**

Le tableau ci-après décrit notre choix des piles pour cette variante :

Tableau III.6 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2.

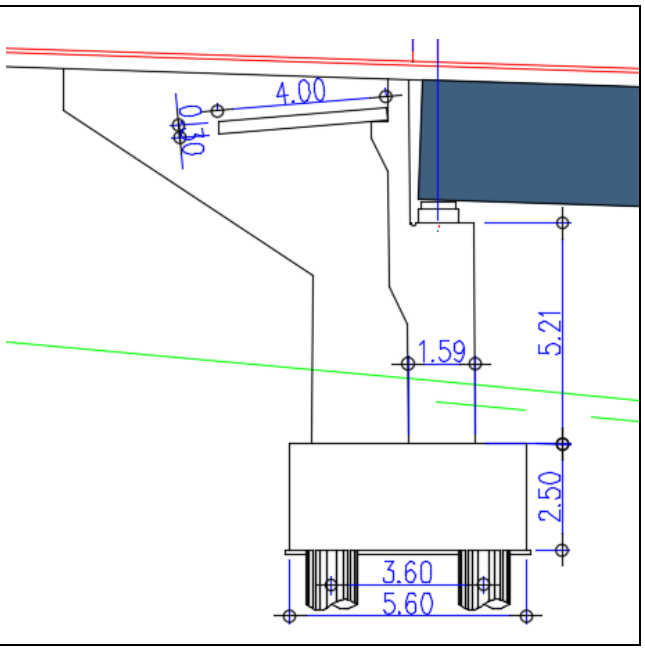
Elément		Valeur / Description	
Hauteur	P1	9,20	
	P2	13,36	
	P3	14,44	
	P4	11,4	
	P5	5,3	
Chevêtre	Dimensions	2,25 × 12,25× 1,50 (m×m×m)	
Section	Forme	Voiles	
	Dimensions	Largeur : 2 m Longueur : 10,70 m	
Fondation	Type	Profonde sur 8 pieux Φ = 1,20 m	
	Dimensions semelle	5,6 × 12,25 × 2,50 (m×m×m)	

- **Les culées**

Les dimensions des éléments de la culée sont définies ci-dessous :

Tableau III.7 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2.

Elément		Valeur / Description
Mur frontal	Hauteur	5,21 m
	Epaisseur	1,59 m
	Longueur	12,25 m
Dale de transition	Hauteur	0,30 m
	Largeur	4,00 m
Fondation	Type	Profonde sur :8 pieux Φ = 1,20 m
	Dimensions semelle	5,60 × 12,25 × 2,50 (m×m×m)



III.3.3 Variante 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

III.3.3.1 Conception longitudinale :

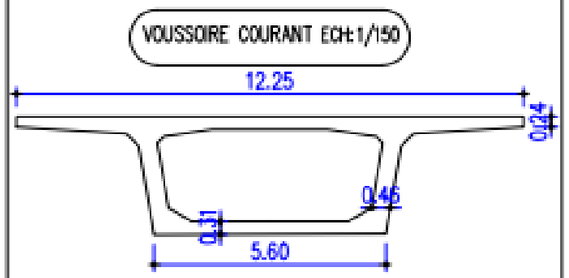
Pour cette variante, nous avons proposé un pont voussoirs de hauteur variable composé de quatre (04) travées principales de 90 m de longueur et deux (02) travées de rives de 54 m de longueur (60% de la travée principale), ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 469,6 m.

III.3.3.2 Découpage des voussoirs :

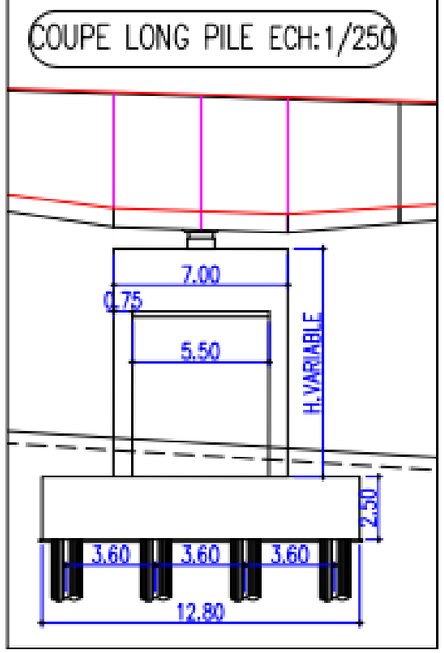
Tableau III.8 Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoir	Valeur usuel	Valeure retenue
Voussoirs sur piles	7 à 8 m.	7
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	2
Voussoirs courants	2.5 à 5 m	4.5

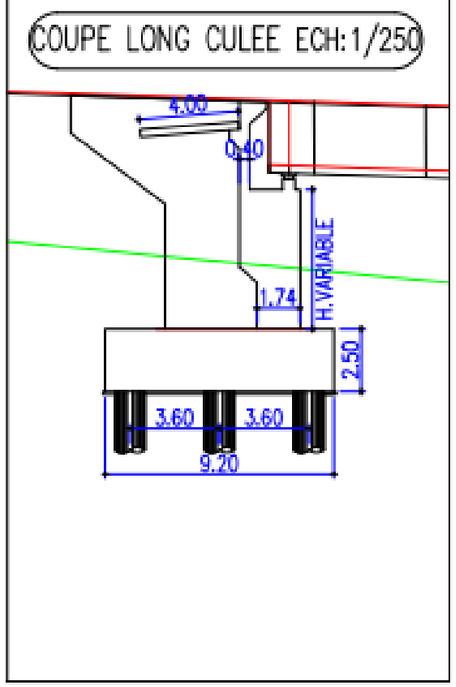
VOUSSOIRE COURANT ECH:1/150



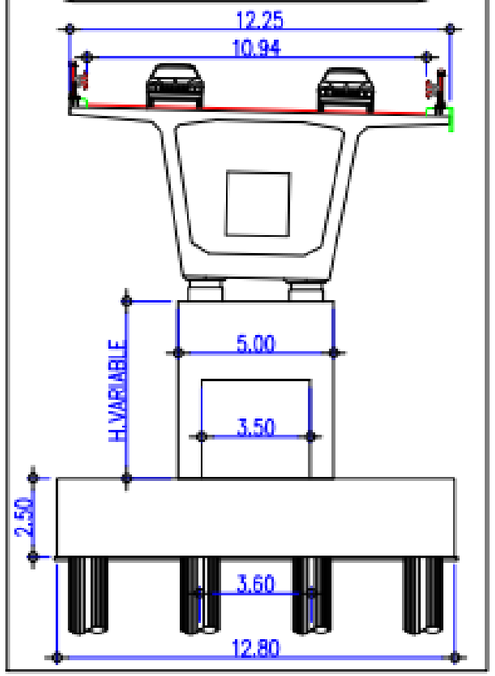
COUPE LONG PILE ECH:1/250



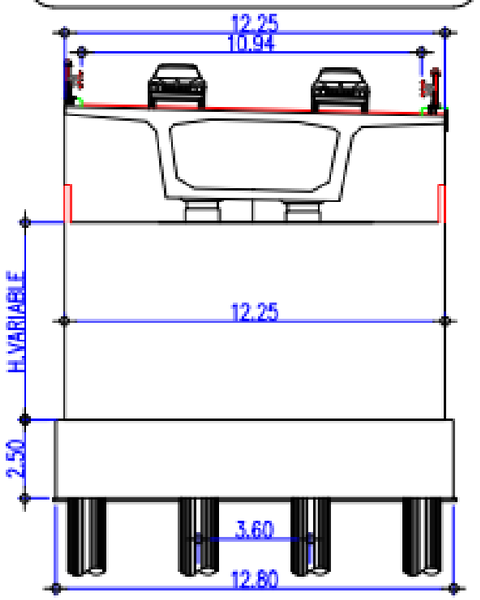
COUPE LONG CULEE ECH:1/250



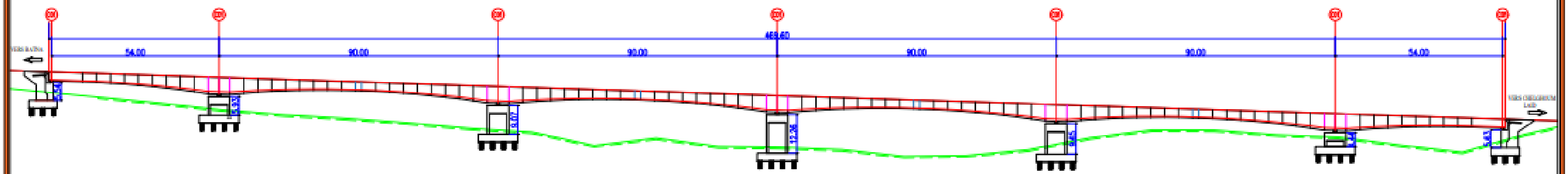
COUPE SUR PILE ECH : 1/200



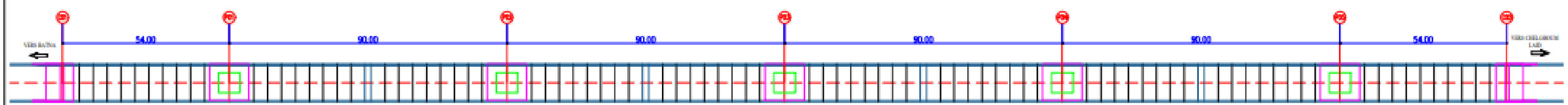
COUPE SUR CULEE ECH : 1/200



COUPE LONG ECH:1/800



VUE EN PLAN ECH:1/800



Variante N° 03 :Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc sur la Liaison Autoritaire BATNA_CHELGHOUM LAID	ZOUAOUI Riane KHELIF Roumaissa	BENTAMOUNE Nacereddine	2023 / 2024

ENSTP

III.3.3.3 Conception transversale :

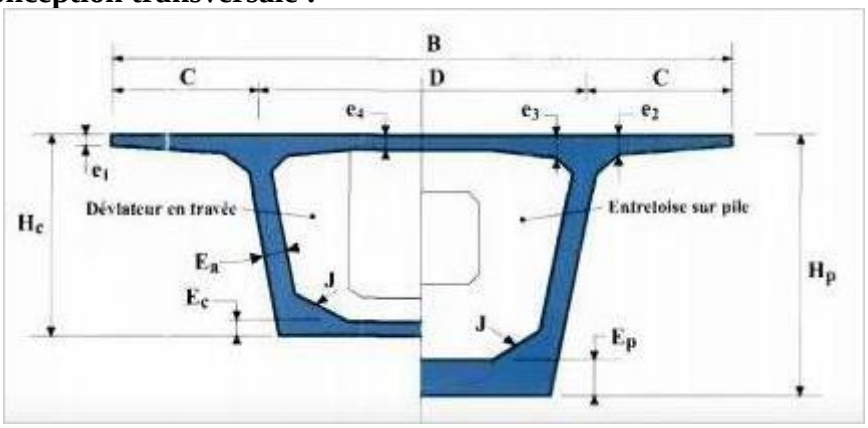


Figure III.2 Notations des dimensions.

Dans le cas d'un tablier de largeur inferieur 20 m la solution la plus économique est souvent le mono-caisson simple (voussoir à 2 âmes) avec 2 hourdis en dalle

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA (Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/ 2003)

Tableau III.9 Pré-dimensionnement du voussoir.

Dimensions		Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir		Sur pile : $\frac{L}{20} \leq Hp \leq \frac{L}{18}$ Sur clef : $\frac{L}{35} \leq Hc \leq \frac{L}{30}$	5,3 m 2,8 m
Largeur du voussoir		B	12,25 m
Largeur d'encorbellement		C = B/4	3,0625 m
Entraxe des Ames		D = B - 2C	6,6125 m
Epaisseur de l'âme		$Ea \geq 0.26 + \frac{L}{500}$	45 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10%
Epaisseurs de L'hourdis supérieur	e1	$e1 \geq 20$ à 25 cm	24
	e2	$\frac{C}{8} \leq e2 \leq \frac{C}{7}$	45 cm
	e3	$e3 \geq 1.5\ e4$	45 cm
	e4	$e4 = \frac{D}{25}$	30 cm
Epaisseur hourdis inf sur pile		$35 < EP < 80$ cm	75 cm
Epaisseur hourdis inf sur clef		$Ec \geq 1/3\ EP$ $Ec \geq 18$ a 22 cm	30 cm
Gousset supérieur		$30° < \alpha < 45°$	40°
Gousset inférieur		$40° < \beta < 45°$	45°

III.3.3.4 Conception de l'infrastructure

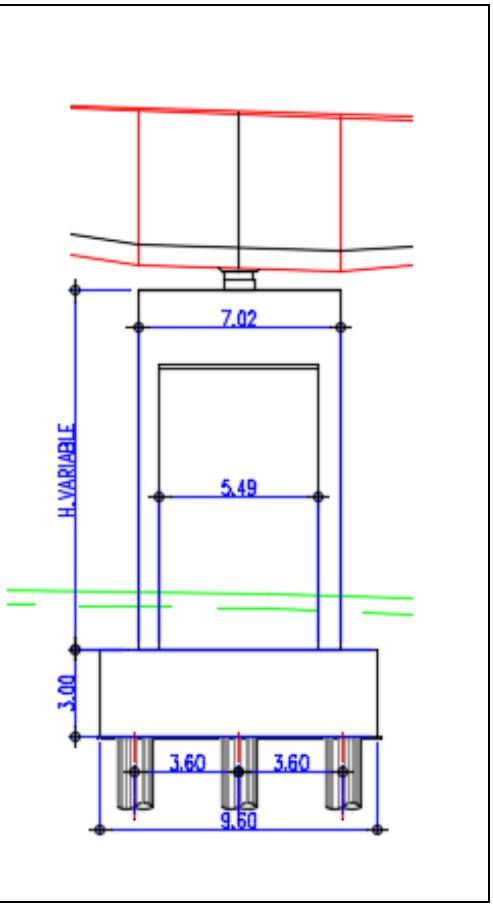
- **Les piles**

Les piles sont des appuis qui travaillent essentiellement à transmettre les charges de la structure aux fondations.

Pour cette variante, selon le document SETRA, on a choisi des piles en voile évidée dont la section répond aux exigences d'efficacité mécanique et d'esthétique.

Tableau III.10 Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3.

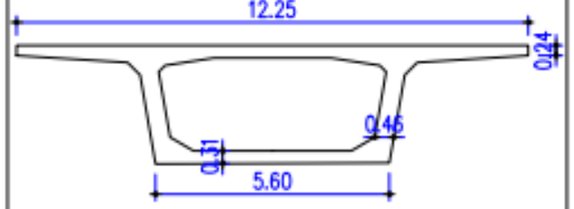
Elément		Valeur/Description
Hauteur	P1	5,93 m
	P2	9,07 m
	P3	12,27 m
	P4	9,65 m
	P5	4,44 m
Chevêtre	Dimensions	2,00 × 12,25 × 1,20 (m×m×m)
Section	Forme	Pile évidée
	Dimensions	Longueur totale : 7,00 m Longueur vide : 5,50 m Largeur totale : 5,00 m Largeur vide : 3,50 m Epaisseur : 0,25 m
Fondation	Type	Profonde sur 12 pieux Φ = 1,20 m
	Dimensions semelle	9,60 × 12,80 × 2,50 (m×m×m)



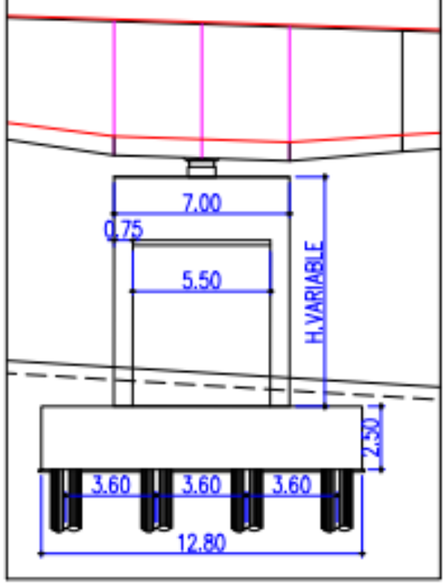
- **Les culées**

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont, mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.
Les dimensions des éléments de la culée sont définies ci-dessous :

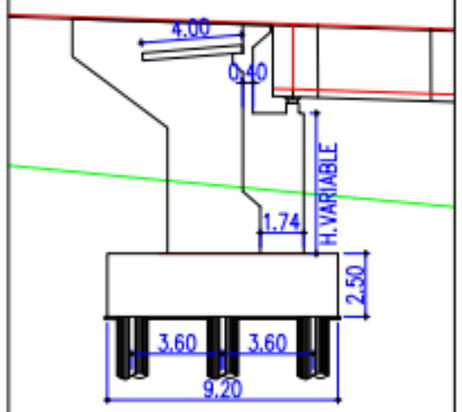
VOUSSOIRE COURANT ECH:1/150



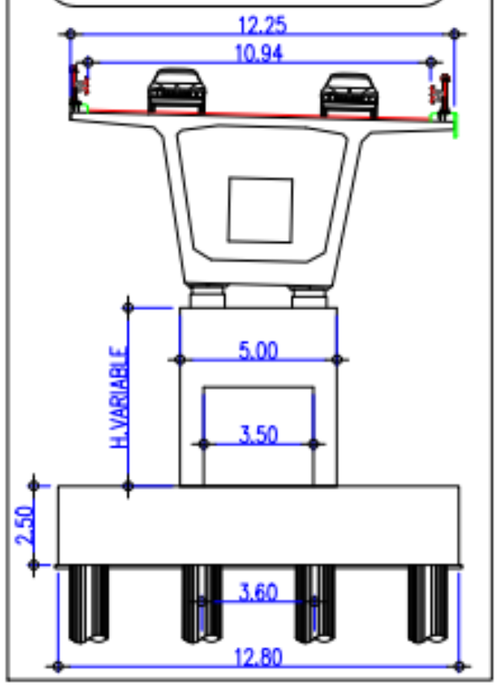
COUPE LONG PILE ECH:1/250



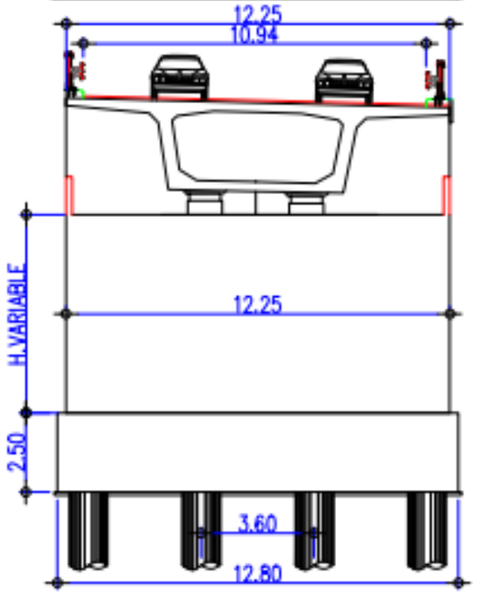
COUPE LONG CULEE ECH:1/250



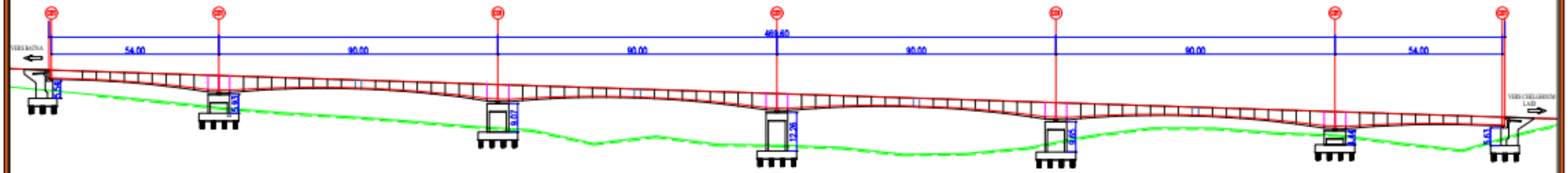
COUPE SUR PILE ECH : 1/200



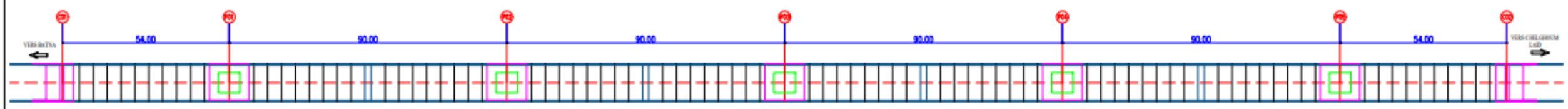
COUPE SUR CULEE ECH : 1/200



COUPE LONG ECH:1/800



VUE EN PLAN ECH:1/800



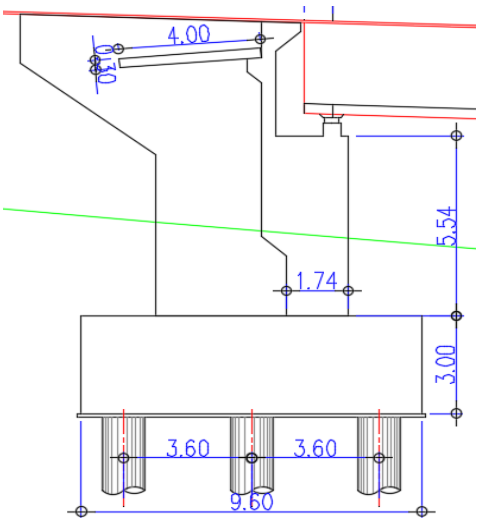
Variante N° 03 :Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc sur la Liaison Autoritaire BATNA_CHELGHOUM LAID	ZOUAOUI Riane KHELIF Roumaissa	BENTAMOUNE Nacereddine	2023 / 2024

ENSTP

Tableau III.11 Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3.

Elément		Valeur/Description
Mur frontal	Hauteur	5,54 m
	Epaisseur	1,73 m
	Longueur	12,25 m
Dalle de transition	Hauteur	0,30 m
	Largeur	4,00 m
Fondation	Type	Profonde sur : 12 pieux Φ = 1,20 m
	Dimensions semelle	9,20 × 12,50 × 2,50 (m×m×m)



III.4 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS TABLIERS

Le devis estimatif et quantitatif des trois tabliers est donné dans le tableau

Tableau III.12 devis estimatif et quantitatif des trois variantes.

Type de l'ouvrage	Prix unitaire (DA /m^2)	Surface(m^2)	Cout(DA)
Pont PRAD	370 000,00	5 741,82	2 124 473 400,00
Pont mixte	450 000,00	5 527,2	2 487 240 000,00
Pont voussoir	500 000,00	5 752,6	2 876 300 000,00

III.5 ANALYSE MULTICRITERE

III.5.1 Comparaison entre les 3 techniques de construction

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

Tableau III.13 Avantages et inconvénients des variantes.

VAR	Avantages	inconvénients
1 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par prés-tension PRAD	-Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. -Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. -Une bonne réutilisation des coffrages -coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière.	- La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. - La difficulté de franchir en courbe -L'utilisation des fondations profondes à

	-Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique	cause de poids propre important. -Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. -Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante N°2 : Pont mixte acier-béton bipoutre.	-La possibilité de franchir des grandes portées. -La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. -La rapidité de l'exécution.	- La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. -La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. -Un coût très élevé. -Entretien périodique. -Dépense de transport et de levage des pièces. -Sensibilité au gradient thermique.
Variante N°3 : Pont voussoir en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ. -Aspect esthétique très favorable.	-La nécessité d'une main d'œuvre qualifiée. -Un coût de réalisation assez élevé. -Le poids du tablier est très important. -Un entretien très compliqué en cas de grands dégâts (séisme).

III.5.2 Analyse des résultats

Après comparaison entre les trois variantes, nous avons optés pour la variante N°01 pont à poutres préfabriquées en béton précontrainte par prés-tension parce que, les avantages de ce type d'ouvrage résident essentiellement dans la rapidité d'exécution et leur caractère économique étant donné que c'est une pénétrante d'où la présence des ouvrages répétitifs ce qui permet d'installer un atelier de préfabrication des poutres.

III.6 CONCLUSION

Le pré évaluation des trois variantes et leur analyse multicritère nous conduit vers la solution la plus avantageuse : le pont à poutre préfabriquée précontrainte par prés-tension, qui sera examiné plus en détail dans notre étude définitive. Toutefois, il est important de noter que notre choix reste théorique, car il ne tient pas compte de diverses conditions non prises en considération, telles que l'accès au chantier et les ressources disponibles de l'entreprise de construction.

CHAPITRE IV

EVALUATION DES CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION :

Le choix et la qualité des matériaux de construction, ainsi que les charges appliquées sur la structure, sont essentiels pour la conception et le calcul des éléments d'un pont. De plus, il est nécessaire de prédéfinir les différentes hypothèses de calcul en fonction des normes et des exigences du maître de l'ouvrage.

Ces éléments seront présentés dans le chapitre ci-dessous.

IV.2 NORMES ET REGLEMENTS

Le calcul de l'infrastructure et la superstructure du viaduc sera effectué conformément aux normes européennes et Règlements Algériens.

Ci-dessous sont listées des normes qui sont à prendre en compte dans le projet de fin d'étude.

Tableau IV.1 les normes utilisées.

NORME	TITRE
Fascicule 62 titre 1er, section II - Règles B.P.E.L. 91 révisé 99	Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites
Fascicule 62 titre 1er, section I - Règles B.A.E.L. 91 révisé 99	Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites
R.C.P.R. 2009	Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes
R.P.O.A. 2008	Règles Parasismiques des ouvrages d'art. Partie I : Ponts neufs
NF A 35-016	Armatures pour béton armé - Barres et couronnes soudables à verrous de nuance FeE500 : Treillis soudés constitués de ces armatures
EN 10080: 2005	Aciers pour l'armature du béton – Acier soudable pour béton armé - Généralités

Autres documents de référence :

Guide SETRA	Ponts en béton précontraint pont à poutre
Guide SETRA	Service d'étude technique des routes et autoroutes
Guide SETRA	Pont a poutres préfabriquées précontraintes par adhérence

IV.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Dans ce chapitre on reporte les principales indications des matériaux structuraux utilisés pour le calcul numérique de l'ouvrage : toutes les spécifications techniques se basent sur les normes européennes algériennes (BAEL, BPEL, NFA35-016 et EN 206).

IV.3.1 Béton :

On fournit, ci-dessous les caractéristiques des matériaux, les contraintes adoptées pour les vérifications, la typologie du béton.

Tableau IV. 2 les caractéristiques des matériaux.

Parties d'ouvrage	Classes de résistance
Béton des pieux	**RN27**
Béton des Semelles et fondations	**RN27**
Béton des Piles et culées	**RN27**
Béton des Poutres	**RN40**
Béton des Dalles	**RN35**

Selon le BAEL 91 mod, pour un béton âgé de moins de 28 jours, on peut utiliser les formules suivantes :

- Pour fc28 ≤ 40 MPa : $f_{cj}=\frac{j}{4,76+0,83j}$ Si j < 60 jours .
- Pour fc28 > 40 MPa : $f_{cj}=\frac{j}{1,40+0,95j}$ Si j < 28 jours.

IV.3.1.1 Contrainte admissible à la compression :

Le diagramme contraintes (σ_b) – déformations (ε_b) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est celui appelé "parabole-rectangle":

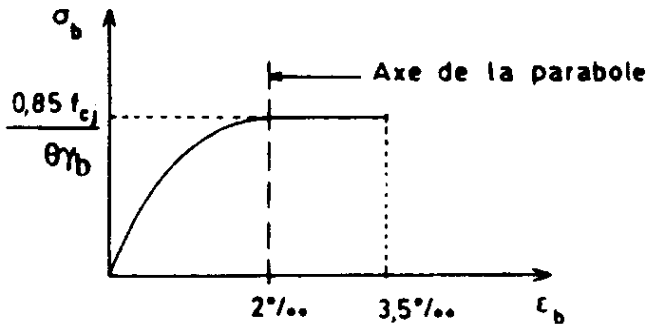


Figure IV.1 Modèle contrainte-déformation du béton (BAEL 91 revisé 99).

$\varepsilon_{bc} = 0.2\%\ (compression\ simple) \div 0.35\%\ (flexion)$.

- Le coefficient θ tient compte de la durée probable d´application de la

combinaison d´actions considérée dans la justification
θ *vaut* :
$\theta = 1$ si cette durée est supérieure à 24 heures.
$\theta = 0.9$ si elle est comprise entre 1 heure et 24 heures.
$\theta = 0.85$ si elle est inférieure à 1 heure.

- pour les <u>combinaisons fondamentales</u>:
  - $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}(t)}{\theta \gamma_b}$
  - $\gamma_b = 1.50$
- pour les <u>combinaisons accidentelles</u>:
  - $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}(t)}{\theta \gamma_b}$
  - $\gamma_b = 1.15$
- pour les <u>combinaisons sismiques</u>:
  - $f_{bu} = \frac{f_{c28}}{\gamma_m}$ (*RPOA 2008*)
  - $\gamma_m = 1.30$ (*RPOA 2008*)

IV.3.1.2 Module de déformation longitudinale du béton

$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ (t) – module de déformation longitudinale instantanée du béton.
$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$ (t) – module de déformation longitudinale différée du béton.

IV.3.2 Acier pour armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe

$f_e = 500MPa$ $E_s = 200GPa$ $\varepsilon_{s,max}$

La courbe déformation (ε_s) – contraintes (σ_s) de l'acier des armatures passives est conventionnellement définie ci-dessous.

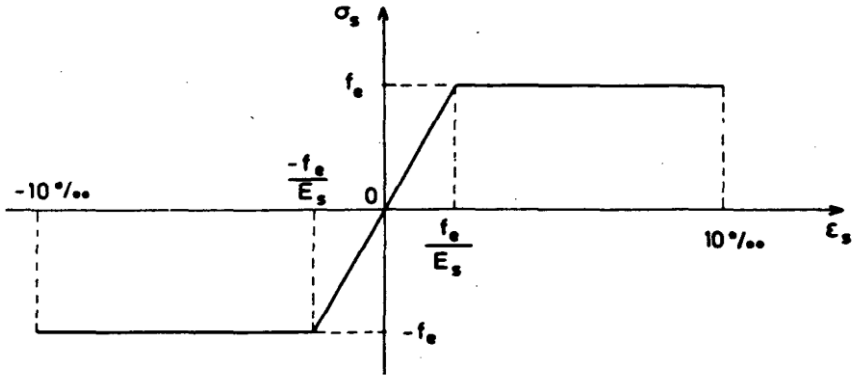


Figure IV.2 Modèle contrainte-déformation des armatures passives (BPEL 91 revisé 99).

Les valeurs utilisées pour les coefficients γ_s sont les suivantes :

- pour les combinaisons fondamentales : $\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1.15$
- pour les combinaisons accidentelles : $\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1.00$
- pour les combinaisons sismiques : $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_m}$ $\gamma_s = \gamma_m = 1.00$ (*RPOA 2008*)

IV.3.3 Acier pour câbles de précontrainte

Les torons prévus pour constituer les câbles de précontrainte devront avoir les caractéristiques mécaniques suivantes :

$$f_{prg} = f_{pk} = 1860MPa;$$

$$f_{peg} = f_{p01,k} = 1643MPa;$$

$$E_p = 190000\ MPa.$$

La courbe déformation (ε_p) – contraintes (σ_p) de l'acier des câbles de précontrainte est conventionnellement définie ci-dessous.

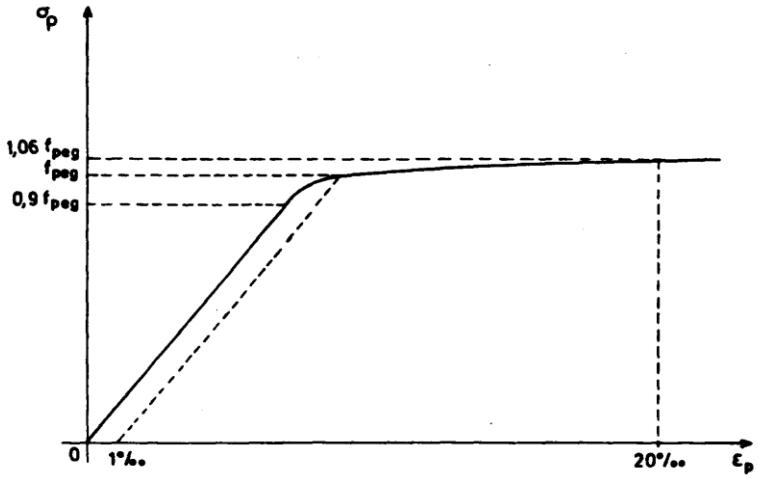


Figure IV.3 Modèle contrainte-déformation pour les torons de précontrainte (BPEL 91 revisé 99).

Les valeurs considères pour les coefficients γ_p sont les suivantes:

- pour les combinaisons fondamentales: $\gamma_p = 1{,}15;$
- pour les combinaisons accidentelles (séismiques et non): $\gamma_p = 1{,}00.$

IV.3.3.1 Classe de justification de la précontrainte

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

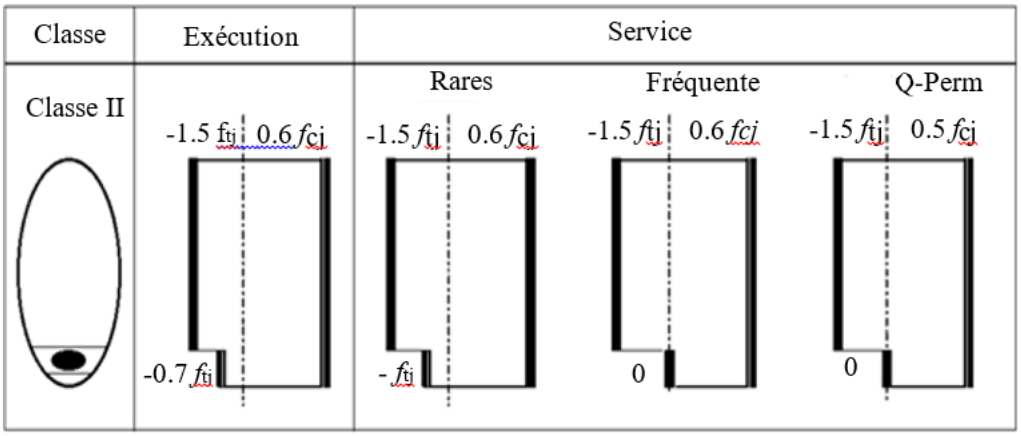


Figure IV.4 Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

IV.4.1 Actions permanentes :

IV.4.1.1 Poids propre du tablier

Le poids propre des structures est calculé automatiquement par le modèle numérique sur la base du volume des éléments et de leur poids spécifique. On considérera le poids spécifique de structures en béton armé égal à $2.50 \frac{ton^3}{m}$.

Tableau IV.3 Poids des éléments du pont.

Élément	Poids (KN)	Nombre
Poutre	510,48	7
Dalle	2425,50	/
Entretoise	207,86	2*6

Tableau IV.4 Poids des éléments du travée.

Poids propre du travée	3143,84 KN
Poids propre total du travée (G+CCP)	7583,7 KN
Poids propre totale du tablier	98588,10 KN

IV.4.1.2 Charges des superstructures

Les charges des superstructures sont dues au poids propre des équipements fixes de toute nature, prises en compte avec leurs valeurs caractéristiques, maximales ou minimales, évaluées en se conformant aux dispositions de la *RCPR 2009.*

Les équipements à prendre en compte sont :

- le poids de la couche de roulement (poids en fonction de la nature du béton bitumineux).
- l'étanchéité.
- les bordures, les trottoirs, les corniches et les garde-corps.

Tableau IV.5 Tableau récapitulatif des calculs des compléments de charges permanentes.

L'élément	La densité γ (kN/m³)	La charge répartie (kN/ml)	Nombre d'éléments	La charge linéaire (kN/ml)	La charge surfacique (kN/m²)
Béton de revêtement	24,00	19,20	1	19,20	1,92
Trottoire g **Trottoire d**	25,00	4,5 6,37	2	8,77	6,00 6,125
Glissières	/	1	2	2	/
Corniche	25,00	3,5	1	3,5	/
Garde corps	/	0,5	1	0,5	/

IV.4.2 Les charges dues au trafic :

Dans ce paragraphe, on donne une description des types de charges d'exploitation nécessaires pour le calcul des effets sur l'ensemble de la structure. En générale ces charges ont des effets verticaux gravitationnels et horizontaux lies au freinage et à la force centrifuge par rapport à l'axe du viaduc, Pour l'ouvrage en question est à noter que la force centrifuge est nulle.

- **Caractéristiques du pont :**

Largeur roulable : 10m
Largeur chargeable : 9m
Sur-largeurs : 2 m
Largeur d'une voie : 3.5 m
Nombre de voies : 2
Classe de ponts : Lr ≥ 7 m Pont de 1ère classe.

- **Système de charge à considérer :**

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont ;
Charges Civiles : A(L) ; B (Bc, Bt, Br)
Charges militaires : Mc120
Charges exceptionnelles : D240

IV.4.2.1 Système de charge A :

La charge A(l), exprimée en (KN/m²) est donnée en fonction de la longueur chargée l, et exprimée en mètres par la formule :

$$A(l)=2,3+\frac{360}{l+12}$$

l : la longueur chargée du tablier en (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a1.

Tableau IV.6 Coefficient a1.

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

- a1 : Coefficient de pondération qui dépend de la classe du pont (a1=1).
- a2 = $\frac{V0}{V}$

V : étant la largeur d'une voie.
V0 : ayant les valeurs données par le tableau 4.2-RCPR :

Tableau IV.7 Valeurs de V0.

Classe du pont	V_0
Première classe	3,5 m
Deuxième classe	3,0 m
Troisième classe	2,75 m

D'où **a2 = 1,17**

Tableau IV.8 Valeurs de A(L) pour le tablier poutres.

N des voies	A(L) (KN/m²)	a1	a2	A(l)×a1×a2(KN/m2)	A(l) (KN/ml)
1	9,80	1	1,17	11,43	34,30
2	9,80	1	1,17	11,43	68,60
3	9,80	0,9	1,17	10,29	92,61

IV.4.2.2 Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre.
-Le système Bc se compose de camions types (300KN).
-Le système Br se compose d'une roue isolée (100KN).
-Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (160 KN).

- **Système de charges Bc**

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques. La figure ci-dessous représente ses caractéristiques :

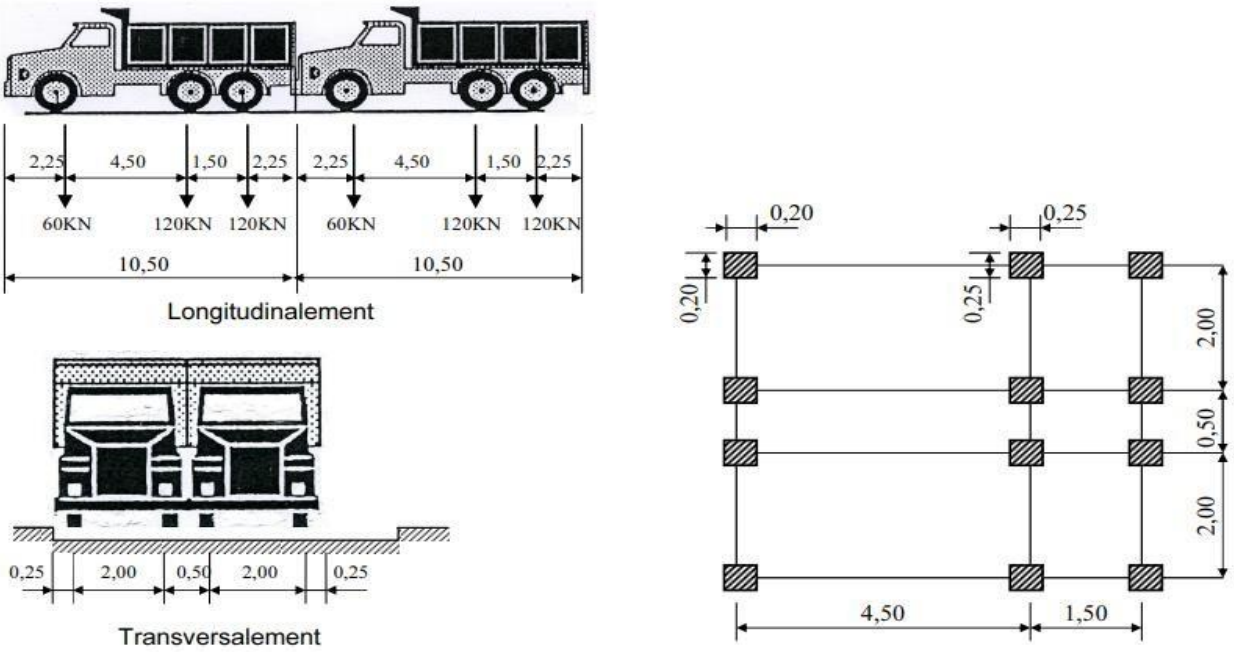


Figure IV.5 Système de chargement Bc.

Bc = 2 × (300 × N × bc)

N : Nombre de voies prises dans le calcul.

Tableau IV.9 Coefficient Bc.

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

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV.10 Les valeurs de Bc.

N° des voies	B_c (KN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710

- **Système de charges Bt:**

Un tandem type de système Bt comporte deux essieux, et répond aux caractéristiques suivantes.

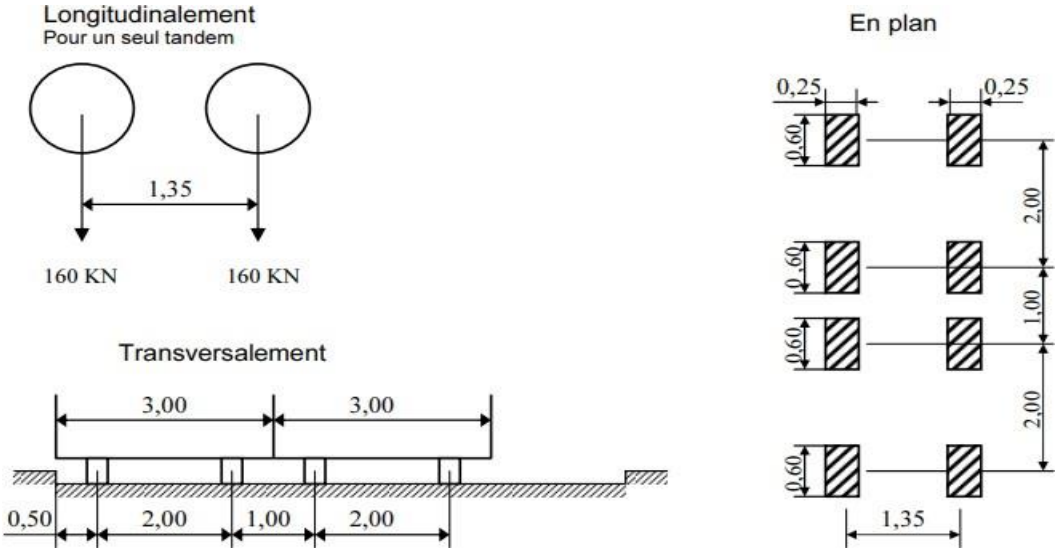


Figure IV.6 Système de charge Bt.

Tableau IV.11 Coefficient bt.

Classe de pont	bt
Première classe	1.20
Deuxième classe	1.00

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV.12 Les valeurs de Bt.

N° des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1,2	384
2-3-4	640	1,2	768

IV.4.2.3 Système de charge MC120

La charge du système type Mc120 représente un véhicule militaire qui comporte 2 chenilles avec les caractéristiques suivantes :

- masse totale 1100 kN.
- longueur d'une chenille 6.10 m.
- largeur d'une chenille 1.00 m.
- distance d'axe des deux chenilles 3.30 m.

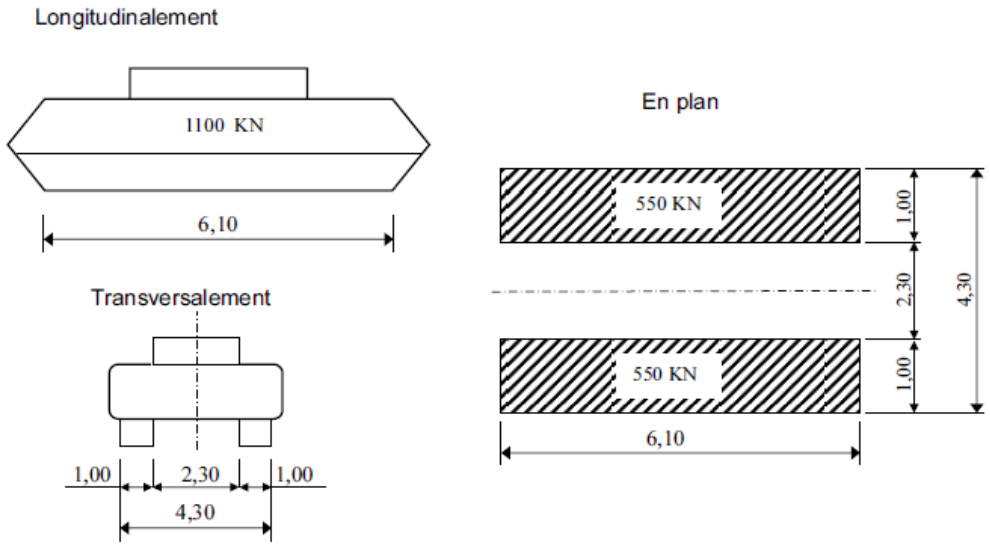


Figure IV.7 Système de charge MC120.

Ces véhicules peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal de la route 1 seul convoi est supposé circuler.

Dans le sens longitudinal de la route le nombre des véhicules successifs sont déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30.50m.

On considère aussi le coefficient de majoration dynamique, qui sera déterminé en respectant les indications de la norme.

IV.4.2.4 Système de charge D240

Le convoi type D de 2400 kN (240 tons) est une charge exceptionnelle, qui est supposé réparti au niveau de la chaussée sur 1 seule rectangle uniformément chargé de 3.20 m de largeur et 18.60 m de longueur.

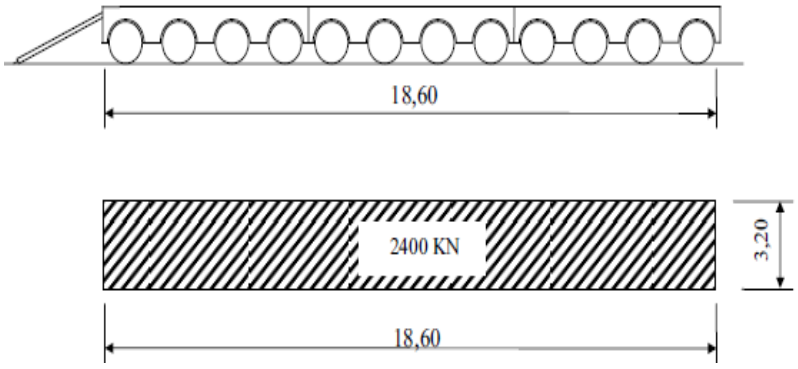


Figure IV.8 Système de charge D240.

Cette charge n'est pas frappée de majorations dues aux effets dynamiques et elle ne développe aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

IV.4.3 Coefficient de majoration dynamique :

Les Systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une

pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient.

Remarque : Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier.

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

Avec :
L : représente la longueur de l'élément exprimée en (m).
G : sa charge permanente.
S : sa charge maximale.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.13 Les valeurs de δ.

Système de charg	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	36	7583,7	1710	1,081
B_t			768	1,064
Mc120			1100	1,070

IV.4.4 Efforts de freinage :

Les systèmes de charge A et Bc développent des réactions de freinage, ces réactions s'exercent sur la surface de la chaussée.

- **Système de charge Bc :**

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

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

- **Système de charge A :**

L'effort de freinage correspondant à la charge A :

$$F=\frac{A \times S}{20+0.0035S} \quad \text{en KN}$$

Avec :
S: la surface chargé.

Tableau IV.14 Les valeurs de freinage de charge A.

N des voies	S (m2)	A(l) (kN/m2)	F (kN)
1	180.00	11,43	60,59
2	216.00	11,43	118,98
3	324.00	10,29	157,75

IV.5 Actions climatiques

IV.5.1 Actions thermiques

IV.5.1.1 Variation uniforme de la température

Selon le RCPR, pour une zone plus proche et moyen Sud, la variation uniforme des températures est entre + 40 °C et – 20 °C.

La loi fixant la variation linéaire de la température est :
$\Delta l = \alpha \times \Delta T \times L$
Avec :
α : le coefficient de dilatation thermique
$\alpha = 9.9 \times 10\text{-}6$ °C-1 pour le béton arme et $11.6 \times 10\text{-}6$°C-1 pour l'acier.
ΔT : la variation de température, tel que T0 = 25 °C (Température de référence).
L : longueur de l'ouvrage en mètre.

IV.5.1.2 Gradient thermique

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure. Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau ci -après.

	En phase de construction	En service
	Gradient (°c)	Gradient (°c)
Type 1 (tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

Figure IV.9 gradient thermique.

IV.5.2 Actions dues au vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :
• 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service.
• 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

IV.6 Actions sismiques

Les actions sismiques prises en compte seront conformes au RPOA. La classification de la zone sismique de l'ouvrage est traitée dans le chapitre précédant (Zone IIa : sismicité moyenne)

- **Coefficient d'accélération de la zone**

Le coefficient d'accélération du site est défini en fonction de la zone sismique IIa et de l'importance du pont (Groupe de pont : le pont est classé en groupe 2 selon le RPOA 2008 (pont important)), d'où : A = 0.20.

- **Classification du site**

Notre site est de classe S2 (site ferme), d'après l'étude géotechnique.

IV.7 MODELISATION

La modélisation joue un rôle crucial dans l'étude d'une structure, quelle que soit la Complexité du modèle. Son objectif est de créer un modèle qui puisse décrire de manière plus ou moins précise le fonctionnement de l'ouvrage dans diverses conditions.
Etant donné que l'ouvrage isostatique avec treize (13) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (sept (07) poutres sont modélisées par des éléments barres travail en flexion avec une dalle considérer comme étant un élément panneau maillée à la base d'éléments finis).

Les charges et leurs distributions transversale ainsi que leurs combinaisons sont faites selon Les indications de RCPR de façon à obtenir des sollicitations maximales.

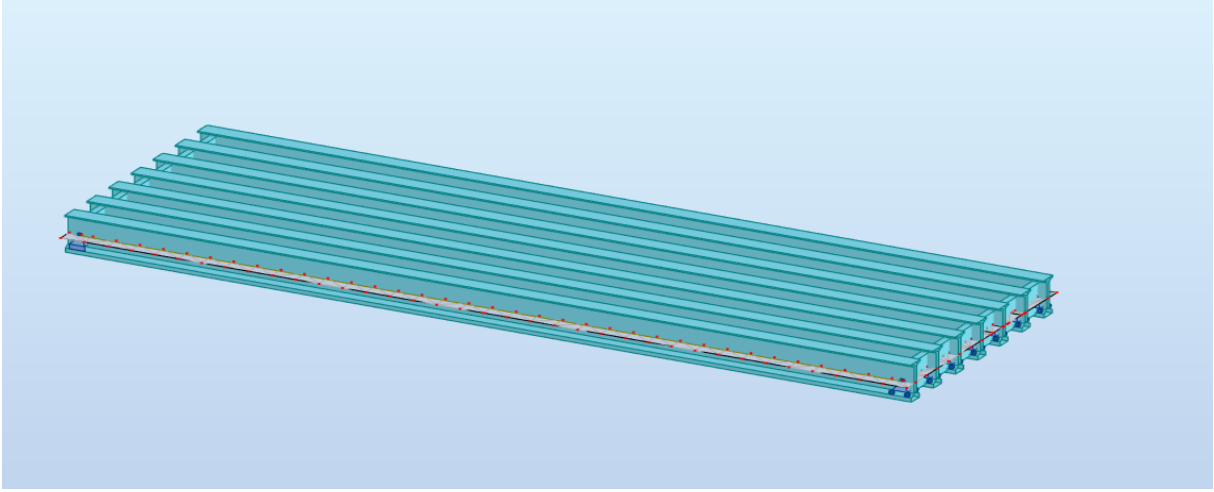


Figure IV.10 Modèle de calcul de pont à poutres.

IV.7.1 Résultats

Pour la détermination les sollicitations maximum (M, N, T), on prend en considération les combinaisons d'actions.

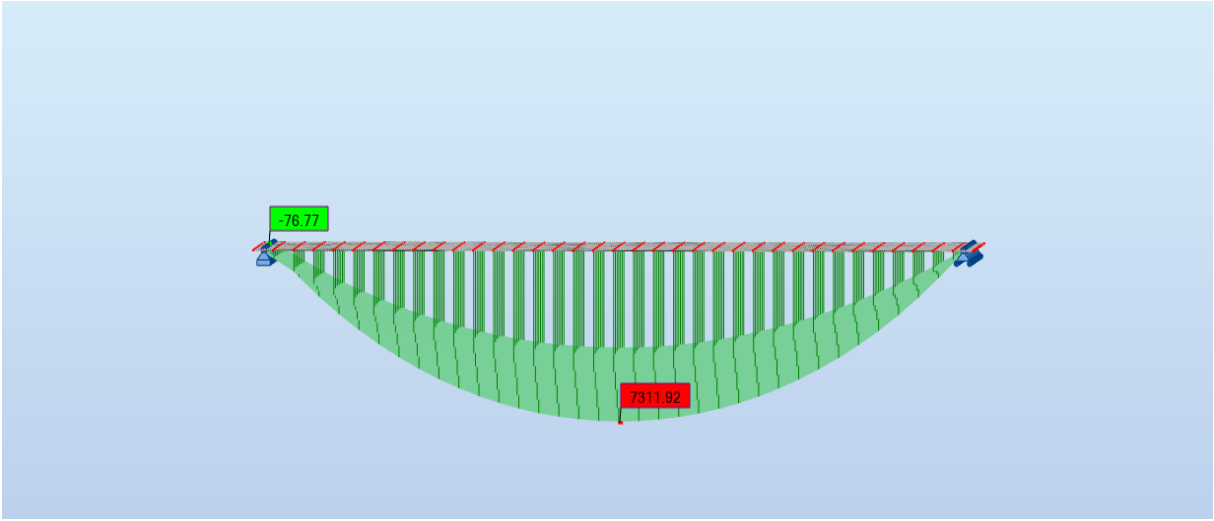


Figure IV.11 Moment maximal à l'ELS.

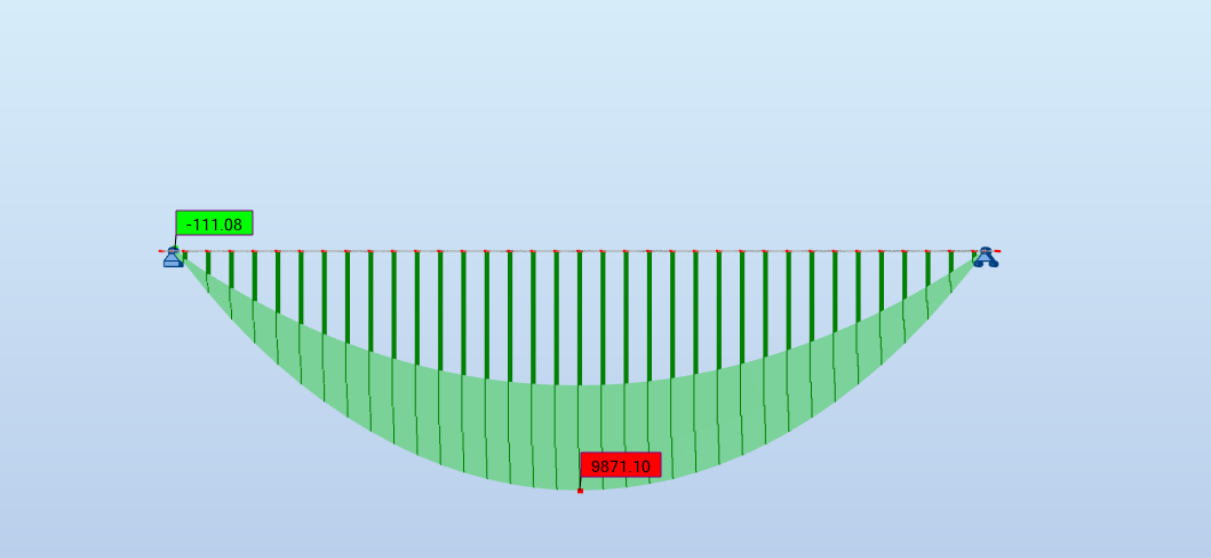


Figure IV.12 Moment maximal à l'ELU.

Remarque :

La poutre la plus sollicité c'est la poutre **05** sous la combinaison :

-À ELS G+D240=**7311,92 KN.m**

-À ELU 1,35(G+D240) = **9871,10 KN.m**

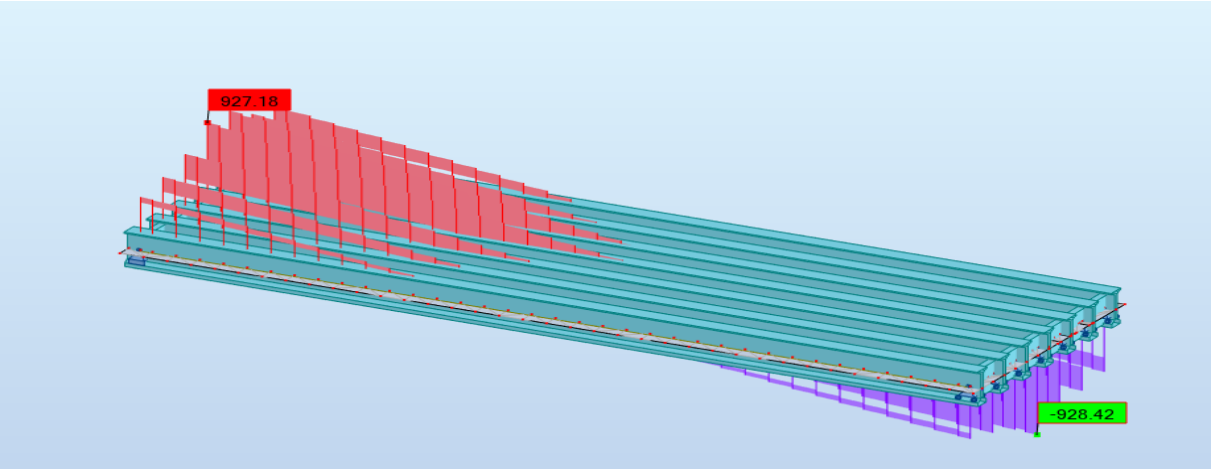


Figure IV.13 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

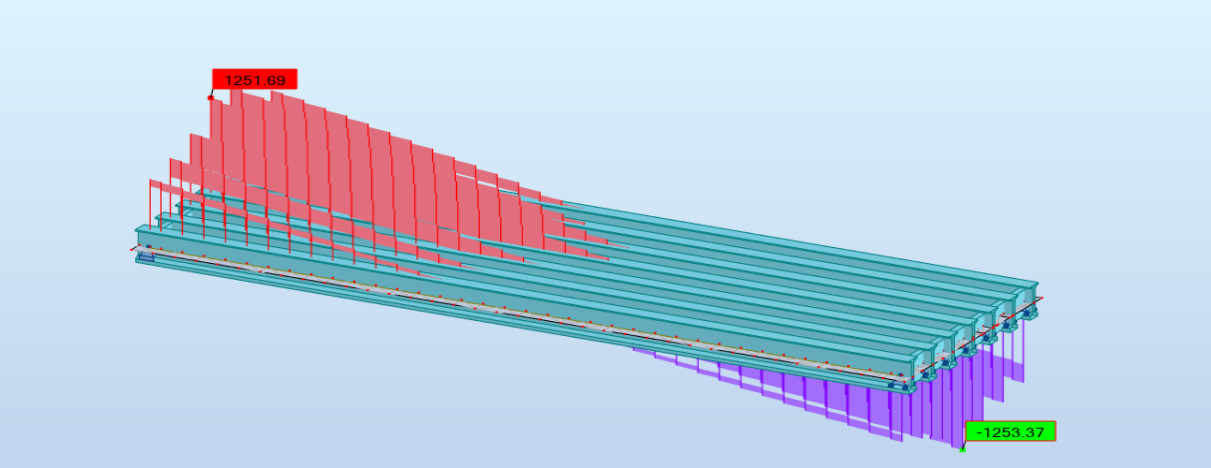


Figure IV.14 Effort tranchant max sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

IV.8 CONCLUSION

A travers ce chapitre, on a pu évaluer les diverses charges et surcharges routières qui impactent l'ouvrage En examinant le R.C.P.R et le R.P.O.A. Cela nous permettra de sélectionner les sollicitations les plus réalistes possibles appliquées dans notre projet pour développement des calculs.

CHAPITRE V
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1 INTRODUCTION

La précontrainte du béton a pour but d'annuler, ou de limiter les contraintes de traction développées par les charges appliquées à la structure, elle est obtenue par l'application d'effort de compression agissent sur la structure.

V.2 LES PRINCIPAUX MODES DE LA PRECONTRAINTE :

La précontrainte peut être appliquée par pré tension ou par post-tension. Elle est exercée par des armatures intérieures ou éventuellement extérieures au béton.

V.2.1 Par post-tension

Dans ce mode, la mise en tension du câble n'est effectuée qu'après que le béton ait été coulé et ait suffisamment durci pour pouvoir résister à l'effort P.

V.2.2 Par pré-tension :

Dans ce mode, consiste à tendre tout d'abord les armatures entre deux culées fixes, on coule ensuite, tout autour d'elles et à leur contact direct, le béton de la pièce. Quand ce béton a suffisamment durci, on relâche la tension dans les armatures et leur raccourcissement.

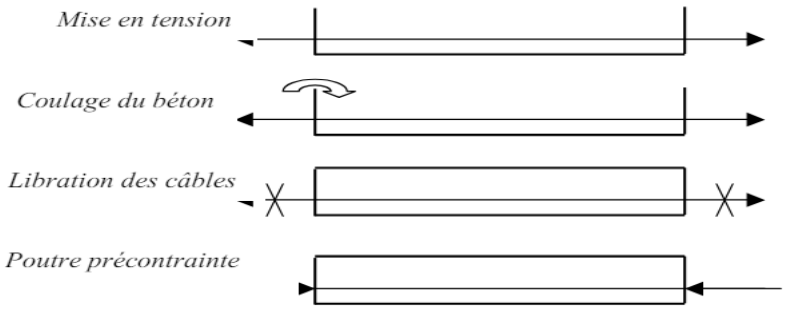


Figure V.1 Etapes générales de réalisation.

V.3 CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

Pour la vérification de la poutre d'une longueur L, nous avons établi un programme Excel qui vérifie les contraintes à chaque section de cette dernière.

V.3.1 Données de calcul

Tableau V.1 Les données de l'ouvrage.

H_{Poutre}	$H_{Poutre+dalle}$	L_{Poutre}	$L_{porté}$	N_{Poutre}	E_{dalle}	Λ
1.90 m	2.12 m	36 m	35 m	7	0.22m	1.78m

Tableau V.2 Les caractéristiques du béton.

	Fc28	Ft28	Σbc	σbt
La résistance (MPa)	40	3	24	-4.05

Tableau V.3 Les caractéristiques des sections.

	Poutre seule	Poutre + dalle
B (m^2)	0,5672	0,9588
υ' (m)	0,8808	1,3420
υ (m)	1,0192	0,7780
C'=$\frac{I}{B.V}$	0,421	0,724
I_G (m^4)	0,2437	0,5407

Tableau V.4 Les moments calculées par logiciel.

	M_{min}	M_{max}
Résultats logiciel	4,25 MN .m	7,31 MN .m

Tableau V.5 Les caractéristiques des torons T15.

Toron	T15	**Ap toron(mm^2)**	139
D toron(mm)	15,2	**Ap toron(m)**	0,000139
μ0	0,43	**ρ1000h**	2,5%
Fprg (Mpa)	1860	**E_p (Mpa)**	190000
Fpeg (Mpa)	1643	**Fe (Mpa)**	500

V.3.2 Détermination de la valeur minimale de la précontrainte en service

L'effort du précontraint minimum qui doit être respecté durant toute la vie de l'ouvrage est :

Pmin= max (PI ; PII) (5.1)

$$PI = \sigma_{bt1} . B + \frac{\Delta M}{\rho h} \quad (5.2)$$

$$PII = \frac{\left(\sigma_{bt2} \times \frac{1}{V'}\right) + Mmax}{c\prime + V' - d} \quad (5.3)$$

Tableau V.6 Calcul de PMIN.

Détermination de P_{Min}			
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-4,50 MPa	**P_I**	2,67 MN
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-3,0 MPa	**PII**	4,99 MN
d'	0,07 m	**Pmin**	4,99MN

V.3.3 Calcul du nombre des torons

D'après G. Dreux, on peut estimer les pertes de précontrainte à 25%.

$0{,}75 \times P0 = Pmin \Rightarrow P0 = \frac{Pmin}{0{,}75}$ **P0** =665,64 t

$\sigma p0 = \min\{0{,}85\ fprg\ ;\ 0{,}95\ fpeg\}$ (5.4)

$\sigma p0$=1560,85 MPA.

$P0 = n.\ AP\ .\ \sigma p0 \Rightarrow n = \frac{P0}{AP * \sigma p0}$ (5.5)

n ≥30,67 ⇒ **n**=32 torons .

V.3.4 Emplacement des torons

Le BPEL indique que pour favoriser l'adhérence acier-béton, il est nécessaire de laisser un espacement minimum entre les torons, on adoptera la disposition suivant :

D : L'entraxe minimal à prévoir entre les armatures .

D>3d Avec d=1,52cm, on prend D=5cm.

D' : Distance de l'axe de ces armatures aux parements le plus proche

D'>2,5 d on prend D'=7cm.

L'emplacement et le profil des torons de notre poutre sont indiqué dans les figures **V.2** et**V.3 :**

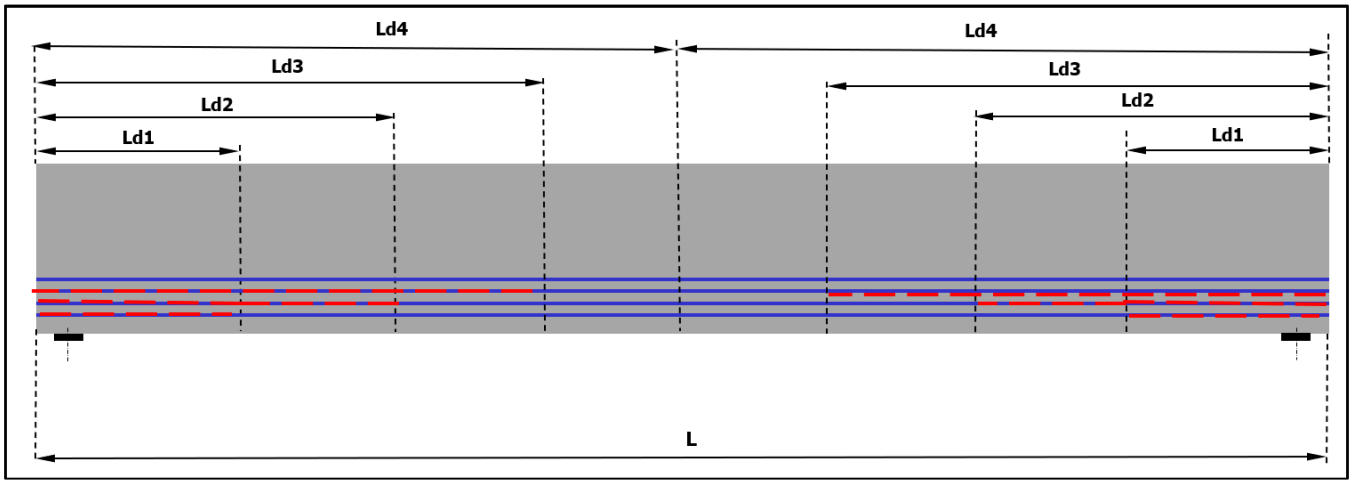


Figure V.2 la disposition longitudinal des torons.

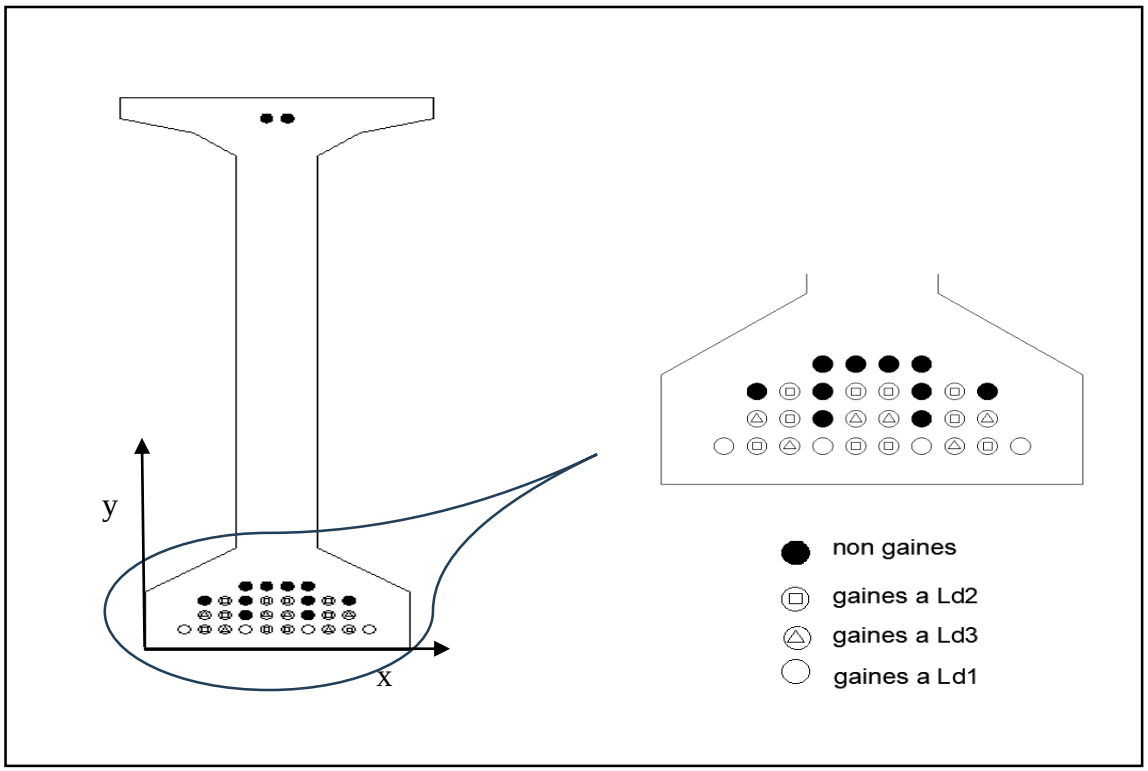


Figure V.3 la disposition transversale des torons.

Tableau V.7 disposition des torons dans chaque lit.

Cable No.	Cable Ordonné depuis le bas de la poutre, y (mm)							
	Ld1		Ld2		Ld3		Ld4	
	2,000 [m]	No. de torons	4,500 [m]	No. de torons	8,000 [m]	No. de torons	17,500 [m]	No. de torons
1	70,00	**4**	70,00	**8**	70,00	**10**	70,00	**10**
2	120,00	**2**	120,00	**4**	120,00	**8**	120,00	**8**
3	170,00	**4**	170,00	**8**	170,00	**8**	170,00	**8**
4	220,00	**4**	220,00	**4**	220,00	**4**	220,00	**4**
5	1 830,00	**2**	1 830,00	**2**	1 830,00	**2**	1 830,00	**2**
TOTALE		**16**		**26**		**32**		**32**

V.3.5 Calcul des pertes de précontrainte

V.3.5.1 Pertes instantanées :

Dans le cas de la pré-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes dues au raccourcissement instantané du béton:

- **Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :**

$$\Delta\sigma rac = \sigma\, bj.\left(\frac{EP}{Eij}\right).K \qquad (5.6)$$

$$K = 1 + ki \qquad (5.7)$$

K_I : coefficient qui vaut { 0 si $\sigma_{bj} \leq 0{,}5.\ F_{cj}$ **ou** $4.((\sigma bj/fcj) - 0{,}5)^2$ si $0{,}5.\ f_{cj} \leq \sigma_{bj}$ }

$$\sigma bj = \frac{-Mg.e}{I} + \frac{P0}{A} + \frac{P0.e^2}{I} \qquad (5.8)$$

σ_{bj}: Étant la contrainte au niveau des armatures due à la précontrainte et aux poids propre

de la poutre.

- P : Effort de précontrainte :P = n× AP (σ_{P0} –$\Delta\sigma_{rac}$)
- A_p : Section du câble de précontrainte ;
- E_P : Module d'élasticité de l'acier ;
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;
- e : Excentricité moyenne des câbles ;
- M_p : Moment dû au poids propre de la poutre ;
- I_G : Moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau V.8 Valeur des pertes par raccourcissement pour chaque section.

Localisation	Ld1	Ld2	Ld3	Ld4
Effort dû à la précontrainte	1 395,00	1 395,00	1 395,00	1 395,00
Effort PS [kN]	3 011,64	4 781,19	5 815,54	5 859,47
Momment appliqué à la construction [kN.m] : M_{G1}	354,49	877,36	1 460,50	2 167,70
Contrainte de compression cg des torons [MPa]	7,92	13,61	16,30	14,59
$k_j = 0$ [si $\sigma_{bj} < 0.50\, f_{cj}$], [si $\sigma_{bj} > 0.50\, f_{cj}$, $k_j = 4\{\sigma_{bj}/f_{cj} - 0.50\}^2$]	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
Coefficient : K	1,00000	1,00000	1,00000	1,00000
Perte par raccourcissement élastique [MPa]	41,82	71,89	86,10	77,03
Pourcentage dû à la précontrainte [%]	2,998	5,153	6,172	5,522

V.3.5.2 Pertes différées

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

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

➢ **Pertes par retrait**

$$\Delta\sigma_r = \xi\, r\, [1 - r\,(t_0)] \qquad (5.9)$$

- ξ_r : Retrait final, $\xi\, r = 3 \times 10^{-4}$.
- **r (t)** : Loi d'évolution du retrait en fonction du temps.
- La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi r$.

Tableau V.9 Valeur des pertes par retrait.

Localisation			Ld1	Ld2	Ld3	Ld4
Retrait final du béton	: ε_r	[m/m]	0,00030	0,00030	0,00030	0,00030
Zone de section transversale	: B	[cm²]	5 672,00	5 672,00	5 672,00	5 672,00
Périmètre effectif	: U	[cm]	580,24	580,24	580,24	580,24
Rayon moyen de la section		[cm]	9,78	9,78	9,78	9,78
Age du béton durant la construction		[jours]	7,00	7,00	7,00	7,00
Loi d'évolution du retrait			0,0737	0,0737	0,0737	0,0737
Perte de retrait		[MPa]	52,799	52,799	52,799	52,799
Pourcentage dû à la précontrainte [%]			3,785	3,785	3,785	3,785

- **Perte par fluage**

Le fluage du béton noté **εf**, est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

$\Delta\sigma fl = 2{,}5\,\sigma_b \frac{EP}{Eij}$ si $\sigma_M < 1.5\,\sigma_b$; ou $\Delta\sigma fl = (\Delta\sigma M + \Delta\sigma b)\frac{EP}{Eij}$ si $\sigma M > 1.5\,\sigma b$ (5.10)

σb: la contrainte final due à la précontrainte , aux poids propre, la dalle, charge et surcharge de trottoirs.

σM: la contrainte MAX due à la précontrainte et aux poids propre .

$\sigma M = \frac{-Mg.e}{I} + \frac{P0}{A} + \frac{P0.e^2}{I}$ (5.11)

σb= σM + σNC + σc + σep (5.12)

Tableau V.10 Valeur des pertes par fluage.

Localisation	Ld1	Ld2	Ld3	Ld4
Contrainte Max : σ_M	7,92	13,61	16,30	14,59
Moment DL non compose	396	711	1 054	1 422
Moment DL compose	137	231	283	293
Perte par fluage du béton	99,98	113,34	131,60	108,34
Effort de Précontrainte	3 102,48	5 041,53	6 204,96	6 204,96
σ_{Pe} = (a) / A_c + (a) / I' x e'²	1,342	1,968	2,801	2,448
(a)	0,474	0,619	0,848	0,741
Contrainte de comp. final @ cg des torons : σ_b	5,4777	9,3947	10,1367	7,7781
150% de la contrainte de comp. Finale : $1.5\sigma_b$	8,216	14,092	15,205	11,667
Perte par fluage de béton : pour $\sigma_M < 1.5\sigma_b$	99,98	171,88	-	-
Perte par fluage de béton : pour $\sigma_M > 1.5\sigma_b$	-	-	133,5420	112,9522
Pourcentage dû à la précontrainte [%]	7,167	12,321	9,573	8,097

- **Perte par relaxation**

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et deson traitement. La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$\Delta\sigma p = \frac{6}{100} \times \rho 1000 + (\frac{\sigma ij}{f prg} - \mu 0) \times \sigma i$ (5.13)

- $\boldsymbol{\rho_{1000}}$ **(%)** : coefficient relaxation à 1 000 heures ;
- $\boldsymbol{\mu_0}$: Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

Tableau V.11 Valeur des pertes par relaxation.

Localisation	Ld1	Ld2	Ld3	Ld4
Coefficient pour très faible relaxation : μ_0 (faible relaxation)	0,4300	0,4300	0,4300	0,4300
Effort de précontrainte Initiale : σ_{pi}	1 353,18	(71,89)	(86,10)	(77,03)
Valeur de relaxation Isothermique : ρ_{1000}	2,50	2,50	2,50	2,50
Perte de relaxation d'acier	60,39	5,05	6,15	5,45
Pourcentage dû à la précontrainte [%]	4,329	0,362	0,441	0,390

V.3.5.3 Perte de tension différée totale :

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

$$\Delta\sigma d = \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + \Delta\sigma p \qquad (5.14)$$

V.3.5.4 Pertes totales

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

$$\Delta\boldsymbol{\sigma}\text{Totale} = \Delta\boldsymbol{\sigma}\text{d} + \Delta\boldsymbol{\sigma}\text{i} \qquad (5.15)$$

Tableau V.12 Valeur des pertes totales.

Localisation		Ld1	Ld2	Ld3	Ld4
Pertes Instantanées	(%)	3,00	5,15	6,17	5,52
Pertes à Long-terme	(%)	15,28	16,47	13,80	12,27
Total des Pertes	(%)	18,28	21,62	19,97	17,79

V.3.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES :

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

V.3.6.1 Phase de construction

- **Phase 1** : après coulage de béton de la poutre.

$$\sigma\text{inf} = \frac{P}{A} + \frac{P*e*V'}{I} - \frac{Mg1*V'}{I} \qquad (5.18)$$

$$\sigma\text{sup} = \frac{P}{A} - \frac{P*e*V'}{I} + \frac{Mg1*V}{I} \qquad (5.19)$$

- **Phase 2** : après avoir les pertes instantanées.

$$\sigma\text{inf} = \frac{P}{A} + \frac{P*e*V'}{I} - \frac{Mg1*V'}{I} + \frac{\Delta Pi}{A} + \frac{\Delta Pi*e*V'}{I} \qquad (5.20)$$

$$\sigma\text{sup} = \frac{P}{A} - \frac{P*e*V'}{I} + \frac{Mg1*V}{I} + \frac{\Delta Pi}{A} - \frac{\Delta Pi*e*V}{I} \qquad (5.21)$$

- **Phase 3** : après coulage de la dalle, cella ajout du poids propre de cette dernière.

$$\sigma inf = \frac{P}{A} + \frac{P_* e_* V\prime}{I} - \frac{Mg1_* V\prime}{I} + \frac{\Delta Pi}{A} + \frac{\Delta Pi * e * V\prime}{I} + \frac{Mg2_* V\prime}{I} \qquad (5.22)$$

$$\sigma sup = \frac{P}{A} - \frac{P_* e_* V\prime}{I} + \frac{Mg1_* V}{I} + \frac{\Delta Pi}{A} - \frac{\Delta Pi * e * V}{I} - \frac{Mg2_* V}{I} \qquad (5.23)$$

Les vérifications à faire sont :

- ✓ $\sigma_{bt2} < \sigma_{inf} < \sigma_b$ *Au niveau de la fibre inférieure*
- ✓ $\sigma_{bt1} < \sigma_{sup} < \sigma_{bc}$ *Au niveau de la fibre supérieure*

Avec:

- $\boldsymbol{\sigma_{bcj}} = 0{,}6 \times f_{cj}$
- $\boldsymbol{\sigma_{bt1}} = 1{,}5 \times$, Hors section d'enrobage - en construction
- $\boldsymbol{\sigma_{bt2}} = 0{,}7 \times$, Section d'enrobage - en construction

Tableau V.133 Vérification des contraintes en phase de construction.

Phase 1: Poids propre des poutres					
cont de fib sup1	[MPa]	1,48	3,67	6,10	9,06
cont de fib inf1	[MPa]	(1,27)	(3,15)	(5,25)	(7,81)
Phase 2: Perte Instantanée					
cont de fib sup2	[MPa]	0,041	0,213	0,363	0,329
Contrainte de tension admissible @ à la zone extérieure	[MPa]	-3,350	-3,350	-3,350	-3,350
verification		**ok**	**ok**	**ok**	**ok**
cont de fib inf2	[MPa]	(0,341)	(1,038)	(1,573)	(1,4101)
Contrainte de compression admissible @ phase de Construction	[MPa]	20,300	20,300	20,300	20,300
verification		**ok**	**ok**	**ok**	**ok**
Phase 3: Dalle					
cont de fib sup3	[MPa]	1,699	3,186	4,772	6,275
cont de fib inf3	[MPa]	(1,774)	(3,607)	(5,383)	(6,549)
verification des cont sup3		**ok**	**ok**	**ok**	**ok**
verification des cont inf3		**ok**	**ok**	**ok**	**ok**

V.3.6.2 Phase de service :

- **Chargement frequent:**

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{j>1} \Psi_{2,i}\, Q_{k,i} \qquad (5.26)$$

- **Chargement rares:**

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{j>1} \Psi_{0,i}\, Q_{k,i} \qquad (5.27)$$

- **Chargement quasi_permanantes:**

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{j>1} \Psi_{2,i}\, Q_{k,i} \qquad (5.28)$$

➢ **Chargement frequent:**

Tableau V.14 Vérification des contraintes en phase de service sous chargement fréquent.

Combinaison de charge: Chargement Fréquent		Ld1	Ld2	Ld3	Ld4
cont de fib sup	[MPa]	2,23	3,61	6,34	11,18
Contraintes admissibles a la compression	[MPa]	23,20	23,20	23,20	23,20
verification		ok	ok	ok	ok
Contraintes admissibles à la zone d'enrobage	[MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00
verification		ok	ok	ok	ok
cont de fib inf	[MPa]	5,73	8,40	8,70	4,37
Tension admissible en combinaison de chargement fréquente	[MPa]	-3,70	-3,70	-3,70	-3,70
verification		ok	ok	ok	ok

➢ **Chargement rares:**

Tableau V.15 Vérification des contraintes en phase de service sous chargement rare.

Combinaison de charge : Rare chargement		Ld1	Ld2	Ld3	Ld4
cont de fib sup	[MPa]	2,106	3,417	6,134	11,968
Contraintes admissibles a la compression	[MPa]	23,200	23,200	23,200	23,200
verification		ok	ok	ok	ok
Contraintes admissibles à la zone d'enrobage	[MPa]	0,80	0,80	0,80	0,80
verification		ok	ok	ok	ok
cont de fib inf	[MPa]	6,034	8,859	9,180	2,488
Tension admissible en combinaison de chargement rare	[MPa]	-3,70	-3,70	-3,70	-3,70
verification		ok	ok	ok	ok

➢ **Chargement quasi_permanantes:**

Tableau V.16 Vérification des contraintes en phase de service sous chargement quasi_permanantes.

Combinaison de charge : Quasi-Permanente		Ld1	Ld2	Ld3	Ld4
cont de fib sup	[MPa]	2,00	3,09	5,46	9,92
Contraintes admissibles a la compression	[MPa]	19,20	19,20	19,20	19,20
verification		ok	ok	ok	ok
Contraintes admissibles à la zone d'enrobage	[MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00
verification		ok	ok	ok	ok
cont de fib inf	[MPa]	6,28	9,64	10,79	7,41
Tension admissible en combinaison de chargement quasi-permanente	[MPa]	0,00	0,00	0,00	0,00
verification		ok	ok	ok	ok

V.3.7 ETUDE COMPARATIVE :

V.3.7.1 Comparaison des pertes :

- **Suppression des gaines :**

Tableau V.17 Valeur des pertes totales après suppression des gaines.

Localisation		Ld1	Ld2	Ld3	Ld4
Pertes Instantanées	(%)	7,70	6,85	6,17	5,52
Pertes à Long-terme	(%)	25,68	24,12	17,15	15,76
Total des Pertes	(%)	33,38	30,97	23,32	21,28

- **Gaines arrêtés à Ld=1m :**

Tableau V.18 Valeur des pertes totales après arrêts de gaines à 1m.

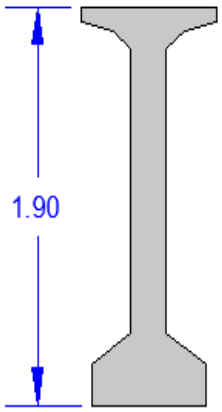
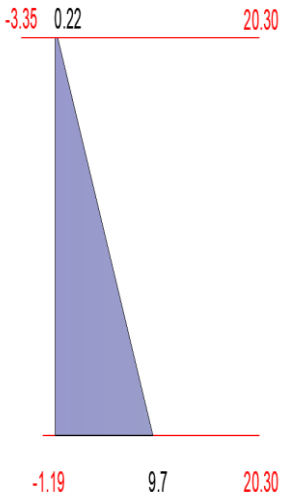
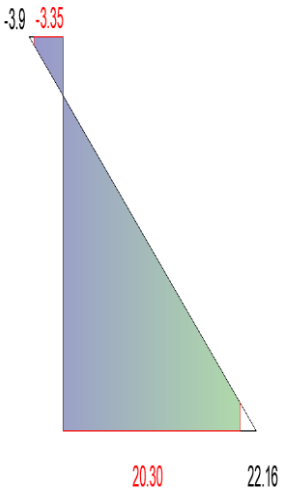
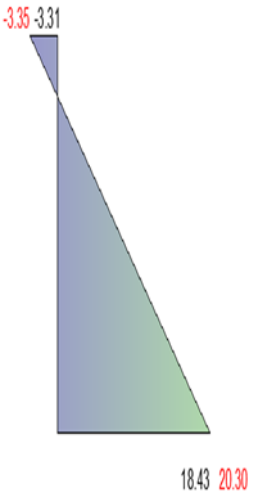
Localisation		Ld1	Ld2	Ld3	Ld4
Pertes Instantanées	(%)	6,02	5,15	4,63	5,52
Pertes à Long-terme	(%)	22,25	16,10	14,82	15,76
Total des Pertes	(%)	28,27	21,26	19,44	21,28

✓ **Interprétation** :

Après la suppression des gaines, et les arrêtes à Ld1=1m, on a observé que le pourcentage des pertes dépasse les (25%) de l'estimation faite auparavant.

V.3.7.2 Comparaison des contraintes :

Tableau V.19 Comparaison des contraintes.

	Poutre de référence	Poutre après la suppression des gaines	Poutre dont les gains sont arrêtés à 1m
			

- ✓ **Interprétation** :

Après la suppression des gaines on a constaté que les contraintes dépassent l'intervalle des contraintes limites, et quand on les arrête à 1m les contraintes sont très proches de la limite.

V.4 CONCLUSION :

Grâce à l'analyse de la précontrainte, nous avons pu à vérifier les pertes et les contraintes des torons dans chaque section avec des parties gainées, et de faire une comparaison afin de mettre en évidence l'importance des gaines. Par la suite, les poutres sont surmontées d'un hourdis permettant de placer les équipements sur le tablier. Ces derniers seront abordés dans le prochain chapitre.

CHAPITRE VI

ETUDE DU TABLIER

VI.1 INTRODUCTION

L'élément de structure plane d'un pont à poutres est la dalle, qui a pour fonction principale de transférer les charges qui s'appliquent sur le pont vers les poutres, en générant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau. De cette manière, les équipements utilisés dans les ouvrages d'art ont un rôle crucial dans leur utilisation, leur sécurité, leur durabilité et la sécurité des utilisateurs. Dans ce chapitre, nous aborderons l'étude du tablier ainsi que les dispositifs requis dans l'ouvrage, ainsi que leurs modèles et dimensions.

VI.2 FLÈCHES ET CONTRE FLÈCHES

La flèche due au poids propre est déterminée à partir du modèle de calcul. Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut

- **Flèche due au poids propre**

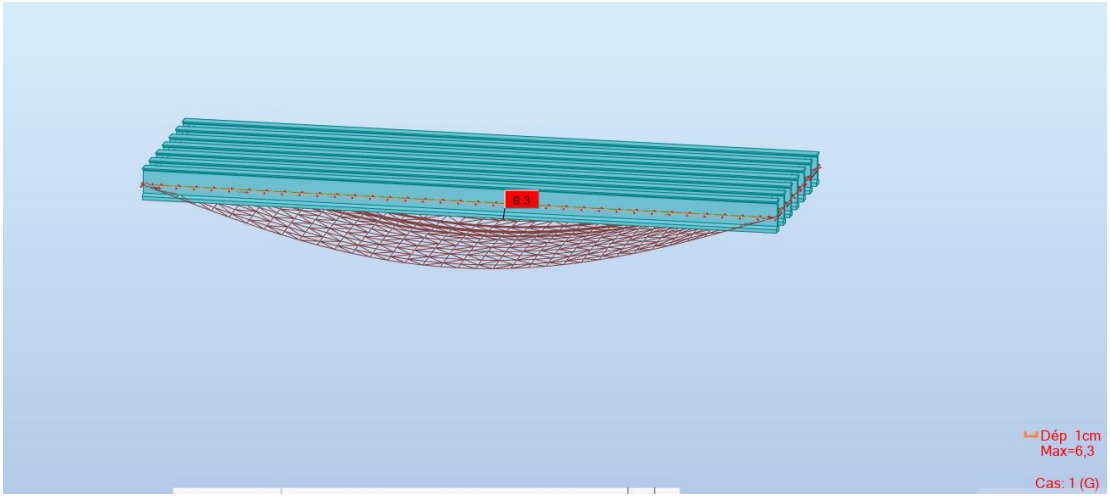


Figure VI.1 Flèche maximale de la poutre due au poids propre.

D'après ce diagramme, on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre(poutres, entretoises, dalle, équipements) est égale à :

$$f_G = 6.3 \text{ cm}$$

- **Flèche de la précontrainte**

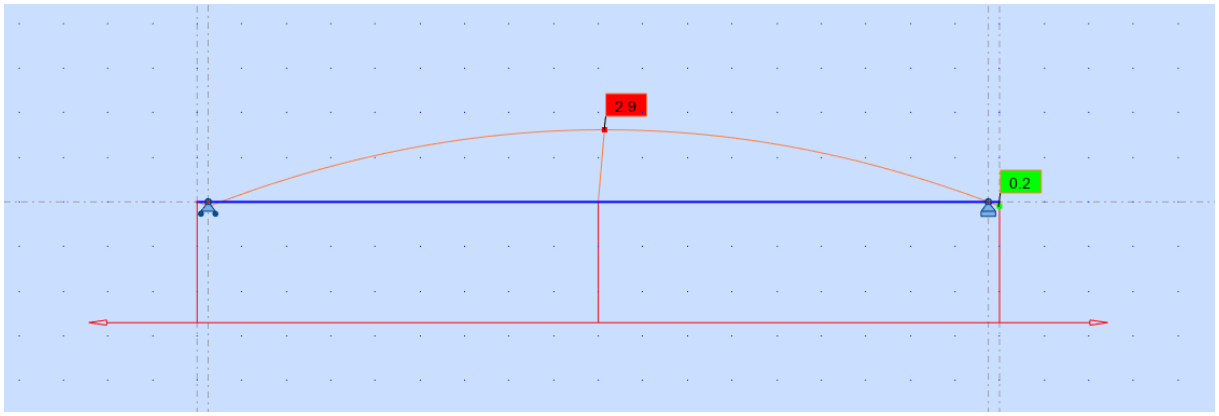


Figure VI.2 La flèche maximale de la précontrainte de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme, on constate que la contre flache maximale de la poutre due à la miseen tension à 100% des câbles de précontrainte est égale à :

$$ƒ = -2.9cm$$

- **Flèche de construction**

$$ƒ_c = 3/4(ƒ_p - ƒ_G) = 3/4\,(2.9 - 6.3) = -3.4 \quad cm \rightarrow ƒ_c = -3.4\ cm$$

- **Flèche maximale à ELS**

La flèche maximale à l'ELS est donnée par le diagramme suivant :

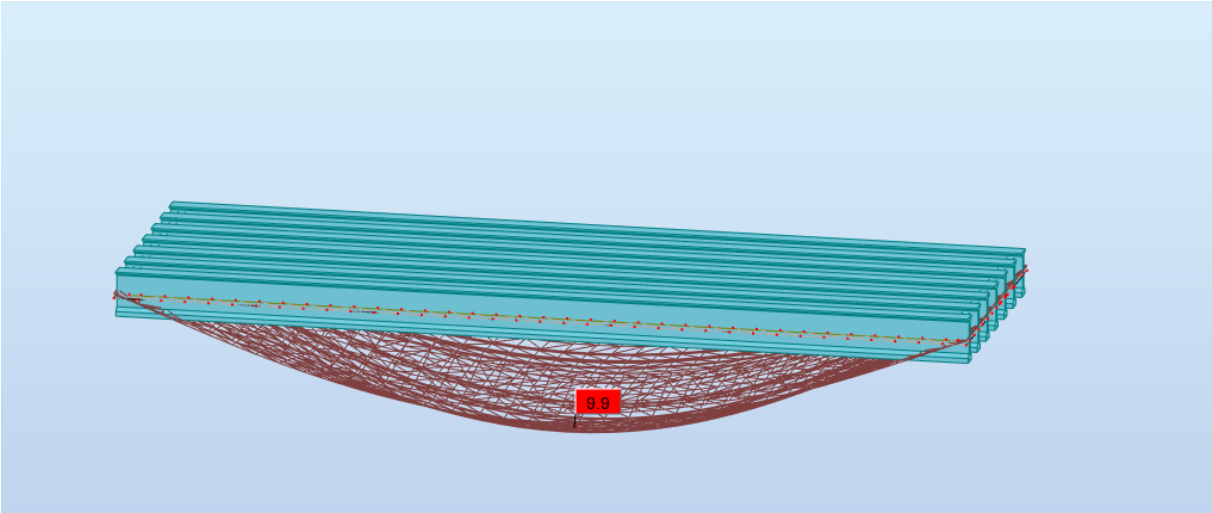


Figure VI.3 La flèche maximale de la poutre à ELS.

D'après le diagramme ci-dessus, on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à :

$$ƒ_{ELS} = 9.9\ cm$$

- **Flèche totale**

La flèche totale maximale est donnée par la somme des différentes flèches déjà calculées.

$$ƒ = ƒ_{ELS} + ƒ_P + ƒ_C \rightarrow ƒ = 3.6\ \boldsymbol{cm}$$

La flèche admissible ƒ: **L/500 = 7.2 cm**

La flèche calculée : ƒ = **3.6 cm**, On a : $ƒ_{ELS} > ƒ$ **(vérifiée)**

VI.3 ÉTUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, destinée à recevoir le revêtement, les surcharges et à transmettre les charges aux poutres.

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- **Une flexion longitudinale** : la précontrainte au niveau des poutres reprend ces efforts.
- **Une flexion transversale** : le ferraillage passif de la dalle reprend ces efforts.

Donc, on va traiter que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessairepour la dalle.

VI.3.1 Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- Epaisseur : 22 cm
- Largeur : 12.10 m
- Longueur : la longueur de l'ouvrage.

VI.3.2 Evaluation des efforts

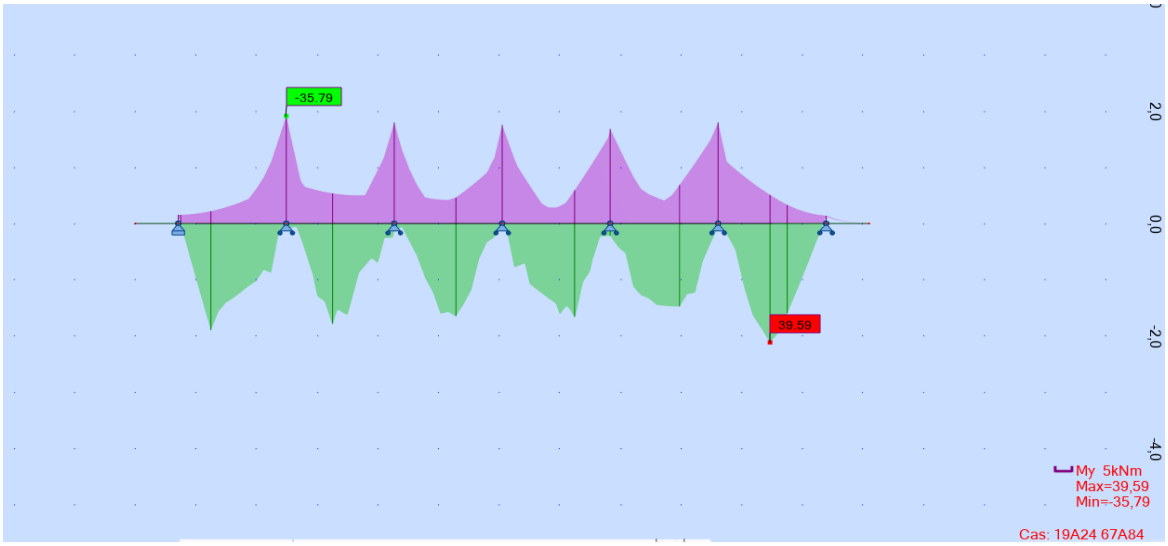


Figure VI.4 Moment de la dalle à ELS.

Donc les moments max à l'ELS sont :

- Fibre supérieure : $\mathbf{M_{ELS}}$ = -35.79 KN.m.
- Fibre inférieure : $\mathbf{M_{ELS}}$ = 39.59 KN.m.

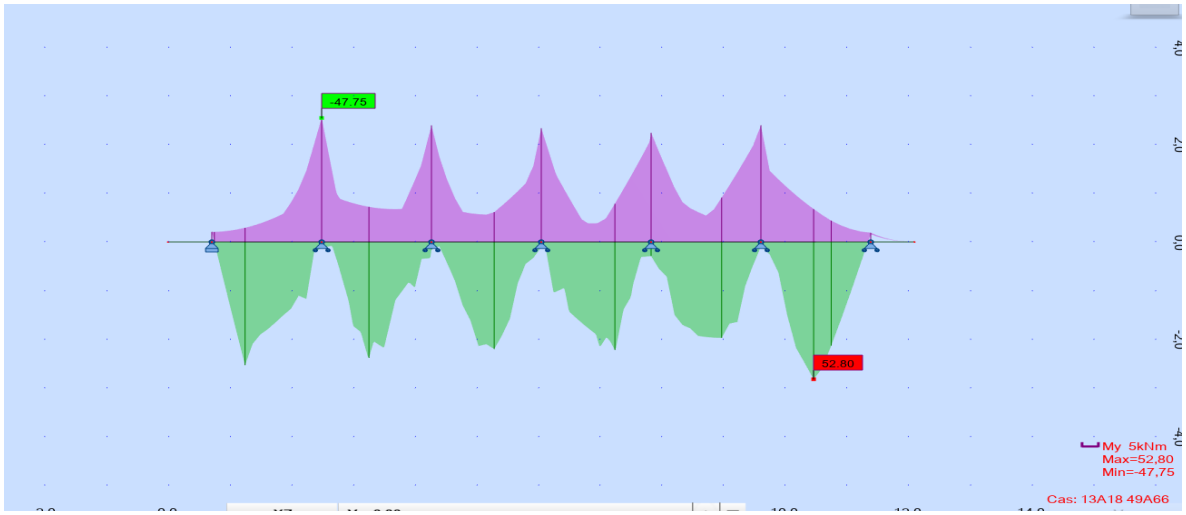


Figure VI.5 Moment de la dalle à ELU.

Les moments max à l'ELU sont :

- Fibre supérieure : $\mathbf{M_{ELU}}$ = -47.75 KN.m.
- Fibre inférieure : $\mathbf{M_{ELU}}$ = 52.80 KN.m.

VI.3.3 Ferraillage de la dalle

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, lesrésultats sont présentés ci-dessous :

➢ **Ferraillage de la nappe supérieure (sur appui)**

➢ Armatures transversales : As = 6 cm2 ;

On opte pour **6HA12**, avec un espacement 'e' de 20 cm.

➢ Armatures longitudinales de construction :

As'= 1/3As on opte pour **2HA14**, avec un espacement de 25 cm.

➢ **Ferraillage de la nappe inférieure (mi- travée)**

➢ Armatures transversales : As = 6.6 cm2 ;

On opte pour **6HA12**, avec un espacement 'e' de 20 cm.

➢ Armatures longitudinales de construction :

As'= 1/3AsOn opte pour **2HA14**, avec un espacement de 25 cm.

Tableau VI.1 Résultats de calcul du ferraillage de la dalle.

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	As (cm^2)	Ø (mm)	e(cm)	As (cm^2)	Ø (mm)	e(cm)
Supérieure	6	6HA12	20	2.26	2HA14	25
Inférieure	6.6	6HA12	20	2.26	2HA14	25

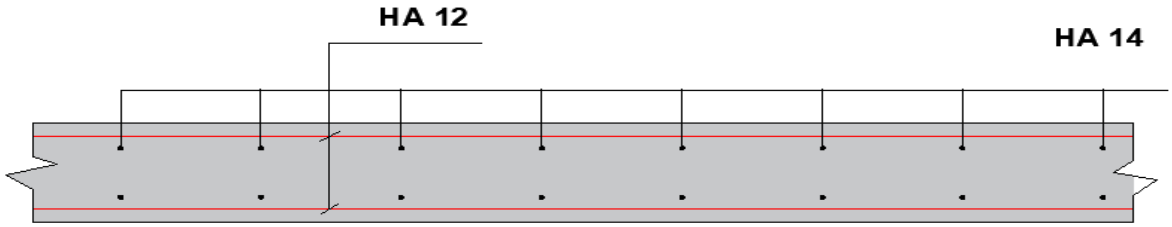


Figure VI.6 Ferraillage de la dalle.

VI.4 ETUDE DE L'ENTRETOISE

L'objectif des entretoises c'est d'encastrer les poutres à la torsion et de solidariser la section transversale, mais elles sont nécessaires surtout lors de l'opération de vérinage, une opération souvent effectuée pour un changement des appareils d'appuis.

VI.4.1 Principe de ferraillage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de solidariser la section

transversale, mais elles sont essentielles en particulier lors de l'opération de vérinage, une opération fréquemment réalisée pour changer les appareils d'appui. Dans cette situation, Les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises, ce qui entraîne des efforts importants, qui seront utilisés pour évaluer la dimension des entretoises.

VI.4.2 Évaluation des efforts

L'entretoise sera considérée comme une poutre continue de 10,7m de longueur, reposant sur quatre appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises).

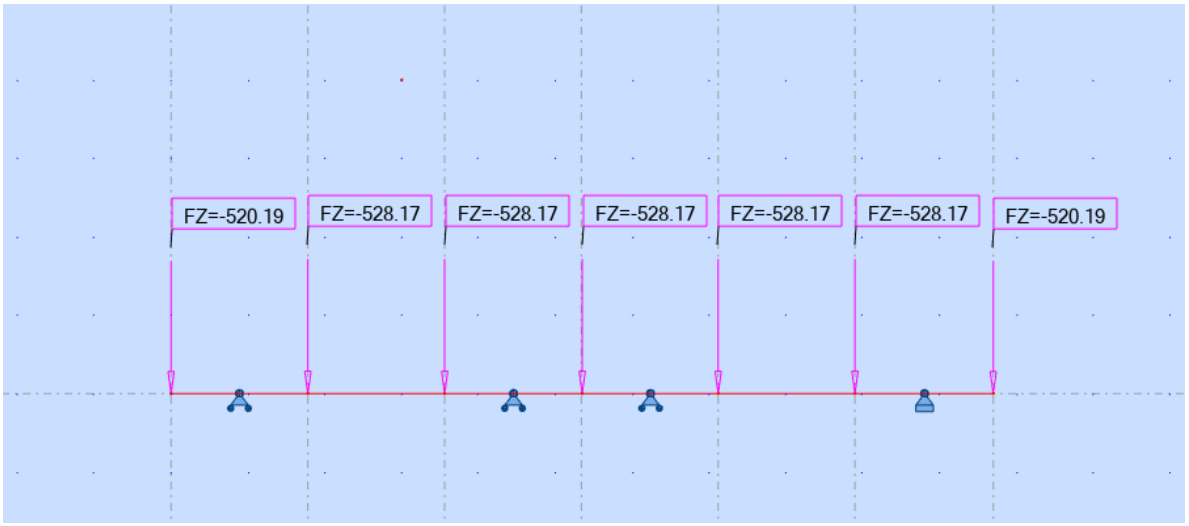


Figure VI.7 Modèle de calcul.

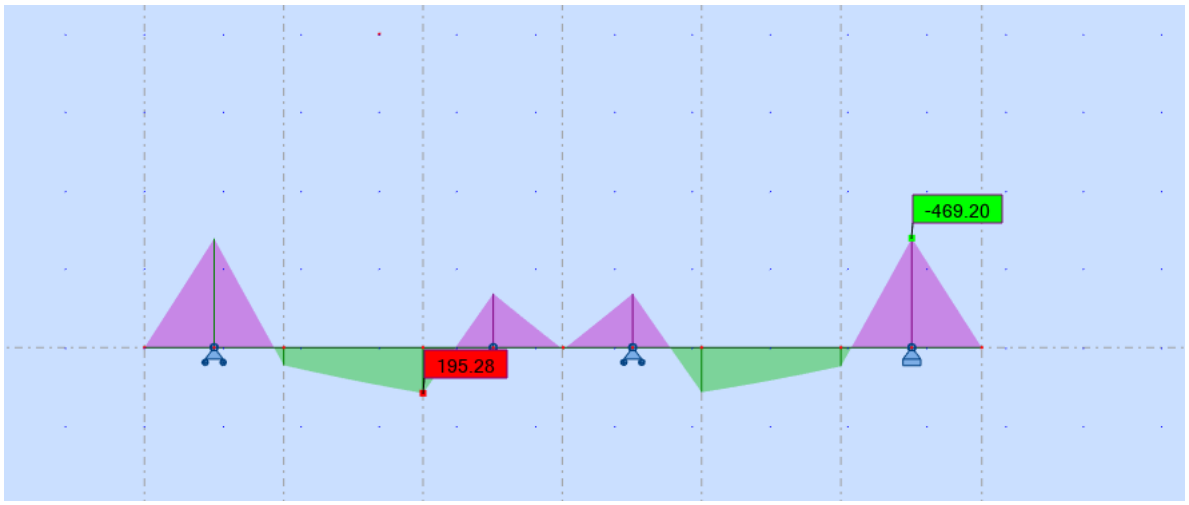


Figure VI.8 Diagramme des moments sous G à l'ELS.

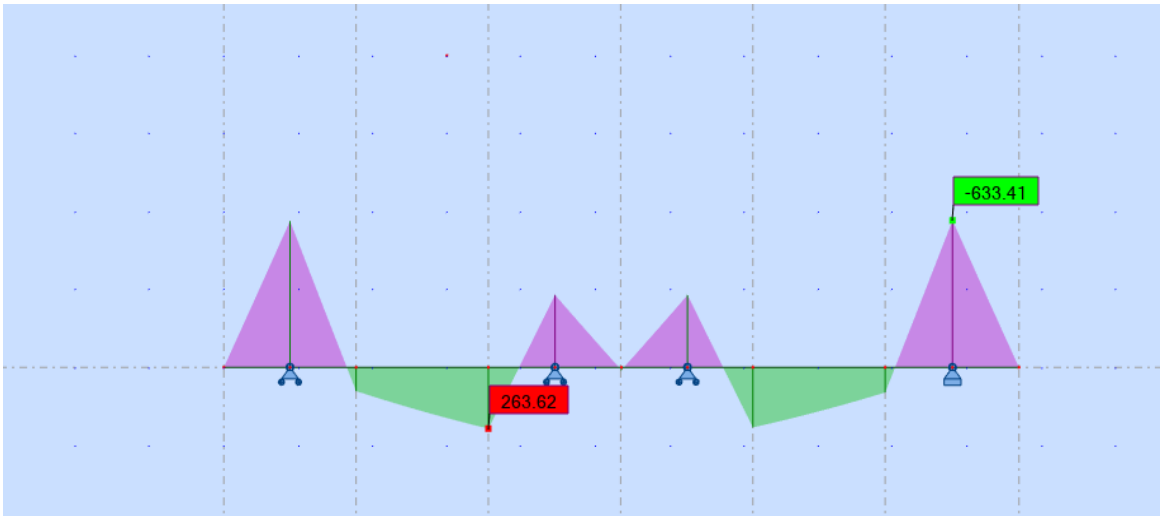


Figure VI.9 Diagramme des moments sous G à l'ELU.

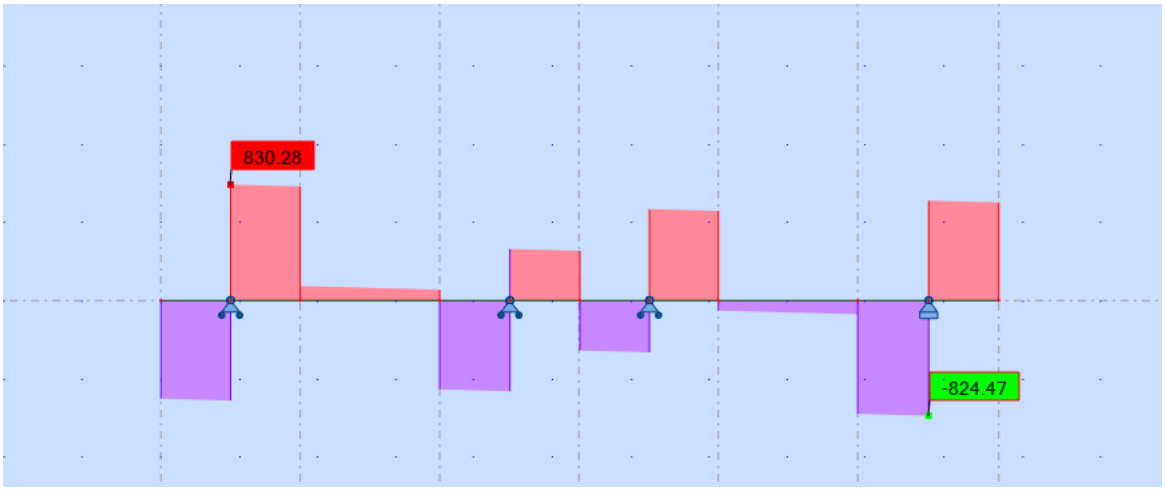


Figure VI.10 Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU.

VI.4.3 Ferraillage des entretoises

- **Ferraillage nappe supérieure (sur appui)**

- Armatures principales As =10.3 cm^2

On opte pour **6HA16** (As = 12.06 cm^2) ; avec un espacement de 15 cm

- Armatures de peau (sens des poutres) Les armatures de construction As'= 1/3As

On opte pour **HA12** ; avec un espacement de 15 cm

- **Ferraillage nappe inférieure.**

- Armatures principales As = 4.7 cm2

On opte pour **3 HA16** (As = 6.03 cm^2) ; avec un espacement de 15 cm.

Cadres transversaux (Effort tranchant)

On opte pour des cadres de 2**HA12**; avec un espacement de 15 cm.

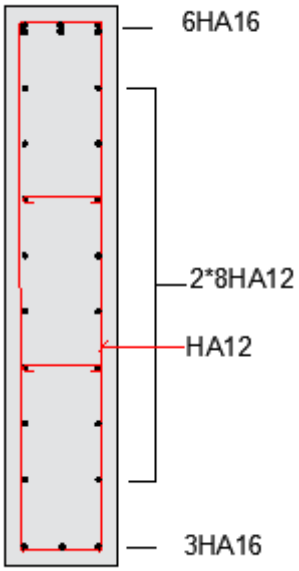


Figure VI.11 Ferraillage de l'entretoise.

VI.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a vu la vérification de la flèche et le ferraillage transversale et longitudinale de la dalle et l'entretoise, en utilisant logiciel ROBOT**.**

CHAPITRE VII

ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

VII.1 INTRODUCTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Au présent, Les équipements requis pour l'ouvrage, tels que l'appareil d'appui et le joint de chaussée, seront examinés à l'état ultime et accidentel (séisme). Ce chapitre est dédié à l'analyse sismique qui sera approfondie pour mieux appréhender le comportement réel de ce genre de pont.

VII.2 ETUDE SISMIQUE

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

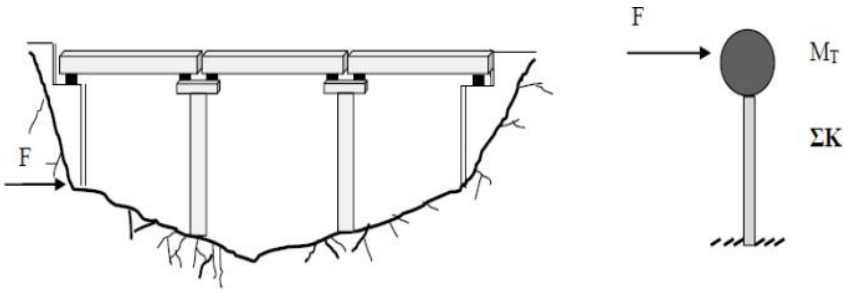


Figure VII.1 Modèle physique d'application de la force sismique.

VII.2.1 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 IIa (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone A = 0.2 (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\xi = 5\%$.
- Le module de cisaillement d'élastomère des appareils d'appuis est G = 1.2 MPa.

VII.2.2 L'Analyse sismique

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible. De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale ou par la méthode du spectre de réponse. On a fait les calculs par la méthode spectrale monomodale après on a vérifié les résultats avec la méthode du spectre de réponse.

VII.2.2.1 Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)

Dans cette méthode simplifiée, on fait l'hypothèse que la charge sismique peut être considérée comme une force statique équivalente horizontale ou verticale appliquée au tablier dans une des trois directions (longitudinale, transversale ou verticale).

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer.

VII.2.3 Domaine d'application

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- Masse modale : la masse modale doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fut et chevêtre). On doit vérifier la condition suivante :

  $M_{pile} \leq 0.43\ M_{tablier}$

Application numérique :

Tableau VII.1 Vérification du critère de la masse modale.

Piles	Masse des piles (KN)	Masse des chevêtres (KN)
P1	821,31	964,69
P2	1104,79	964,69
P3	1258,45	964,69
P4	1463,78	964,69
P5	1934,04	964,69
P6	1841,32	964,69
P7	1813,49	964,69
P8	1920,80	964,69
P9	1382,97	964,69
P10	527,23	964,69
P11	596,11	964,69
P12	861,05	964,69
M_{pile}= 27 101,59 KN		
Mpile=27 101,59 **KN**	Mtablier= 98 588,13 **KN**	0.43Mtablier=42 392,9 **KN**
27 101,59 < 42 392,9 **(Condition Vérifiée)**		

- Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais. ⟶ l'ouvrage étudié ne présente aucun angle biais, le tablier de notre ouvrage est bien droit. (**Condition vérifiée)**
- La courbure (angle balayé en plan par la tangente a l'axe) est inferieure a 30 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure. ⟶ l'ouvrage étudié ne présente aucune courbure. **(Condition vérifiée)**
- La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal. ⟶ Dans notre cas l'ouvrage est symétrique. (**condition vérifiée)**

On constate que les quatres conditions sont vérifiées, Alors la suite de cette analyse va dépendre des résultats de ce mode.

VII.2.4 Méthodes d'analyse

VII.2.4.1 Séisme longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F = M.\,S_a\,(T) \qquad (7.1)$$

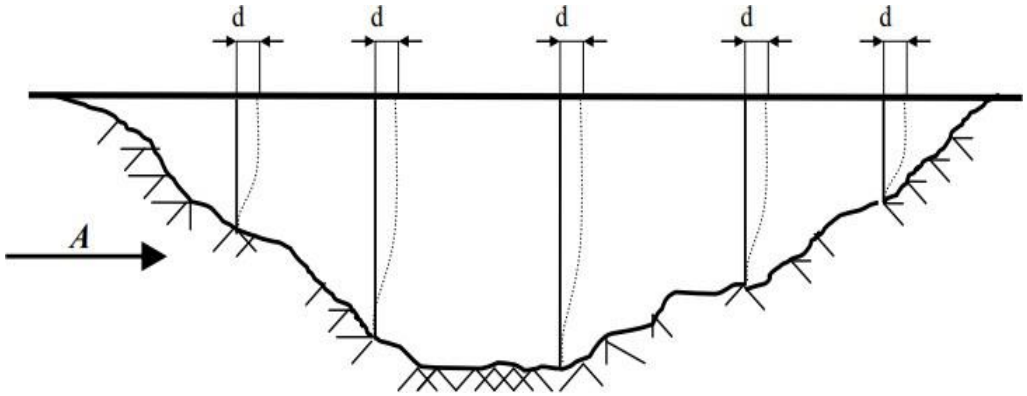


Figure VII.2 Séisme longitudinal.

Le calcul est monomodal dans chaque direction et s'exécute selon les trois directions.

•Détermination de la masse de la structure :

La masse du système égale à G

M =98 588.13 KN

•Détermination de la raideur longitudinale du système :

-La rigidité de la pile :

$$Kpile = n\,\frac{3EI}{h3} \qquad (7.2)$$

Avec E= 33 000 MPa

-La rigidité de l'appareil d'appui :

$$KA{-}APP = G\,\frac{a\times b}{T} \qquad (7.3)$$

Avec : G = 1.2 GPa (le module d'élasticité dynamique)

Tableau VII.2 La rigidité longitudinale des fûts.

Piles	H_{moy} (m)	D(m)	I(m^4)	n Fût	$k_{Fût}$(MN/m)
P1	6,20	1,5	0,25	3	309,53
P2	8,34	1,5	0,25	3	127,17
P3	9,50	1,5	0,25	3	86,04
P4	11,05	1,5	0,25	3	54,67
P5	14,60	1,5	0,25	3	23,70
P6	13,90	1,5	0,25	3	27,47
P7	13,69	1,5	0,25	3	28,75
P8	14,50	1,5	0,25	3	24,20
P9	10,44	1,5	0,25	3	64,83
P10	3,98	1,5	0,25	3	1170,10
P11	4,50	1,5	0,25	3	809,53
P12	6,50	1,5	0,25	3	268,62

-La rigidité d'appui :

$$K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{Kpille} + \frac{1}{k_A - \text{APP}}} \qquad (7.4)$$

Tableau VII.3 La rigidité longitudinale des appareils d'appuis des piles.

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{A\text{-}app}$(MN/m)	$n_{A\text{-}Apps}$(MN/m)	K_{app}(MN/m)
P1	309,53	2,43	14	30,71
P2	127,17	2,43	14	26,88
P3	86,04	2,43	14	24,41
P4	54,67	2,43	14	21,00
P5	23,70	2,43	14	13,98
P6	27,47	2,43	14	15,21
P7	28,75	2,43	14	15,60
P8	24,20	2,43	14	14,15
P9	64,83	2,43	14	22,34
P10	1170,10	2,43	14	33,12
P11	809,53	2,43	14	32,71

P12	268,62	2,43	14	30,25

Tableau VII.4 La rigidité des appareils d'appuis des culées.

Culées	$k_{A\text{-}app}$ (MN/m)	nA-Apps	K_P(MN/m)
C1	2,43	7	17,04
C2	2,43	7	17,04

La rigidité longitudinale est la somme de toutes les rigidités des piles et des culées.
On trouve :
Klon = 314.45 MN/m

•Détermination des actions longitudinales :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone soit : **A**

=0,20

S : Coefficient de site : **S =1,10**

T_1 et **T_2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du

site Soit :

T_1 =0,15 s et **T_2 =0,40 s** pour un site **S2**

η : Facteur de correction d'amortissement soit :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

Avec : ξ=5%(béton armé)

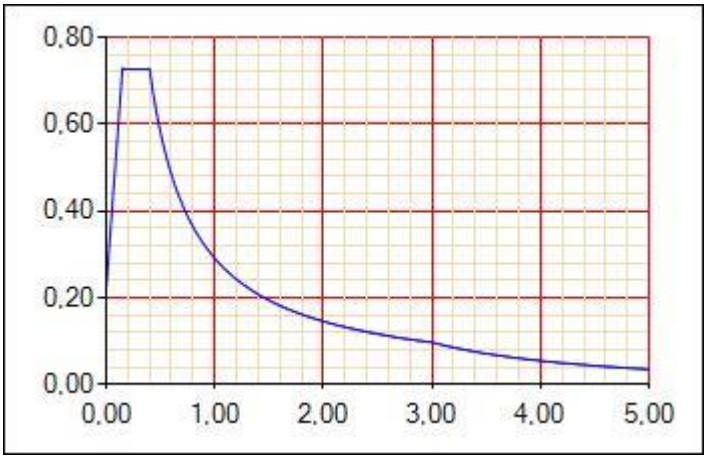


Figure VII.3 Spectre de réponse horizontale Sae/g.

- **Evaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée :**

On détermine la période propre de l'ouvrage par la formule suivante :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{K}{M}} \qquad (7.6)$$

On trouve : T = 1.11 s

- **Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier :**

Réponse sismique :
On a : T2 = 0,4 < T = 1,11< 3,00 s
Donc **S_a** est donnée par la formule :

$$S_a = 2{,}5 \times A \times \eta \times g \times \frac{T_2}{T} \qquad (7.7)$$

La réponse sismique est égale à : S_a =1,94 m/s²

L'Effort total est déterminé avec la formule suivante :

$$\boldsymbol{F_{Long}} = M \times Sa \qquad (7.8)$$

On trouve : $\boldsymbol{F_{Long}}$ = 19124.79 KN

- **Déplacement du tablier par rapport au sol :**

On détermine le déplacement longitudinal du tablier par la formule suivante :

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2 \times Sa}{4 \times \pi} \qquad (7.9)$$

On trouve le déplacement longitudinal égale à : $d_{longitudinal}^{tablier} = 0{,}061m$

- **Répartition des efforts :**

On détermine les efforts pour chaque appui par la formule suivante :

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F \qquad (7.10)$$

Ensuite, on va calculer le déplacement de chaque pile et culée par cette formule :

$$a_{long} = \frac{F_{long}}{K_{appui}} \qquad (7.11)$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 La répartition des efforts.

Piles	K_{appui}(MN/m)	k_T(MN/m)	F(KN)	Fappui(KN)
C1	17,04	314,45	19124,8	1036,6
P1	30,71	314,45	19124,8	1867,5
P2	26,88	314,45	19124,8	1634,9
P3	24,41	314,45	19124,8	1484,9
P4	21,00	314,45	19124,8	1277,0
P5	13,98	314,45	19124,8	850,3
P6	15,21	314,45	19124,8	925,1
P7	15,60	314,45	19124,8	948,6
P8	14,15	314,45	19124,8	860,7
P9	22,34	314,45	19124,8	1358,8

P10	33,12	314,45	19124,8	2014,5
P11	32,71	314,45	19124,8	1989,4
P12	30,25	314,45	19124,8	1839,7
C2	17,04	314,45	19124,8	1036,6

VII.2.4.2 Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide ($\frac{L}{B} < 5$).
- Le modèle à tablier flexible ($\frac{L}{B} > 5$).

Avec :

L : longueur totale de l'ouvrage

B : largeur de l'ouvrage

$\frac{L}{B} = \frac{468}{12,25} = 38,20 > 5$ → Le modèle à tablier flexible est applicable

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal, on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets des séismes agissant sur la i ème pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$F_i = M_i \times Sa\ (T_i) \qquad (7.12)$$

Avec :
Mi : La masse effective attribuée à la pile (masse du tablier).
Ti: La période fondamentale de la pile.

$$T_i = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{M_i}{\mathrm{KTi}}} \qquad (7.13)$$

La condition suivante doit être satisfaite pour toutes les piles :

$$\mathbf{0.95} < \frac{Ti}{Ti+1} \leq \mathbf{1.05} \qquad (7.14)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VII.6 Evaluation de l'effort sismique transversal.

Appui	K_{Ti}(MN/m)	M(Kg)	T_i(s)	Sa(m/s²)	F_i(KN)	$\frac{Ti}{Ti+1}$(Vérification)
P1	34,05	936 970	1,04	2,07	1 940,09	0,98
P2	33,99	965 318	1,06	2,04	1 967,61	0,99
P3	33,95	980 684	1,07	2,02	1 981,91	0,99
P4	33,87	1 001 217	1,08	2,00	2 000,21	0,97
P5	33,59	1 048 243	1,11	1,94	2 038,13	1,01
P6	33,66	1 038 971	1,10	1,95	2 031,14	1,00
P7	33,67	1 036 189	1,10	1,96	2 028,99	0,99

P8	33,60	1 046 919	1,11	1,95	2 037,15	1,03
P9	33,90	993 136	1,08	2,01	1 993,12	1,05
P10	34,08	907 562	1,03	2,10	1 910,20	1,00
P11	34,07	914 450	1,03	2,10	1 917,31	0,99
P12	34,04	940 944	1,04	2,07	1 944,03	1,11
C1/C2	17,04	379 185,10	0,94	2,30	873,21	/

Les combinaisons des efforts

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Donc, on a les combinaisons suivantes :

$$E_1 = E_x \pm 0.3\,E_y \pm 0.3\,E_z$$
$$E_2 = E_y \pm 0.3\,E_x \pm 0.3\,E_z \qquad (7.15)$$
$$E_3 = E_z \pm 0.3\,E_x \pm 0.3\,E_y$$

Tableau VII.7 Les combinaisons des efforts sismiques.

Appui	E_X(KN) (longitudinal)	E_Y(KN) (Transversal)	E_1(KN)	E_2(KN)	E_3(KN)
C1	1036,60	873,21	1298,60	1184,18	572,94
P1	1867,53	1940,09	2449,62	2500,35	1142,29
P2	1634,95	1967,61	2225,24	2458,10	1080,77
P3	1484,91	1981,91	2079,50	2427,38	1040,04
P4	1277,03	2000,21	1877,12	2383,31	983,17
P5	850,35	2038,13	1461,89	2293,23	866,54
P6	925,13	2031,14	1534,56	2308,68	886,88
P7	948,58	2028,99	1557,34	2313,56	893,27
P8	860,71	2037,15	1471,93	2295,36	869,36
P9	1358,76	1993,12	1956,76	2400,75	1005,56
P10	2014,51	1910,20	2587,65	2514,55	1177,41
P11	1989,42	1917,31	2564,64	2514,13	1172,02
P12	1839,73	1944,03	2422,97	2495,95	1135,13
C2	1036,60	873,21	1298,64	1184,18	572,94

VII.3 APPAREILS D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe) renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhérisation) pendant la vulcanisation. Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte".
Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations au matériau brut malaxé avec différentes charges, inertes ou renforcer. Après traitement, le produit se présente sous forme de feuilles de quelques millimètres d'épaisseur.
Celles-ci sont mpilées avec des frettes métalliques, préalablement sablées et traitées, dans des moules dont les dimensions correspondent à celles du produit que l'on veut obtenir.
L'ensemble est alors comprimé et vulcanisé (par chauffage).
Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton. A cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- 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.

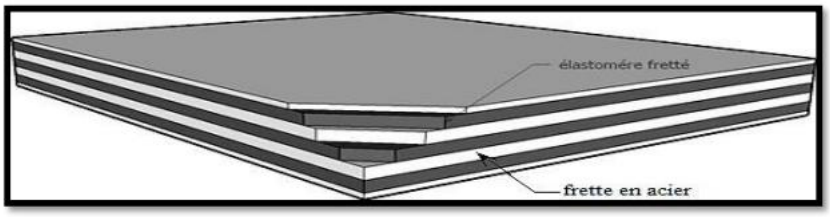


Figure VII.4 Appareil d'appui en élastomère frettée (guide SETRA).

VII.3.1 Dimensionnement des appareils d'appui :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appui.
La détermination de ces contraintes a fait l'objet de plusieurs théories qui sont toutes basées sur l'incompressibilité de l'élastomère.
Les expressions permettant de calculer la valeur des contraintes sont fonction du module de cisaillement G.

- **a (a')** : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.
- **b (b')** : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale ($a \leq b$).
- $\mathbf{t_i}$: épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- $\mathbf{t_s}$: épaisseur d'une frette élémentaire.
- $\mathbf{T_b}$: épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ; $\mathbf{T_b = n\,(t_i + t_s) + t_s + 2\,e.}$
- $\mathbf{T_e}$: épaisseur nominale totale d'élastomère ; $\mathbf{T_e = n\,t_i + 2\,e}$
- **n** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- **e** : enrobage.

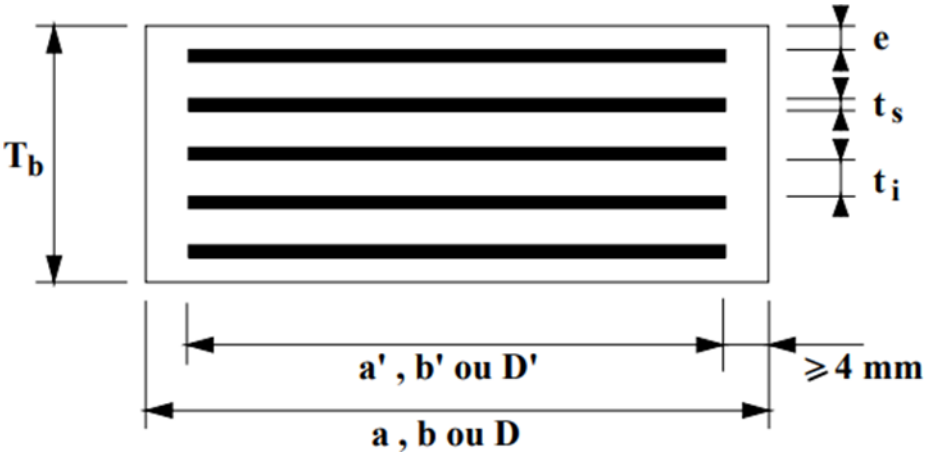


Figure VII.5 Définition géométrique d'un appareil d'appui (SETRA).

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante (condition de non écrasement) :

$$a \times b \geq \frac{R_{max}}{\sigma_{adm}} \qquad (7.16)$$

$$a \times b \geq 626{,}86 cm^2$$

On prend :

a=400 mm	b=350 mm

Avec :

R_{max} : Réaction maximale à ELU, R_{max} = 1.25 MN.
σ_{adm} : contrainte de compression admissible de l'appareil d'appuis, σ_{adm} = 20 MPa.

- **Epaisseur de l'appareil d'appui**

Il faut respecter la condition de non-flambement suivante :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \qquad (7.17)$$

Tel que **« a »** le grand côté de l'élastomère et **« T »** l'épaisseur de l'appareil d'appui.
Ce qui donne :

$$40mm \leq T\ (mm) \leq 80mm$$

On prend :

$$T = 7\ cm \qquad T = n \times t \quad \text{et} \quad t = 1\ cm$$

$$n = T\ t \quad => \quad n = 7$$

- **Dimensionnement des frettes**

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

$$t_s \geq \frac{a \times \sigma m}{\beta \times \sigma}$$

$$t_s \geq 2mm \qquad (7.18)$$

Avec $\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b}$ (7.19)

$$\sigma_m = \frac{1{,}25}{0{,}4 \times 0{,}35} = 8{,}95\ MPa$$

$$\beta \geq \frac{a \times b}{2 \times G(a+b)} \qquad (7.20)$$

$\beta \geq 10{,}37$

$t_s \geq 1{,}29mm$

On prend : **ts** = **3 mm**.

$\mathbf{T_b} = n\,(ti + ts) + ts + 2\,e = \mathbf{90\ mm}$

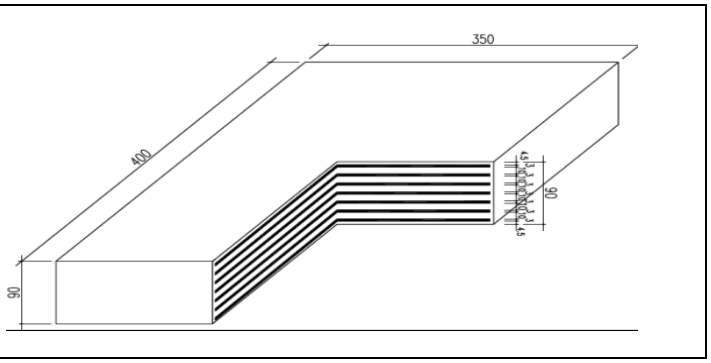
$\mathbf{T_q} = n\,ti + 2\,e = \mathbf{69\ mm}$ (avec e=4.5 mm)

- $\boldsymbol{\sigma_e}$: Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes : σ_e = 235 MPA
- **G** : module de cisaillement d'élastomère ; G = 0.9 MPa

Les dimensions de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau VII.8 Dimensions de l'appareil d'appui

Dimensions	Valeurs (mm)
a	350
b	400
t_i	10
t_s	3
n	7
e	4,5
T_b	90
T_q	69



VII.3.2 Vérification des appareils d'appuis

Ci-après un tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appuis :

Tableau VII.9 Tableau des vérifications à aboutir concernant l'appareil d'appuis.

Vérification	La formule
Résistance à la compression	$\sigma_m \leq 20\ MPa$
Stabilité au flambement	$\gamma_s \times P_u < P_c$
Limitation de la distorsion	$\delta \leq 0.7 + 4(\delta 0 - 0.7)(0.25 - P)$ OU $\delta \leq \delta c = 1.4(1 - 2P)$
Non glissement	$H \leq f \times N$

VII.3.2.1 Résistance à la compression :

$$\boldsymbol{\sigma_m \leq 20\ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_m = N/(a \times b) \qquad (7.21)$$

N = 1,25 MN : réaction d'appui a ELU

✓ **Application numérique**

σ_m = 8,95 MPa ≤ 20 MPa → **condition vérifiée**

VII.3.2.2 Stabilité au flambement :

On doit vérifier que : $\gamma_s \times P_u < P_c$ (7.22)

Sachant que :

-γ_s =3 coefficient partielle de sécurité.

-P_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons a l'ELU.

-P_c: la charge critique de flambement

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h} \quad (7.23)$$

-**B** : l'aire nominale de l'appui (a×b)

-**d** : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère : $\mathbf{d=t_i+t_s}$.

-**h** : hauteur totale de l'appareil d'appui

-**S** : facteur de forme $S = \frac{a \times b}{2 \times ti(a+b)}$

Tableau VII.10 Résultat de la vérification du flambement de l'appareil d'appui.

S	d	h	B	Pc	Pu
9,33	0,013 m	0,09 m	0,14 m²	6,34MN	1,25MN
On aura donc : 3×1,25= **3,76 MN < 6,34 MN → condition vérifiée.**					

VII.3.2.3 Limitation de la distorsion :

On doit vérifier : que pour

$P = Pu/Pc \leq 0.25$: $\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) \times (0.25 - P)$ (7.24)

Ou

$P = Pu/Pc \geq 0.25$: $\delta \leq \delta_c = 1.4\ (1 - 2P)$ (7.25)

Avec :

p = Pu/Pc

$\delta_0 = c/T_q$

$\delta = d/T_b$

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 350mm) ;

δ : La distorsion de l'appareil d'appui ;

d : Déplacement horizontal.

Application numérique

- $\boldsymbol{P} = 0{,}198MN < 0.25$
- $\boldsymbol{\delta_0} = \frac{c}{Tq} = \frac{350}{69} = 0{,}507$
- $\boldsymbol{\delta_c} = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)\ (0.25 - \mathrm{P}) = 0{,}66$

$\delta_c = 0{,}66 > \delta = 0{,}22$ → condition vérifiée.

VII.3.2.4 Condition du non-glissement :

Condition du non-glissement se vérifie par la formule suivante :

$$\boldsymbol{H \leq f \times N} \quad (7.26)$$

Où :

-H : L'effort horizontal.
-N : L'effort vertical.
-$\boldsymbol{f}$: coefficient de frottement.

$\boldsymbol{f} = 0.1 + 0.6\times\sigma_m$

- **Pour la pile :**

$N = \quad R_G \,/\, (2\times Npoutre) = 0.66$ MN

$\sigma_m = \quad N/(a\times b) = 4{,}69$ MPa$\rightarrow f = 0{,}23$

$\mathbf{H} = 0{,}19$ MN $> \boldsymbol{f}\times\boldsymbol{N} = 0{,}15$ MN $\rightarrow$ condition non vérifiée.

- **Pour la culée :**

$N = \quad R_G \,/(2\times Npoutre) = 0{,}67$MN

$\sigma_m = \quad N/(a\times b) = 4{,}80$MPa $\rightarrow f = 0{,}22$
H $= 0.20$ MN $> \boldsymbol{f}\times\boldsymbol{N} = 0.15$ MN $\rightarrow$ condition non vérifiée.
Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition du non- glissement n'est pas vérifiée.

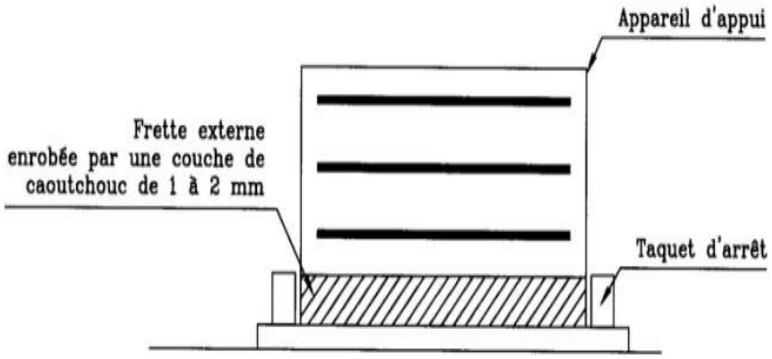


Figure VII.6 Principe d'un dispositif anti-cheminement.

VII.4 DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armé posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, il permet de :

1- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
2- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
3- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
4- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier

VII.4.1 Dimensionnement des dés d'appuis

- **Dimensions en plan**

D'après le document SETRA, appuis du tablier (P.P.73) les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis. Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :

A = a + 100 + 50 = 350 + 100 + 50 = 500 mm. (7.27)

B = b + 100 + 50 = 400 + 100 + 50 = 550 mm. (7.28)

- **Hauteur du dé d'appuis**

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$\boldsymbol{H} = (\mathbf{2} \times \boldsymbol{a} \times \boldsymbol{b}) / (\mathbf{2} \times (\boldsymbol{a} + \boldsymbol{b}))$ (7.29)

→ $\mathbf{H} \geq 186{,}67$ mm

Avec :

a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui.

VII.4.2 Ferraillage des dés d'appuis

Les efforts verticaux provenant du tablier peuvent produire au niveau du pille des efforts localisés important, pour cela on disposera des armatures de chaînage et des armatures d'éclatement.

Celles-ci seront disposées dans le corps des dés d'appui qui sert à donner la forme transversale inclinée de 2,5 % pour les évacuations des eaux.

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.

La section calculée doit reprendre un effort N = 25% Nmax :

$$A_s = \frac{0{,}25 \times N}{\sigma s} = \frac{0{,}25 \times 1{,}25}{434{,}78} = 7{,}187\ cm^2 \quad (7.30)$$

→ soit 7HA12 (As=7.92 cm²)

- **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.

$$A_h = \frac{0{,}125 \times N}{\sigma s} = \frac{0{,}125 \times 1{,}25}{434{,}78} = 3{,}59\ cm^2 \quad (7.31)$$

→ soit 5HA10 (As=3.93 cm²)

- **Armatures de diffusion**

Ces armatures sont sous forme de frettes, on distingue :

Frettes supérieurs (ferraillage de surface).

Frettes inférieurs (ferraillage d'éclatement).

- **Frette supérieure**

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

$$A_{sup} = \frac{0{,}04 \times N}{\sigma s} = \frac{0{,}04 \times 1{,}25}{434{,}78} = 1{,}15\ cm^2 \quad (7.32)$$

→ soit 2HA10 (As=1.57 cm²)

- **Frette inferieure**

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

$$A_{inf} = \frac{0,1 \times N}{\sigma s} = \frac{0,1 \times 1,25}{434,78} = 2,87\ cm^2 \qquad (7.32)$$

→ soit 4HA10 (As=3.14 cm²)

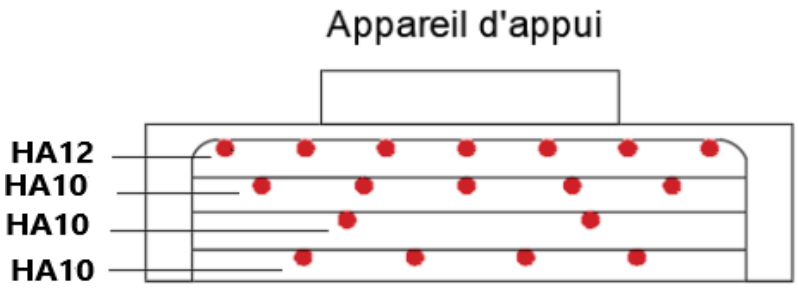


Figure VII.7 Ferraillage du dé d'appui.

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes. Dans la plupart des cas, le joint est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.
Les caractéristiques du joint de chaussée sont déterminées, en particulier, par le souffle du joint et le trafic.

VI.1 Détermination du souffle

Certains paramètres sont nécessaires pour déterminer le souffle du joint, ces éléments sont la température, le retrait, le fluage, le coefficient de dilatation thermique, les actions. La gamme des joints CIPEC se compose

-Des joints de faibles souffles (JEP, WR et W0Sd).

-Des joints de souffles moyens (W_d).

-Des joints de grands souffles (WP) Le souffle se calcule par la formule ci-après :

$$\boldsymbol{W = W_D + 0.4W_T + W_s/3} \qquad (7.33)$$

W : souffle total du joint.
W_D : souffle des déformations différées [retrait + fluage = 9.6 mm].
W_T : souffle thermique = 7,8 mm.
W_S : souffle sismique = 61 mm.

➔ W= 33 mm

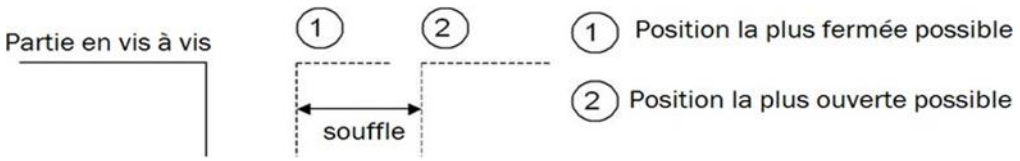


Figure VII.8 Souffle de joint de chaussée.

- **Choix du type du joint**

Le critère adopté pour le choix du type de joint de chaussée est évidement le souffle total calculé de ce dernier. En s'appuyant sur les informations trouvées dans le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on opte pour la famille de joints appelée JEP (joints de faibles souffles). Pour un souffle de W=3.3 cm, on retient le joint **JEP3.**

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux < 50 mm.

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S>250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Figure VII.9 Choix du type de joint selon la valeur du souffle.

Type	ØL	A min.	A max.	B min.	B max.	D min.	D max.	H	C	E	F
JEP3	30	30	60	80	110	10	40	80	140	60	55
JEP5	50	25	75	75	125	10	60	80	140	75	59
JEP8	80	25	105	75	155	10	90	80	140	95	59

Dimensions en mm.

Figure VII.10 les dimensions de Joint de chaussée.

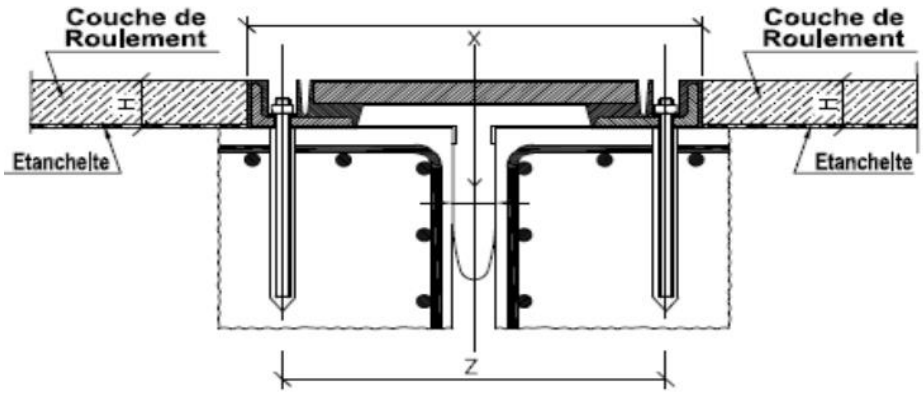


Figure VII.11 Joint de chaussée, type JEP.

VII.5 LE REVETEMENT DU TABLIER

Le revêtement est assuré par :

VII.5.1 Couche d'étanchéité

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

VII.5.2 Couche de roulement

Elle vient au-dessus de la couche d'étanchéité, et est constituée par un enrobé dense de 24 KN/m^3 afin de prévoir une usure rapide du fait de la circulation des poids lourds. La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers).

Dans notre ouvrage on utilise une couche de roulement de 8 cm d'épaisseur.

VII.6 Dispositifs retenue

Les dispositifs de retenue comprennent les glissières et les garde-corps

VII.6.1 Les glissières

Sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle.

VII.6.2 Le garde-corps

Ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers ou ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

VII.6.3 Corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont, leur rôle principal c'est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En éloignant l'eau des parements verticaux.
- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur.
- Et rattrapant les irrégularités de la structure.

VII.6.4 Évacuation des eaux

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

VII.6.5 PLOTS PARASISMIQUES

Ce sont des dispositions en béton armé utilisés pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversal. Pour notre ouvrage on choisit deux plots parasismiques avec les dimensions suivantes : - Hauteur de 59 cm.

- Section en plan : (59×100) cm².

VII.7 CONCLUSION :

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont ces équipements qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers, notamment après un séisme.

CHAPITRE VIII

ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION

L'étude de l`infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

VIII.2 ETUDE DE LA PILE

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.

VIII.2.1 Conception de la pile

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'un modèle de base B, piles composées des colonnes (3 fûts) avec section circulaire (D=1,5), qui permet d'économie de la matière.

Tableau VIII.1 Dimensions des piles.

	H(m)	B(m)	L(m)
Semelle	1,50	6,00	12,25
Chevêtre	1,50	2,10	12,10
	H(m)	**N°**	**D(m)**
Fûts	14,60	3	1,50

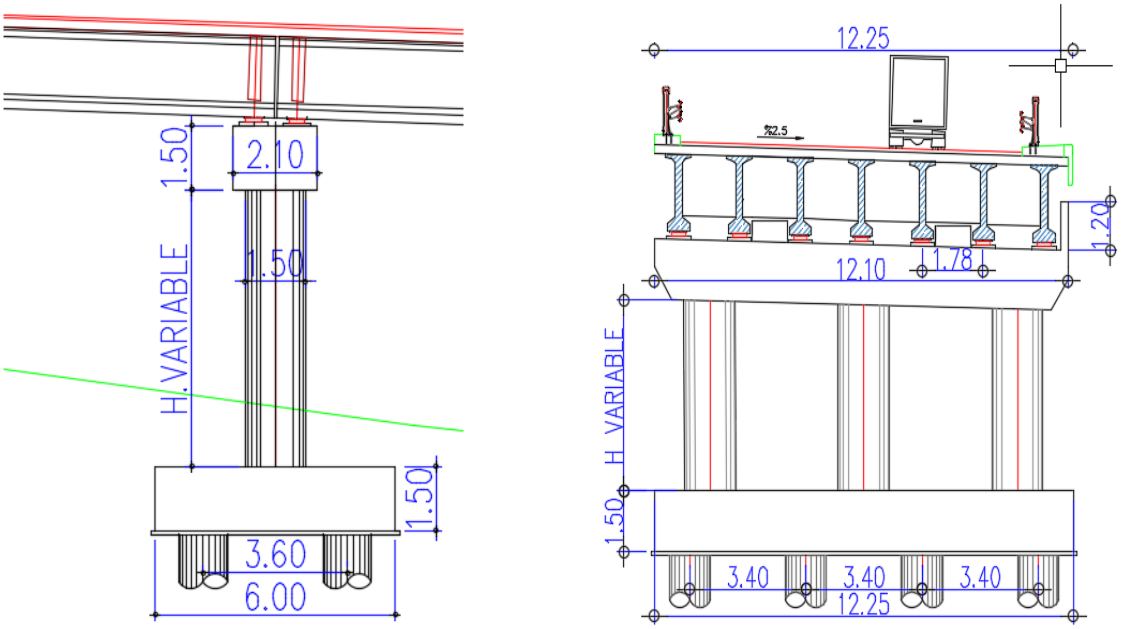


Figure VIII.1 Dimensions de la pile.

VIII.2.2 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. On va étudié juste la pile 5.

VIII.2.2.1 Les efforts verticaux

Tableau VIII.2 Efforts verticaux sollicitant la pile.

Charge/Surcharge	Valeur (KN)
G Semelle	2756,25
G Fûts	1935,02
G Chevêtre	952,88
G Tablier	7583,70
A(l)	2240,46
Bc	1599,45
Mc120	1143,64
D240	2081,14
ST	81,00

VIII.2.2.2 Les efforts horizontaux

- **Les efforts horizontaux dus à variation linéaire :**

- Fluage + Retrait (H_{f+R}) :

$$H_{f+R} = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta f + R}{Te} \qquad (8.1)$$

$$\Delta_{f+R} = (\varepsilon f + \varepsilon r) \times \frac{L}{2} \qquad (8.2)$$

- ε_f : coefficient du fluage, de $\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$
- ε_r : coefficient de retrait, $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$
- T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère, Te=50 mm.
- **G** : module de cisaillement d'élastomère, G = 0.9 MPa.
- **a,b**: dimensions de l'élastomère(a=b=35 cm).
- **L** : la portée de travée, L=35 m.

➔ $\Delta_{f+R} = 0{,}0096\ m$

➔ $H_{f+R} = 123{,}033\ KN$

- **Température H_T :**

$$H_T = \frac{n \times G \times a \times b \times \Delta f + R}{Te} \qquad (8.3)$$

- **Δl** : L'allongement du tablier est donné par la relation : $\Delta l = \frac{\alpha \times \Delta T \times L}{2}$ (8.4)
- **α** : est le coefficient de dilatation thermique, α=9.9×10^{-6} °$\boldsymbol{C}^{-1}$ (pour Béton armé)
- **ΔT** : La variation de température selon RCPR ΔT est prise : +40° C et -20° C

➔ $\Delta l = 0{,}0078\ m$

➔ $H_T = 99{,}66\ KN$

Tableau VIII .3 Efforts horizontaux sollicitant la pile.

L'effort horizontal	Valeur (KN)
Freinage (Al)	100,90
Freinage (Bc)	180,00
Fluage + Retrait (Hf+r)	123,03
Température (HT°)	99,66

VIII.2.3 Les moments sollicitant la pile

Tableau VIII.4 Les moments sollicitant la pile.

La charge	Valeur (KN.m)
Freinage (Al)	1775,86
Freinage (Bc)	3168,00
Fluage + Retrait (H_{f+r})	2165,37
Température (H_T°)	1753,95

VIII.2.4 Combinaison des charges

Les tableaux ci- dessous résument les sollicitations maximales à l'E.L.S et à l'E.L.U sous les combinassions les plus défavorables.

Tableau VIII.5 Les combinaisons les plus défavorables des actions sollicitant la pile.

Etat	Combinaison	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	1.35G+1.6Bc+1.6ST	20 546,33	543,78	9 570,61
ELS	G+1.2Bc+ST+0.6T	15 228,20	398,83	9 150,37

VIII.2.5 Evaluation des charges sismiques

VIII.2.5.1 Evaluation de la période transversale et longitudinale

$$T = 1{,}784\sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}} \qquad (8.5)$$

ρ : masse volumique du matériau de l'appui en (kg/m³).

E : Module d'Young du matériau de l'appui en (Pa).
A : section équivalente (en m^2) de l'appui pour retrouver La masse totale de l'appui :

$$A = \frac{M_{fûts+chêvtre}}{L_\rho} \qquad (8.6)$$

I : inertie (en m^4) à ajuster pour retrouver la même flèche " d " en tête sous l'action d'une charge " F " :

$$I = \frac{FL^3}{3Ed} \qquad (8.7)$$

L : hauteur de la pile.

- **Application numérique :**

Tableau VIII.6 Récapitulatif du calcul de Ilong et Itrans.

P (kg/m³)	A(m²)	E(MPa)	I_{long} (m^4)	H (m)	M (KN)	I_{tran} (m^4)
2500	7,91	33 000	0,75	14,60	2887,90	72,07

T_{Trans} = 0,035 s ; T_{Long} = 0,341 s

VIII.2.5.2 Composante transversale et longitudinale

Le spectre de réponse élastique (Sa) pour les deux composantes horizontales et verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage :

$$Sae(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta Ag\,S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases} \qquad (8.8)$$

- g : Accélération de la pesanteur = 9,81 m/s^2
- ξ : Taux d'amortissement 5 %
- η : Facteur de correction de l'amortissement : η=1
- A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique IIa et de l'importance du pont (Groupe de pont 2) →A = 0,20.
- S : Coefficient du site S=1.1 ; T1= 0,15 s, T2 = 0,40 s.

- **Application numérique :**

Sa_{Tran} = 2,91 s ; Sa_{long} = 5,40 s

VIII.2.5.3 Composante verticale :

$$Sae^{V}(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases} \quad (8.9)$$

α = 0,7 pour les zones sismiques I, IIa, IIb.

- **Application numérique :**

Sa $_{Ver}$ = 0,00 s

Justification : Comme indiqué dans le **R.P.O.A** « spectre de réponse élastique_ composante verticale » : le coefficient $\boldsymbol{\alpha}$ utilisé dans la formule ci-dessus tient compte de l'importance de la composante verticale en **zone de forte sismicité,** ce qui n'est pas le cas pour notre ouvrage

VIII.2.5.4 Efforts provenant du Tablier :

Pour la détermination des efforts provenant du tablier, la combinaison suivante est à considérer :

$$\boldsymbol{G + P + E + 0.4\Delta T + D + \psi Q} \quad (8.10)$$

Les efforts provenant du tablier sont présentés dans le tableau suivant

Tableau VII.7 Efforts provenant du tablier.

	Rmax	Rmin
N (MN)	7,58	7,58
V(MN)	0,16	0,16
ML(MN)	2,38	2,38

VIII.2.5.5 Efforts provenant de la pile :

L'effort provenant de la pile est l'effort normal vertical N provoqué par le poids propre de la pile :

$$PP_{pile} = P_{Chevêtre} + P_{Futs} \quad (8.11)$$

- **Application numérique :**

$P_{Chevêtre}$ = 1,94 MN
P_{Futs} = 0,95 MN
PP_{pile} = 2,89 MN

VIII.2.5.6 Efforts provenant de la semelle :

L'effort dû au poids de la semelle est l'effort normal verticale N provoqué par le poids propre de la semelle : $N_{semelle} = V_{semelle} \times \rho_{béton}$ (8.12)

- **Application numérique :**

H= 1,5 m	B = 6 m	L= 12,25 m	N=2,76 MN

VIII.2.5.7 Les efforts sismiques :

Tableau VIII.8 Efforts sismiques sollicitant la pile.

	Semelle	Tablier		Pile	
		Base de la pile	Base de fondation	Base de la pile	Base de fondation
VL (MN)	0,55	2,08	2,08	1,56	1,56
VT(MN)	0,55	2,43	2,43	0,84	0.84
ML	0,41	30,36	33,48	11,4	13,70
MT	0,41	35,44	39,08	6,13	7,39
N (MN)	0,17	1,08	1,08	00	00

Avec :

$$V_{semelle} = N_{semelle} \times K_h \qquad (8.12)$$

$$M_{semelle} = \frac{V \times 1,5}{2} \qquad (8.13)$$

$$N_{sis,semelle} = N_{semelle} \times k_v \qquad (8.14)$$

K_h : Coefficient sismique horizontal, K_h= A = 0,20.

K_v : Coefficient sismique vertical, $K_v = 0,3.K_h = 0,06$.

N_{pile} = $M_{futs+chevetre}(t) \times Sa_{ver}$

$V_{L,pile}$ = $M_{futs+chevetre}(t) \times Sa_{,long}$

$V_{T,pile}$ = $M_{futs+chevetre}(t) \times Sa_{,tran}$

VIII.2.5.8 Combinaisons des directions :

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

$$E_1 = E_{long} + 0,3 \times (E_{trans} + E_{vert})$$
$$E_2 = E_{trans} + 0,3 \times (E_{long} + E_{vert}) \qquad (8.15)$$
$$E_3 = E_{vert} + 0,3 \times (E_{trans} + E_{long})$$

Avec :

$$E_{long} = \sqrt{V_{L,Pile}^2 + V_{L,Tablier}^2} \qquad (8.16)$$

$$E_{tran} = \sqrt{V_{T,Pile}^2 + V_{T,Tablier}^2} \qquad (8.17)$$

$$E_{vert} = \sqrt{N_{Pile}^2 + N_{Tablier}^2} \qquad (8.18)$$

Tableau VIII .9 Combinaisons des directions de la pile.

	Base de la pile			Base de fondation		
	E_1	E_2	E_3	E_1	E_2	E_3
VL (MN)	2,60	0,78	0,78	2.66	0.80	0.80
VT(MN)	0,77	2,57	0,77	0.79	2.63	0.79
ML	32,42	9,73	9,73	36.18	10.85	10.85
MT	10,79	35,97	10,79	11.93	39.77	11.93
N (MN)	0,32	0,32	1,08	0.33	0.33	1.09

VIII.2.5.9 Combinaisons d'action :

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont les suivants :

$$\begin{aligned} \text{Comb}_1 &= E_1 + R_{max} + PP_p \\ \text{Comb}_2 &= E_2 + R_{max} + PP_p \\ \text{Comb}_3 &= E_3 + R_{max} + PP_p \\ \text{Comb}_4 &= R_{min} - E_1 + PP_p \\ \text{Comb}_5 &= R_{min} - E_2 + PP_p \\ \text{Comb}_6 &= R_{min} - E_3 + PP_p \end{aligned} \qquad (8.19)$$

Tableau VIII .10 Les combinaisons les plus défavorables des actions sismiques.

	Base de la pile	Base de foundation
V_{max} (MN)	2,57	2,63
M_{max}(MN.m)	38,34	42,40
N_{max} (MN)	10,8	10,96

VIII.2.6 Etude du chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

VIII.2.6.1 Charges appliquées sur le chevêtre

Tableau VIII.11 Charges appliquées sur le chevêtre.

Charges	Efforts normaux (KN)	Efforts horizontaux (KN)
Poids propre du tablier	7583,7	/
Poids propre du chevêtre	952,88	/
Système A(L)	2240,46	/
Système Bc	1599,45	/
Convoi Mc120	1143,64	/
Convoi D240	2081,14	/
Force de freinage due à A(L)	/	100,90
Force de freinage due à Bc	/	180,00

Hf+r	/	123,03
HT°	/	99,66

➢ Combinaison des charges

- **Etat limite ultime :**

La combinaison la plus défavorable à l'ELU est donnée par :

P_{ELU} = P1 + P2

Avec :

$$P_1 = \frac{1.35 \times P_{tablier} + 1{,}6A(l)}{12{,}10} = 1142{,}37 \frac{KN}{ml} \ (tablier + surcharge\ A(l)) \quad (8.20)$$

$$P_2 = \frac{1.35 \times P_{cheve}}{12{,}10} = 106{,}32 \frac{KN}{ml} \ (chevêtre) \quad (8.21)$$

D'où :

P_{ELU} = 1248,69/ml

- **Etat limite service :**

La combinaison la plus défavorable à l'ELS est donnée par :

P_{ELS} = P1 + P2

Avec :

$$P_1 = \frac{P_{tablier} + 1{,}2A(l)}{12{,}10} = 848{,}95 \frac{KN}{ml} \ (tablier + surcharge\ A(l)) \quad (8.22)$$

$$P_2 = \frac{P_{cheve}}{12{,}10} = 78{,}75 \ \frac{KN}{ml} \ (chevêtre) \quad (8.23)$$

D'où :

P_{ELS} = 927,7 kN/ml

➢ Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est les résultats de calcul sont illustrés dans les figures suivantes :

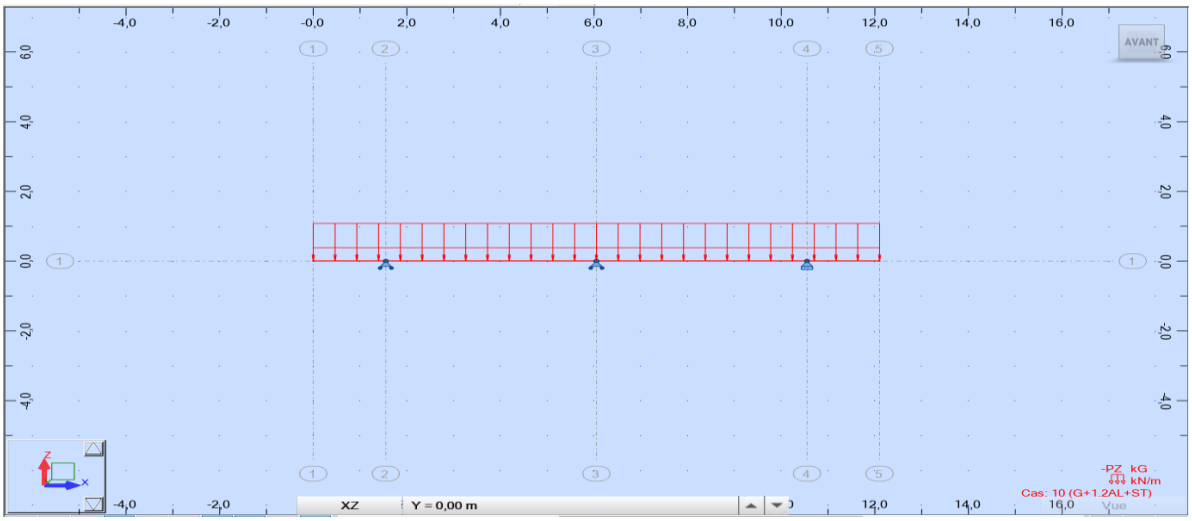


Figure VIII.2 Modèle de calcul.

- **Etat limite ultime :**

La figure suivante illustre le diagramme des moments fléchissant :

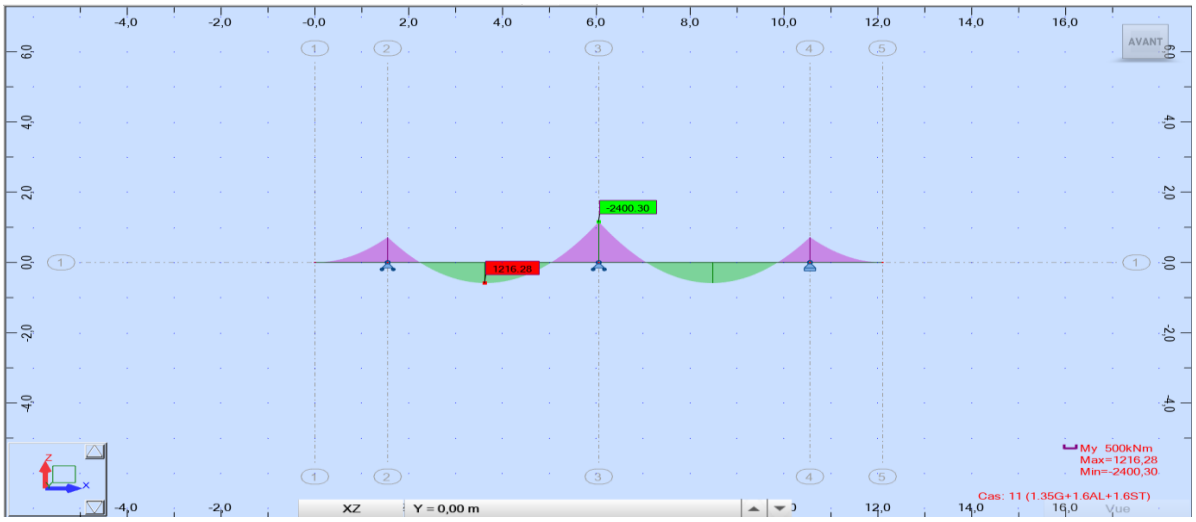


Figure VIII.3 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

$M_{ELU,Sup}$ = - 2400,30 KN.m

$M_{ELU,Inf}$ = 1216,28 KN.m

La figure suivante présente le diagramme des efforts tranchants :

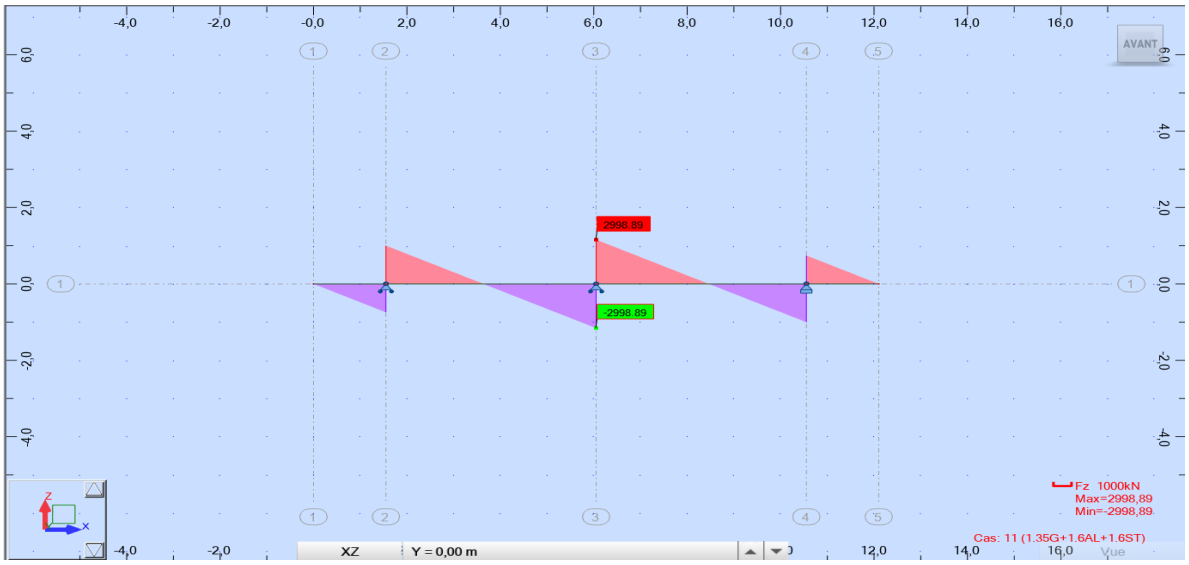


Figure VIII.4 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

T_{ELU} = 2998,89 KN

- **Etat limite de service :**

La figure suivante présente le diagramme des moments fléchissant :

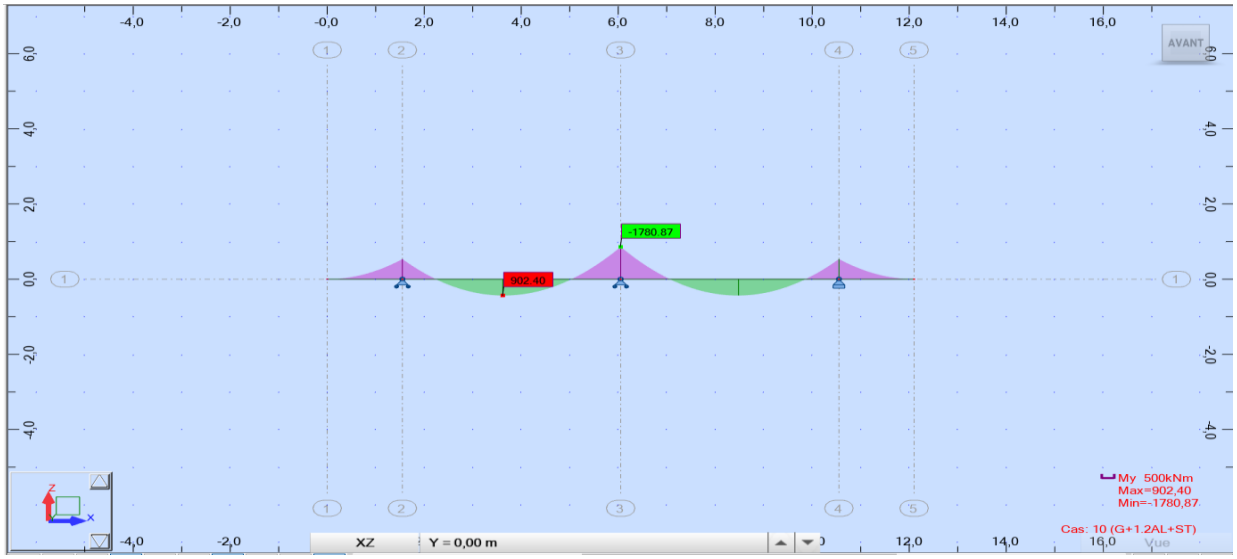


Figure VIII .5 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

$M_{ELS,Sup}$ = -1780,87 KN.m

$M_{ELS,Inf}$ = 902,40 KN.m

La figure suivante présente le diagramme des efforts tranchants :

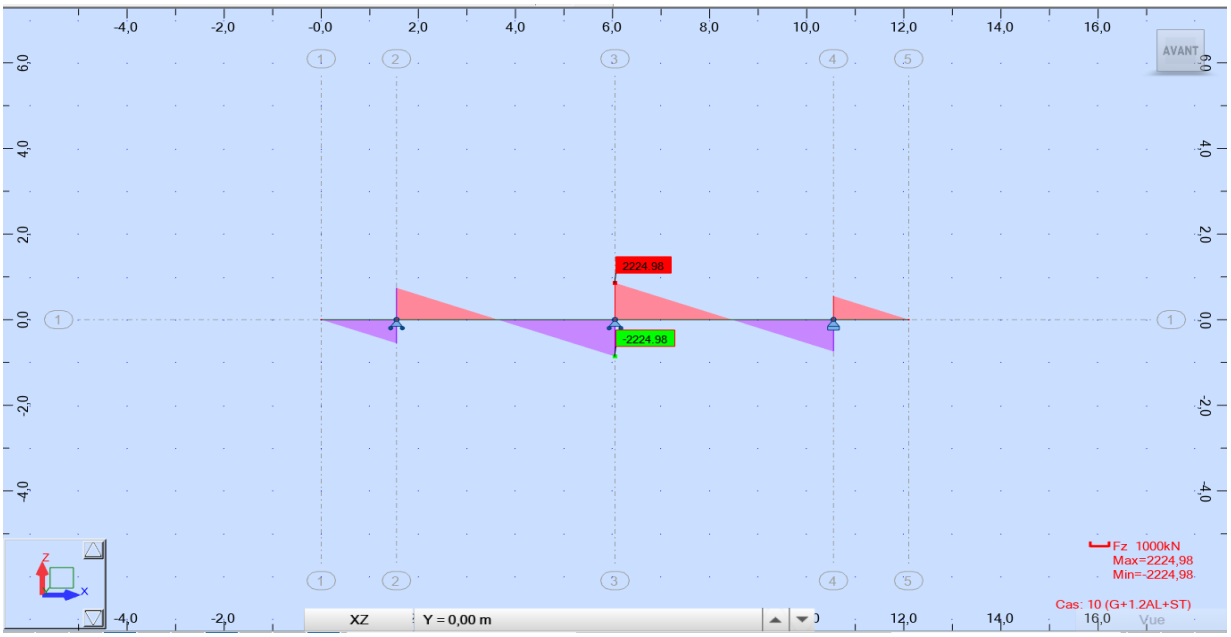


Figure VIII.6 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

T_{ELS} = 2224.98 KN

- **Ferraillage**

Le calcul du ferraillage est effectué au moyen du logiciel ROBOT EXPERT.

Les résultats obtenus sont :

- **Armatures longitudinales :**

Tableau VIII .12 Armatures longitudinales du chevêtre sous la flexion.

	Sur appui	A mi- travée
As (cm^2)	63,5	31,5

Armatures	13HA25	16HA16
Espasement (cm)	17,5	14

- **Armatures transversales :**

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, il faut vérifier :

$$\frac{At \times fe}{b \times St} \geq max\left(\frac{\tau u}{2} ; 0{,}4\ MPa\right) = 0.53MPa \qquad (8.24)$$

Avec :

$\boldsymbol{\tau u}$: contrainte limite à la traction donnée par : $\tau u = \frac{Vu}{b \times d}$ = 1,057 MPa (8.25)

At : armatures transversales.

fe : limite élastique d'acier, fe = 500 MPa

b : largeur du chevêtre (2,10 m).

d : hauteur utile ($0{,}9h$ = 1,35 m).

Vu : effort tranchant maximal à l'ELU (2998,89 KN).

St : espacement donné par : $St \leq min\ (0{,}9d\ ;\ 20\ cm)$ = 15 cm

D'où :

At1 ≥ 3.34 cm² (On opte pour 5HA10 avec un espacement St = 15 cm)

VIII.2.6.2 Dimensionnement à la torsion (guide SETRA) :

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e = 0,60 m. Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur Lt est limitée par :

Lt = Lc ,si Lc ≤ Φ + Hc

Lt = Lc + Φ ,si Lc > Φ + Hc

Application Numérique :

Hc=1,50 m
Φ=1,50 m
Lc=2,1 m
Lt=2,1 m

✓ La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau = \frac{C}{2\Omega bn} \qquad (8.26)$$

Avec :

bn : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente : $b_n = \frac{H_c}{6}$

C : Moment de torsion maximal par (ml) : C = R x e

Ω : L'aire de la torsion : Ω = (Hc – bn) (Lt – bn)

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$A_S = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$; C = Max (C1 ; C2)

R1 : Réaction due à la pose des poutres (phase construction)

$$R1 = \frac{poids\ des\ poutres}{2}$$

R2 : Réaction phase service à la surcharge d'exploitation D240 cas d'une seule travée chargée.

C1 : Moment de torsion construction ; $C_1 = R_1 \times e$

C2 : moment de torsion service ; $C_2 = R_2 \times e$

P : Périmètre du chevêtre.

$\bar{\sigma}_{\alpha}$ Contrainte admissible de l'acier = ⅔ fe.

Application Numérique :

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité transversale dans le cas où une seule travée est chargée.

Tableau VIII.13 Récapitulatif de calcul de As sous la torsion.

R_1(KN/ml)	R_2(KN/ml)	e(m)	C_1(KN.m/ml)	C_2(KN.m/ml)	Ω (m^2)	P (m)	σ_{α} (MPa)
145,85	146,66	0,54 m	78,76	79,20	2,31	6,70	333,33

As = 3,44 cm^2, On opte pour **4HA12**, avec un espacement de 35 cm.

Tableau VIII .14 Armatures longitudinales du chevêtre sous la torsion.

As (cm^2)	3,44
Armatures	4HA12

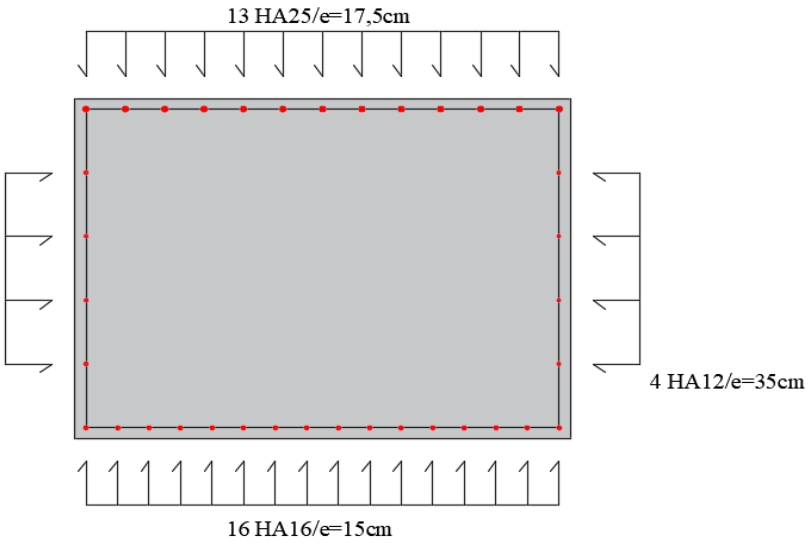


Figure VIII.7 Ferraillage du chevêtre.

VIII.2.7 Etude des fûts :

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure.

VIII.2.7.1 Evaluation des efforts agissant sur les futs de la pile

Les efforts sont résumés dans le tableau

Tableau VIII.15 les efforts sollicite sur les futs de la pile.

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Futs	1935,02	/	0,00	7,30	0,00	/
Chevetre	952,88	/	0,00	15,35	0,00	/
G tablier	7583,10	/	0,00	16,10	0,00	/
Hf+r	/	123,03	/	16,10	/	1980,83
HT°	/	99,66	/	16,10	/	1604,47
A(l)	2240,46	/	0,00	/	0,00	/
Bc	1599,45	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1143,64	/	0,00	/	0,00	/
D240	2081,14	/	0,00	/	0,00	/
ST	81,00	/	0,00	/	0,00	/
Fr(Al)	/	100,90	/	16,10	/	1624,50
Fr(Bc)	/	180,00	/	16,10	/	2898,00

VIII.2.7.2 Combinaison des charges :

Le résultat des combinaisons les plus défavorables cas d'un seul fût est montré dans le tableau :

Tableau VIII.16 Valeur des efforts par fût.

Etat	Combinaison	N (KN/ml)	H (KN /ml)	M (KN.m/ml)
ELS	G+1.2Bc+ST	12471,95	398,83	9012,30
ELU	1.35G+1.26Bc+1.6ST	16825,39	543,78	6802,83

VIII.2.7.3 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis au flambement

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

$$\lambda = \frac{lf}{i} \leq 70 \qquad (8.27)$$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 0.7 \times l_0$ (l_0 est la hauteur de la pile la plus longue).

i : rayon de giration $i = \frac{D}{4}$

$l_f = 0.7 \times 14{,}60 = 10.22$

$i = \frac{D}{4} = \frac{1{,}5}{4} = 0{,}375$ donc $\boldsymbol{\lambda} = \frac{lf}{i} = \frac{10{,}22}{0{,}375} = 27{,}52 \leq 70$ Il n'y a pas un risque de flambement.

VIII.2.7.4 Ferraillage du fût :

- **Ferraillage longitudinal**

Le ferraillage se fait par le logiciel AUTODESK ROBOT EXPERT 2010. Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée déviée. **As = 149,3 cm²**
Donc on prend **31HA25** avec un espacement de **e= 15 cm**.

- **Ferraillage transversales**

Avec Robot expert : Cerces **HA14** en **zone courante** avec **St = 20 cm** et un cerces de **HA14** en **zones critiques**, **St= 15cm**.

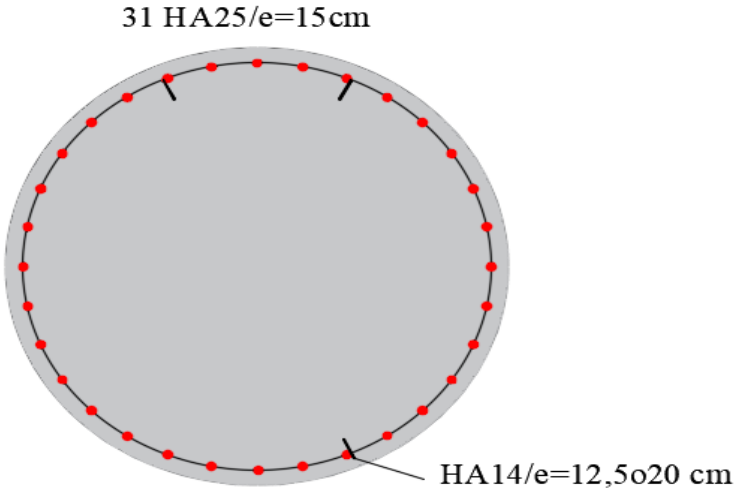


Figure VIII.8 Ferraillage des futs.

VIII.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

VIII.3.1 Conception de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau VIII.17 Les dimensions de la culée.

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1,50	12,25	6,00
Mur frontal	5,50	12,25	1,66
Dalle de transition	0,30	11,60	5,00
Mur en retour	/	/	0,60
Corbeau	/	11,60	/
Mur garde-grève	2,29	12,25	0,40

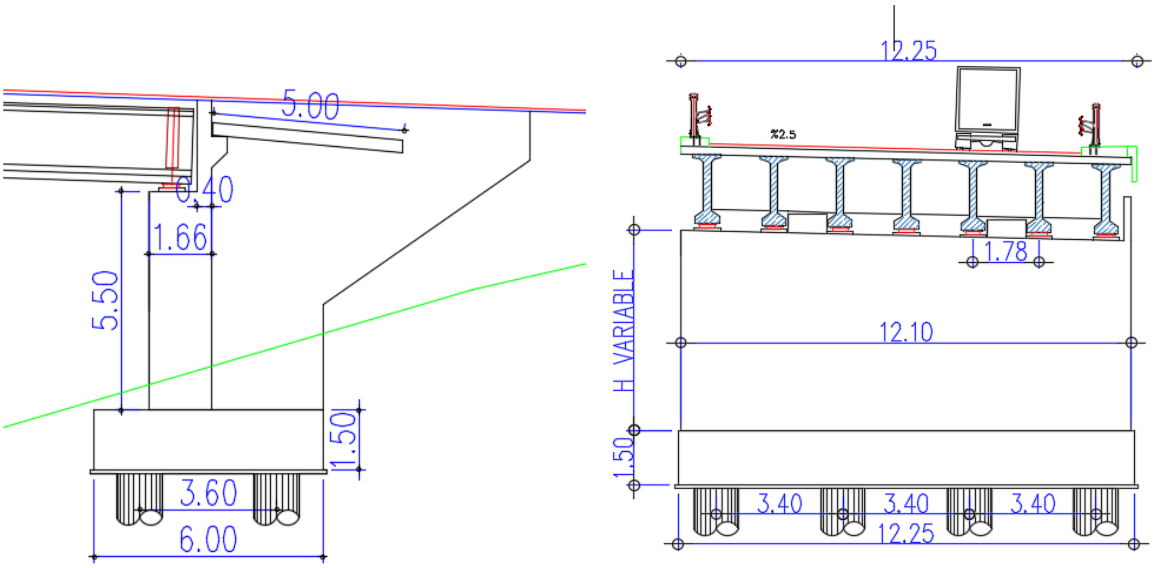


Figure VIII.9 Schéma représentatif de la culée.

VIII.3.2 Evaluation des efforts agissant sur les culées

Les efforts agissants sur la culée sont des efforts horizontaux et verticaux dus au poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids et poussée des terres, effet du séisme, du freinage et des déformations différées, qu'on va les traiter en détail.

VIII.3.2.1 Evaluation des charges statiques :

Le calcul de la poussée statique et les charges d'inertie, effectué avec les hypothèses classiques, conduit à :

$K_a = 0.33$; $\gamma_{béton} = 25$ kN/m³; $\gamma_{sol} = 18$ kN/m³.

Tableau VIII.18 Détermination des sollicitations statique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2756,25	/	0,00	0,75	0,00	/
Mur frontal	2796,06	/	0,73	4,25	2041,68	/
Dalle de transition	217,50	/	-2,61	8,34	-566,61	/
Mur en retour	1173,98	/	-3,12	6,21	-3665,87	/
Corbeau	69,60	/	-0,28	8,07	-19,33	/
Mur garde-grève	279,82	/	0,10	8,14	28,04	/
Poids des terres amont	4057,42	/	-1.56	4,85	-6317,41	/
poids des terres sur DDT	734,96		2.77	8,84	2035,31	/
Poussée des terres	/	2903,35	/	-3,06	/	-8884,26
Poids sur 10kN/m²	532,44	/	1,45	/	772,04	/
Poussée sur 10kN/m²	/	351,41	/	-4,59	/	-1612,97

La réaction d'appui du tablier conduit à :

Tableau VIII .19 Les actions transmises par le tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
R_g	3791,85	/	1,26	/	4780,01	/
RA(l)	1666,98	/	1,26	/	2101,39	/
RBc	1475,89	/	1,26	/	1860,51	/
RMc120	1091,02	/	1,26	/	1375,34	/
RD240	1796,57	/	1,26	/	2264,76	/
RST	40,50	/	1,26	/	51,05	/
Hf+r	/	61,52	/	7,00	/	430,61

HT°	/	49,83	/	5,80	/	289,00
Freinage A(l)	/	78,88	/	7,00	/	552,13
Freinage Bc	/	180,00	/	5,80	/	1044,00

Le tableau ci-après résume les combinaisons d'actions précédentes à l'ELS et l'ELU :

Tableau VIII.20 Les combinaisons d'actions appliquées sur la culée à l'ELU et à l'ELS.

		N (KN)	H (KN)	MH (KN .m)	MV (KN .m)	ΔM (KN .m)
ELS	G+0.6T	15877,44	2994,77	-8280,24	-1684,18	-9964,43
	G+0.6T+1.2Q	16516,37	3416,46	-10215,81	-2793,05	-13008,86
	G+0.6T+1.2A(l)+ST	17918,32	3089,42	-7617,69	888,55	-6729,15
	G+0.6T+1.2Bc+ST	17689,01	3210,76	-7027,44	599,48	-6427,96
	G+0.6T+Mc_{120}	16968,46	2994,77	-8280,24	-308,84	-8589,09
	G+0.6T+D_{240}	17674,01	2994,77	-8280,24	580,58	-7699,67
ELU	1.35G+0.9T	21434,55	4047,42	-11152,32	-2273,65	-13425,96
	1.35G+0.9T+1.6Q	22286,45	4609,68	-13733,08	-1038,39	-14771,46
	1.35G+0.9T+1.6(A(l) +ST)	24166,52	4173,62	-10268,92	1170,27	-9098,65
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ ST)	23860,77	4335,42	-9481,92	784,85	-8697,06
	1.35G+0.9T+1.35Mc 120	22907,42	4047,42	-11152,32	-416,94	-11569,26
	1.35G+0.9T+1.35D2 40	23859,92	4047,42	-11152,32	783,78	-10368,54

VIII.3.3 Evaluation des charges sismiques :

Le calcul dynamique de la culée prend en considération : les charges d'inertie, les poussées dynamiques et les charges dues au tablier.

- **Calcul des efforts sismiques d'inertie sur la culée**

D'après le RPOA, pour ce calcul on décompose la culée en volumes élémentaires sur lesquels on applique l'accélération horizontale.

On détermine les sollicitations au pied du mur frontal et au niveau inférieur de la semelle.

Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées avec :

$$N_{sismique} = N_{statique} \times kh$$

$$H_{sismique} = H_{statique} \times kv \qquad (8.28)$$

Tel que :

$kh = A$ et kv =0.3 × kh

Où A est le coefficient d'accélération dynamique égale à 0.2 dans notre cas.

kh= 0.2, kv = 0.06

Et donc les charges statiques calculées précédemment deviennent dans le cas dynamique :

Tableau VIII.21 Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	165,38	551,25	0,00	0,75	0,00	413,44
Mur frontal	167,76	559,21	0,73	4,25	122,50	2376,65
Dalle de transition	13,05	43,50	-2,61	8,34	-34,00	362,79
Mur en retour	70,44	234,80	-3,12	6,21	-219,95	1459,14
Corbeau	4,18	13,92	-0,28	8,07	-1,16	112,29
Mur garde-grève	16,79	55,96	0,10	8,14	1,68	455,67
Poids des terres amont	243,45	811,48	-1,56	4,85	-379,04	3938,05
Somme	681,04	2270,13	/	/	-509,97	9118,03

- **Les charges sismiques dues à la poussée dynamique :**

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculée à partir des coefficients sismique (kh, kv), La poussée des terres agissantes sur une hauteur h et sur un largeur L est donnée comme de suit :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma.(1 \pm KV)H^2\, K_{ad} \qquad (8.29)$$

➢ Calcul du coefficient de poussée :

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE – OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2\theta\,[1 + \sqrt{\frac{sin\varphi \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{cos\beta \times cos\theta}}\,]^2} \qquad (8.30)$$

Avec : $\theta = arctan\,(\frac{kh}{1 \pm kv})$

H : hauteur totale de la culée.

φ : l'angle de frottement interne du remblai.

γ : poids volumique des terres.

β : l'angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale, β = 0.

Tableau VIII.22 Coefficient de calcul de la poussée dynamique.

γ(kN/m³)	φ°	K_h	K_v	θ_1° (1+Kv)	θ_2° (1-Kv)	K_{ad} (1+kv)	K_{ad} (1-kv)
18	30	0,2	0,06	10,68	12,01	0,46	0,48

Les poussées dynamiques agissant sur la culée, pour les deux cas, sont égales à :

Tableau VIII.23 Calcul des poussées dynamiques.

Désignation	N (KN)	H (KN)	$M_{FV/o}$(KN.m)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
P_{ad} (1+kv)	/	4438.71	/	13760.01
P_{ad} (1-kv)	/	4110.50	/	12742.56

➢ Calcul des charges sismiques dues au tablier

Les efforts dus au tablier dans le cas d'un séisme sont déterminés par la méthode monomodale spectrale (méthode définie dans le chapitre précédent).

Les résultats de calcul, pour un séisme horizontal, sont définis dans le tableau suivant :

Tableau VIII.24 Les efforts sismiques dus au tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Séisme Tablier	1080,77	2079,48	680,88	14556,36

➢ Les charges sismiques totales (culée + tablier) :

L'évaluation de l'action sismique totale se fait pour trois cas :

1 ier cas : cas de séisme horizontal (1+kv).

2 ème cas : cas de séisme horizontal (1-kv).

3 ème cas : cas de séisme vertical.

Les actions inertielles étant toutes dans la même direction, il est intéressant de les considérer en même temps, ces actions sont celles de la masse de la culée, du sol sur la semelle (efforts sismiques d'inertie et les poussées dynamiques). La combinaison des actions se fait comme suit :

- Les actions inertielles se cumulent directement : $F_{inert} = \Sigma F$,
  F étant les forces d'inertie de la culée, du sol, de la semelle et les poussées dynamiques.
- Les actions par direction se cumulent quadratiquement :

$$F = \sqrt{F_{tablier}{}^2 + F_{inertielles}{}^2} \qquad (8.31)$$

Tableau VIII.25 L'évaluation des actions sismiques de la culée.

	N (KN)	V (KN)	M (KN.m)
CAS 1	0,00	7023,73	27116,27
CAS 2	0,00	6710,94	26263,52
CAS 3	1277,45	0,00	850,69

- **Combinaison d'action :**

Selon le RPOA 2008, la combinaison d'actions à l'ELA est définie comme suit :

$$G + 0.4\,T + E + Rretrait + Rfluage \qquad (8.32)$$

On pose : $R = G + 0.4\,T + Rretrait + Rflua$

Et on aura les résultats suivants :

Tableau VIII.26 La détermination de Rmax et Rmin.

	N (kN)	V (kN)	M (KN.m)
R max	11709,95	117,45	755,02
R min	11568,84	97,22	656,64

Il est important d'identifier les combinaisons critiques afin de limiter les calculs. On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

Tableau VIII.27 Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée.

	N(KN)	V (kN)	M (KN.m)
R max - H + 0,3V	1209319	7141,18	27020,59
R min - H - 0,3V	11185,61	6808,16	27770,85
R max + V - 0,3H	12987,40	2224,57	8039,21
R min - V - 0,3H	10291,39	2110,50	9386,39

VIII.3.4 Ferraillage des éléments de la culée :

VIII.3.4.1 Mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle, il travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges permanentes, poids propres de la superstructure, poussée des terres, surcharge sur les remblais et les surcharges d'exploitation.

- **Evaluation des efforts dus au poids propre**

TableauVIII.28 Détermination des sollicitations statique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur frontal	2796,06	/	0,00	2,75	0,00	/
DDT	217,50	/	1,01	6,57	219,24	/
Corbeau	69,60	/	1,01	6,57	70,16	/
MGG	279,82	/	0,71	6,63	198,31	/
Poids des sur DDT	734.96	/	1,01	6.57	740,83	/
Poussée des terres	/	1775,14	/	-2,59	/	-4597,62
Poussée sur 10KN/ml	/	253,85	/	-3,89	/	-986,19

- **Efforts dus au tablier**

Tableau VIII.29 Les actions transmises par le tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Rg	3791,85	/	-0,23	/	-873,26	/
R(Al)	1666,98	/	-0,23	/	-383,41	/
Rbc	1475,89	/	-0,23	/	-339,46	/
RMc120	1091,02	/	-0,23	/	-250,93	/
RD240	1796,57	/	-0,23	/	-413,21	/

RST	40,50	/	-0,23	/	-9,32	/
Hf+r	/	61,52	/	-5,50	/	-338,34
HT°	/	49,83	/	-5,50	/	-274,06
Frein Al	/	78,88	/	-5,50	/	-433,81
Frein Bc	/	180,00	/	-5,50	/	-990,00

➢ **Combinaison des charges :**

Le résultat des combinaisons les plus défavorables sont montré dans le tableau :

Tableau VIII.30 Les sollicitations défavorables à l'ELU et à l'ELS du mur frontal.

	N (Kn/ml)	H (kN /ml)	M (KN.m/ml)
ELU	1067,55	229,58	-699,80
ELS	644,06	177,24	-544,44

Le ferraillage vertical du mur est calculé avec le logiciel ROBOT-Expert en flexion composée.

➢ Résultats :

Ferraillage vertical : **As = 16,1cm²** ; Soit : **6HA20/ml (As = 18,85 cm²)**, avec **St = 20cm**.
Ferraillage horizontal : Ast = $\frac{As}{4}$ = 4,025 cm² ; Soit : **6HA10/ml**, avec **St = 20cm**.
Armatures de construction : A's = $\frac{As}{3}$ =5,37 cm² ; Soit : **6HA12/ml**, avec **St = 20cm**.

VIII.3.4.2 Mur garde-grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'effet des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève.
- Force de freinage dû à la charge Bc.

➢ **Calcul des sollicitations :**

Le moment d'encastrement total due aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

➢ **Moment dû à la poussée des terres**

Le moment à l'encastrement, dû à la poussée des terres, a pour expression :

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \qquad (8.33)$$

Avec :

P : la poussée des terres.

Ka : coefficient de poussée des terres, $P = \frac{1}{2} \times K_a \times H^2 \times L \times \gamma_r$

γ_r : poids volumique du remblai,

H : hauteur du mur garde grève,

L : longueur du remblai

γ(kN/m³)	Kah	H (m)	L (m)
18	0.33	2.29	1

On aura donc :

P = 15,57 KN/ml

MP = 11,89 kN.m/ml

$M_{P\text{-}ELU}$ = 1,35. Mp = 16,05 KN.m/ml

$M_{P\text{-}ELS}$ = Mp = 11,89 KN.m/ml

- **Moment dû à une charge locale située en arrière du mur**

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à une charge locale a pour expression :

$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx \qquad (8.34)$$

Avec : $K = Ka \times \delta \times \gamma$

Tel que :

- γ : coefficient de pondération, γ = 1.6 à l'ELU et γ = 1.2 à l'ELS.
- δ : coefficient de majoration dynamique, δ = 1.07.
- h : hauteur du mur garde- grève.

Les valeurs de K aux états limites sont : Ks = 0.51 à l'ELS , Ku= 0.68 à l'ELU.

La valeur de M_{Pc} /K est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différentes valeurs de h :

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
Mp/k (t,m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

En faisant une interpolation linéaire pour h = 2.29 m, on trouve : MPc/K = 8,09 t.m/ml.

Ainsi on aura :

$M_{Pc\text{-}ELU}$ = 54,57 kN.m/ml .

$M_{Pc\text{-}ELs}$ = 41,15 kN.m/ml .

- **Moment dû à la force de freinage**

On considère l'effet de freinage d'une seule roue d'une charge exceptionnelle du convoi, dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0{,}25 + 2h} \qquad (8.35)$$

μ : coefficient de pondération, μ = 1.2 à l'ELS et μ = 1.6 à l'ELU.

P : charge d'une roue du convoi roulant, P = 60 KN.

h : Hauteur du mur, h = 2.29 m.

On aura :

$M_{f\text{-}ELU}$ = 91,03 kN.m/ml .

$M_{f\text{-}ELs}$ = 68,27kN.m/ml.

➢ **Combinaison d'actions :**

Le moment total de l'encastrement à L'ELS et L'ELU est la somme des moments calculés précédemment.

$M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 121,32$ KN.m/ml .

$M_{ELU} = 1.35\ M_G + 1.6\ M_Q = 161,95$ KN.m /ml.

Ce ferraillage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire. Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

Le ferraillage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert en flexion simple.

➢ **Résultats :**

Section d'acier : **As = 19,3 cm^2,** On prend **4HA25/ml** avec **St=30cm**.

Armature de construction : **As1 = As/3 = 6,43cm^2,** On prend **4HA16/ml** avec **St= 30cm.**

Ferraillage transversal : **Ast = As/4 = 4,825cm^2,** On prend **4HA14/ml** avec **St= 30cm.**

VIII.3.4.3 Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. La dalle de transition présente les dimensions suivantes :

- Longueur : L = 11.85 m.
- Largeur : H = 4,00 m.
- Epaisseur : e = 0,35 m.

La dalle de transition est considérée comme une poutre simplement appuyée dans ces extrémisées. Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.31 Les sollicitations statiques de dalle de transition.

Type de charge	Q (KN/ml)	M(KN.m/ml)	V (KN)
Poids proper	5.50	17.19	13.75
Revêtement	1.92	6.00	4.80
Remblai	12.66	39.57	31.66
Surcharges	10.00	31.25	25.00

➢ **Combinaison d'actions :**

$M_{ELS} = M_G + 1.2\ M_Q = 100,26$ kN.m/ml.

$V_{ELS} = V_G + 1.2\ V_Q = 80,21$ kN/ml.

$M_{ELU} = 1.35\ M_G + 1.6\ M_Q = 134,73$ kN.m/ml.

$V_{ELU} = 1.35\ V_G + 1.6\ V_Q = 107,78$ kN/ml.

Le ferraillage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert en flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

➢ **Résultats :**

-Ferraillage principal : **As = 22.3 cm²** ; Soit : **5HA25/ml**, avec **St = 25cm.**

-Armatures de construction : **A's = As/3= 7,43** ; Soit : **5HA14/ml**, avec **St = 25cm.**

-Ferraillage transversal : **Ast = As/4= 5,57** ; Soit : **5HA14/ml**, avec **St = 25cm.**

VIII.3.4.4 Corbeau

Le corbeau est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction due aux poids des charges permanentes et la réaction des surcharges sur remblai. La formule de la réaction aux appuis d'une poutre simplement appuyée est écrite sous la forme :

$$R = q.L/2 \qquad (8.36)$$

Tel que :

-L : la longueur de la dalle de transition, L = 5 m.

-q : la charge appliquée sur la dalle, q = 20,08 KN/ml le cas des charges permanentes et

q= 10 KN/ml pour la surcharge sur remblai On aura :

- Réaction due au poids des charges permanentes R = 50,21 kN/ml.
- Réaction des surcharges sur remblais R = 25,00 kN/ml .

➢ **Combinaison d'action :**

$M_{ELS} = R_G + 1.2\ R_Q = 80{,}21$ KN.m/ml.

$M_{ELU} = 1.35R_G + 1.6R_Q = 107{,}78$ KN.m/ml.

Le ferraillage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert on suppose que le corbeau travaille en flexion simple.

➢ **Résultats :**

-Ferraillage principal : **As = 7.7 cm²** ; Soit : **6HA14/ml**, avec **St = 20 cm**.
-Armatures de construction : **A's = As/3 = 2,57** ; Soit : **6HA10/ml**, avec **St = 20 cm**.
-Ferraillage horizontal : **Ast = As/4 = 1,925** ; Soit : **3HA10/ml**, avec **St = 20 cm**.

VIII.3.4.5 Mur en retour

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot. Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés.

Il est sollicité par les charges suivantes :

- Les poussées des terres.
- Les poussées des surcharges de remblais, Psr = 3.33 kN/m².
- Les compliments de charge CCP.

➢ **Poids propre du mur :**

Les sollicitations appliquées sur le mur en retour selon la combinaison : G +1.2 Q sont illustrés dans les figures suivantes :
Le calcul du ferraillage se fait avec le logiciel ROBOT-Expert, les résultats sont les suivants

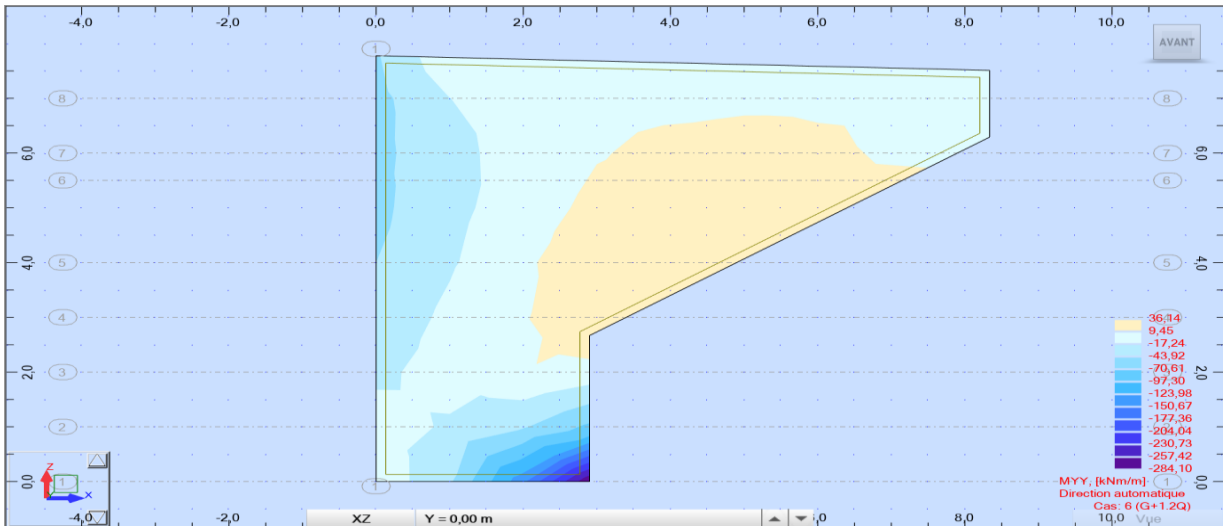


Figure VIII.10 Le moment fléchissant selon YY.

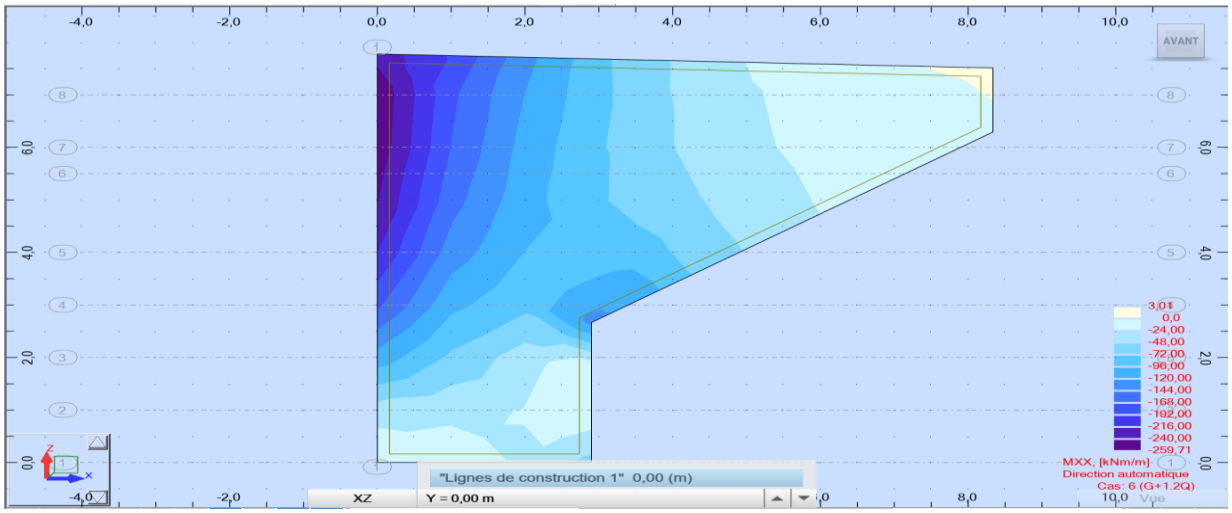


Figure VIII.11 Le moment fléchissant selon XX.

- **Combinaison d'action :**
  - **Efforts verticaux :**

à l'ELS : M = MGV +1,2 MQV = 204,04 KN.m

  - **Efforts horizontaux :**

à l'ELS : M = MGV+1,2 MQV = 192 KN .m

Le calcul du ferraillage se fait avec le logiciel ROBOT-Expert, les résultats sont les suivants :

-Section d'acier principal (sens vertical) **: As = 19,7 cm²** ; Soit : **7HA20/ml** / coté remblai, avec un espacement de 15 cm.

-Section d'acier principal (sens horizontal) : **As = 18,5 cm²** ; Soit : **7HA25**/ml / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

-Armature de constructions (sens vertical) :**AS'= AS/3 = 6,57 cm²** ; donc : on opte pour

7HA14 / coté tablier avec un espacement de 15 cm.

-Armature de constructions (sens horizontal) : **AS'= AS/3 =6,17 cm²** ; donc : on opte pour

7HA14 / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

VIII.4 Etude des fondations :

VIII.4.1 Etude de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\alpha \geq 45°$$
$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \qquad (8.37)$$

Avec :

h =H-d′, d′= 10 cm ;

L : entraxe entre les pieux

b : épaisseur de mur frontal

Tableau VIII.32 Vérification de la méthode des bielles.

	Pile	**Culée**
L (m)	3,6	3,6
b (m)	1,5	1,5
H (m)	2	2
d'(m)	0.1	0.1
h (m)	1.90	1.90
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ **(m)**	1,425	1,425
$\alpha = \tan^{-1}(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}})$ **(°)**	53,16	53,16
Condition	**Vérifiée**	**Vérifiée**

D'après le document « SETRA» la section d'armature transversale inférieur est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_{s=} \frac{Nmax}{\sigma a} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h} \qquad (8.38)$$

Avec : $\sigma a = \frac{2}{3} fe$; $\sigma a_ELS =$ 333,33 MPa ; $\sigma a = 500\ MPa$

Tableau VIII.33 Résultats et section d'acier de la semelle.

	Pile			**Culée**		
Etat	N_{max} (MN)	$\overline{\sigma_a}$(MPA)	As (cm²)	N_{max} (MN)	$\overline{\sigma_a}$(MPA)	As (cm²)
ELS	2,54	333,33	57,13	2,97	333.33	66,83

VIII.4.1.1 Ferraillage de la semelle sous pile :

- **Armatures transversales inferieures :**

As = 57,13 cm^2 on prend : **12HA25** (As = 58,90 cm^2).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :

L = H + Φpieu = 1,5 + 1,2 = 2,7m.

Avec : $\boldsymbol{St} = \frac{\Phi+H}{n-1} = \frac{1,2+1,5}{12-1}$ = 0,24m, on opte pour un espacement de 25 cm.

- **Armatures transversales supérieures :**

As_1 = As/3 = 57,13/3 = 19,04 cm^2/ml, soit **8HA20** avec un espacement de 25cm.

- **Armatures longitudinales inférieure :**

As_2 = As/2 = 57,13/2 = 28,56 cm^2/ml, soit **8HA25** avec un espacement de 25cm.

- **Armatures longitudinales supérieures :**

As_3 = As/4 = 57,13/4 = 14,26 cm^2/ml, soit **8HA20** avec un espacement de 25cm.

- **Armatures latérales :**

As_4 = As/10 = 57,13/10 = 5,71 cm^2/ml, soit **4HA14** avec un espacement de 25cm.

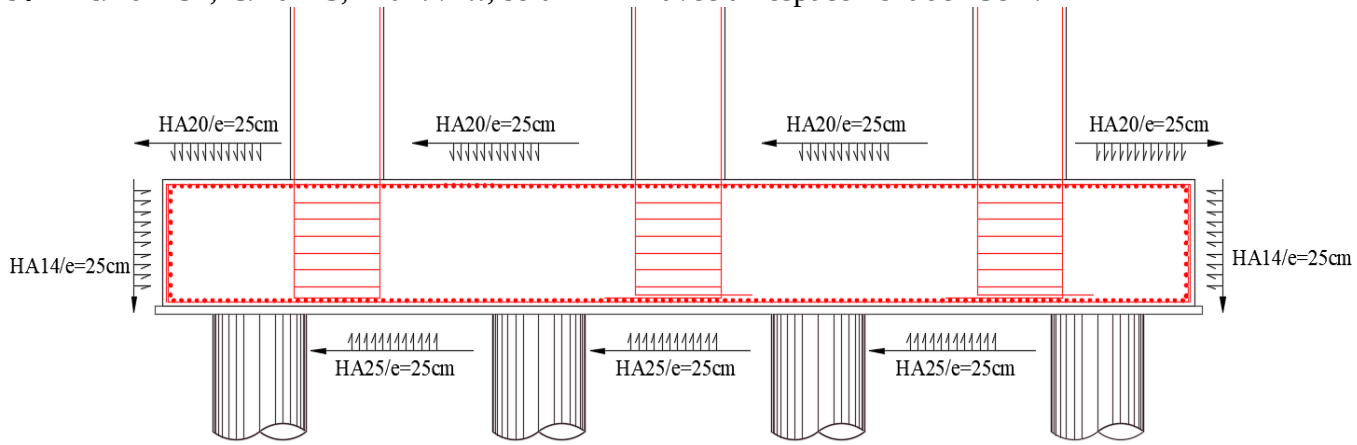


Figure VIII.12 Ferraillage de la semelle sous la pile (Coupe transversale).

VIII.4.1.2 Ferraillage de la semelle sous culée :

- **Armatures transversales inferieures :**

As = 66,83 on prend : **14HA25** (As = 68.7 cm^2).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :

L = H + Φpieu = 1,5 + 1,2 = 2,7m.

Avec : $\boldsymbol{St} = \frac{\Phi+H}{n-1} = \frac{1,2+1,5}{14-1}$ = 0,20m, on opte pour un espacement de 20 cm.

- **Armatures transversales supérieures :**

As_1 = As/3 = 66,83/3 = 22,27 cm^2/ml, soit **8HA20** avec un espacement de 20cm.

➢ **Armatures longitudinales inférieure :**

As_2 = As/2 = 66,83/2 = 33,42 cm^2/ml, soit **7HA25** avec un espacement de 20cm.

➢ **Armatures longitudinales supérieures :**

As_3 = As/4 = 66,83/4 = 16,71 cm^2/ml, soit **7HA20** avec un espacement de 20cm.

➢ **Armatures latérales :**

As_4 = As/10 = 66,83 /10 = 6,68 cm^2/ml, soit **5HA14** avec un espacement de 20cm.

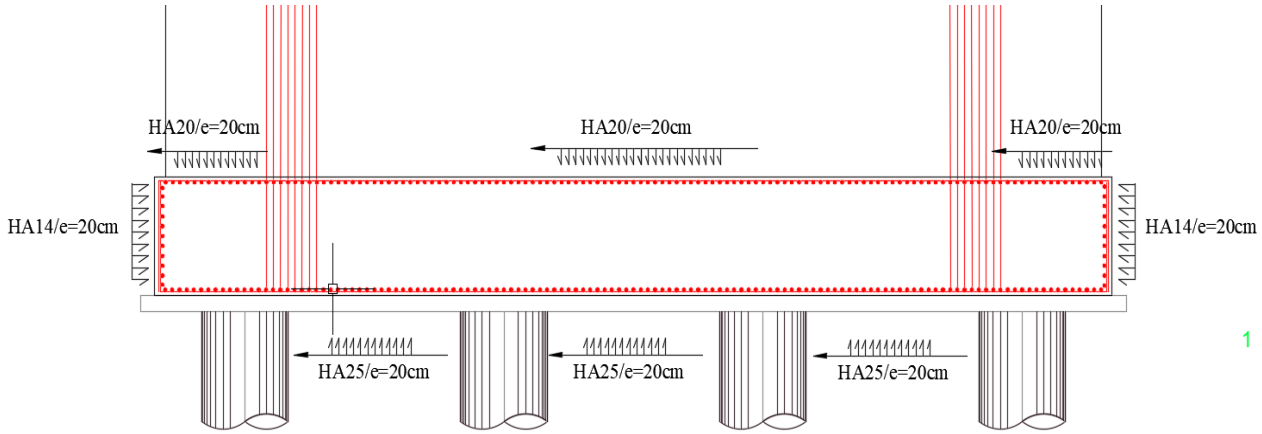


Figure VIII.13 Ferraillage de la semelle sous la culée (Coupe transversale).

VIII.4.2 Etude des pieux

- **Nombre de pieux**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical du au tablier, la pile et la culée :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p} \qquad (8.39)$$

Avec :

N_{max} : effort max à l'E.L.S
Qp : capacité portante d'un pieu à E.L.S

Tableau VIII.34 Calcul du nombre de pieux.

		Pile	Culée
N_{max} (KN)		20373,55	22480,84
Q (KN)		4100	4100
Nombre de pieux		8 pieux	8 pieux
Nombre de pieux	**Sens longitudinal**	4	4
	Sens transversal	2	2

Le nombre total des pieux est donc égal à 8 (2× 4) avec une profondeur de 10.

- **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY). L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n_{Pieux}} + \frac{M \times y_i}{\sum n_{Pieux/file} \times {y_i}^2} \qquad (8.40)$$

Avec :
N : Effort normal vertical correspondant.
N_{pieux} : nombre totale des pieux (n = 8).
M : Moment correspondant.
yi : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau VIII.35 R1 et R2 pour les combinaisons les plus défavorables.

	Pile		**Culée**	
Etat	**R1 (KN)**	**R2 (KN)**	**R1 (KN)**	**R2 (KN)**
ELS	1268,08	2538,97	1161,15	2967,94
ELU	1903,67	3232,92	1760,01	3811,60

- **Ferraillage des pieux :**

Calcul des pieux par la formule de WARNER :
Le moment en fonction de la profondeur est calculé par la formule :

$$M = -\frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{H_{max}}{\lambda} \qquad (8.41)$$

Avec :
$\bar{M}$: Moment en tête du pieu.
H_{max} : Effort tranchant maximal en tête de pieu.
X_φ^H, X_φ^M : Données par les abaques de WARNER en fonction de (λ, L).
L : la profondeur du pieu
λ : Coefficient d'amortissement

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times C_u}{4EI}} \qquad (8.42)$$

C_U : module de réaction du sol.
b : diamètre des pieux.
E : module d'élasticité du béton.
I : moment d'inertie du pieu.

- **Application numérique :**

L	E	C_u	b	I	λ
10m	33 000MPa	30MN/m³	1,2m	0,101m⁴	0,228

On a : $\lambda \times L = 2,280$

D'où, en tire les valeurs de $(X_{\varphi}^{H}, X_{\varphi}^{M})$ pour $\lambda \times L = 2,280$ à partir du tableau WERNER.

Tableau VIII.36 Valeurs de WARNER.

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
X_{φ}^{H}	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
X_{φ}^{M}	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Pour $\lambda \times L = 2,280$	$\chi_{\theta p} = 1,30$	$\chi_{\theta M} = 1,58$

	Pile	Culée
H max ELU (KN)	67,97	576,21
H max ELS (KN)	49,85	427,06
M ELU(KM.m)	244,62	2073,65
M ELS(KN.m)	179,40	1536,90

- **Ferraillage des pieux sous piles :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Armatures longitudinales :
-Sections d'Acier : **As = 113,1cm²**
-Ferraillage : **24 HA25**.
-Espacement : **e = 15cm**.

Cerces transversales :
-Ferraillage : **2** cerces **HA14.**
-Espacement (zone courante) **: e = 30cm**
-Espacement (zone critique) : **e = 15 cm**

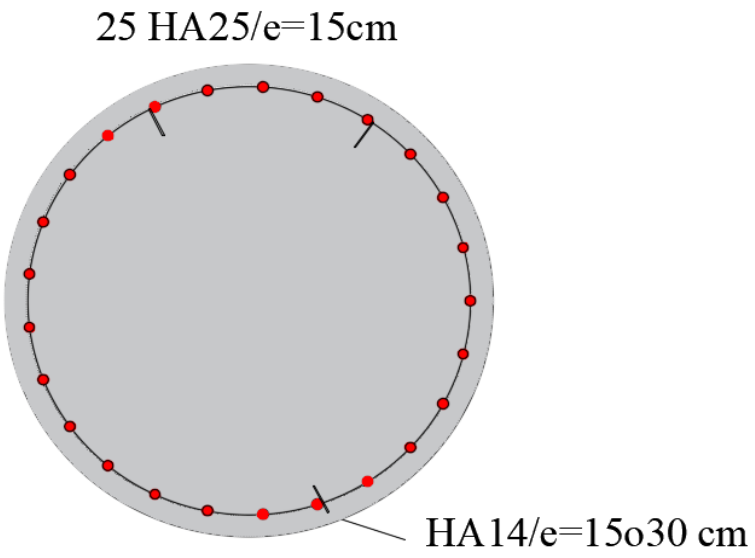


Figure VIII.14 Ferraillage des pieux sous piles.

- Ferraillage des pieux sous culées :

Armatures longitudinales :
-Sections d'Acier : **As = 185,3cm²**
-Ferraillage : **38 HA25.**
-Espacement : **e = 15 cm.**
Cerces transversales :
Ferraillage : **2** cerces **HA14.**
Espacement (zone courante) : **e = 30cm**
Espacement (zone critique) : **e = 15 cm**

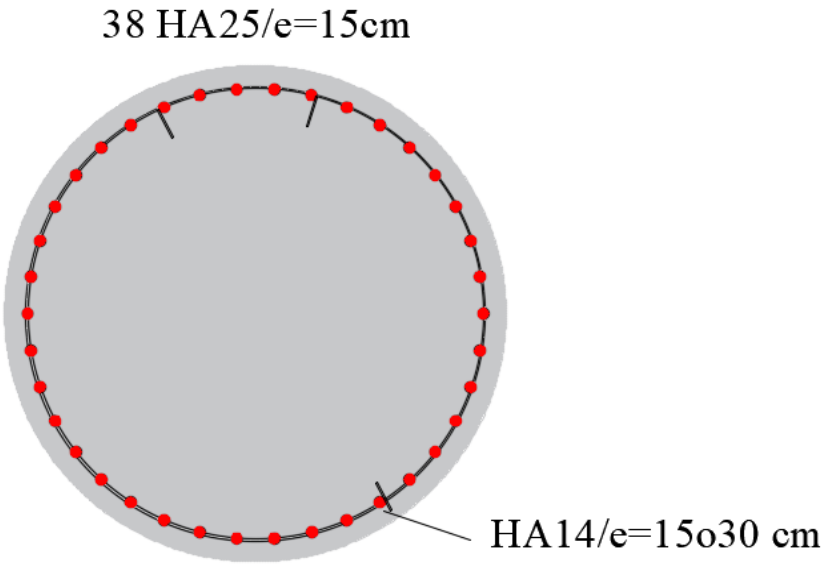


Figure VIII.15 Ferraillage des pieux sous culées.

VIII.5 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure abordée dans ce chapitre traite le dimensionnement, et la détermination du ferraillage de la pile et la culée, cela permet d'avoir un fonctionnement adéquat, d'où l'ouvrage peut être exploité en toute sécurité.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Il est très important d'analyser la structure d'un ouvrage afin de réaliser une conception efficace à moindre coût. Cela se fait en utilisant des méthodes de calcul efficaces, en consultant des guides, des normes et des documents techniques réglementaires algériens, ainsi qu'en utilisant principalement plusieurs logiciels de calcul et de dessin : AUTOCAD, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, ROBOT EXPERT …

Ce projet de fin d'études, qui a eu pour objectif la conception et l'étude d'un viaduc du pk42+660 au PK43+128 Sur La Liaison Autoritaire BATNA_CHELGHOUM LAID. On estime avoir touché à travers les différents chapitres du présent travail, la quasi-totalité des aspects concernant la conception et le dimensionnement d'un pont.

Le calcul des ponts se distingue par la manière dont les différents éléments de la structure interagissent sous l'effet de sollicitations combinées. Les choix de conception pour un pont doivent résulter d'une réflexion approfondie sur le comportement optimal de l'ouvrage. Cette réflexion englobe entre les longueurs des portées et les moments induits, les sections transversales proposées, le nombre d'appuis, le ferraillage associé, les gabarits du site à franchir et la nature de son sol support et son hydrologie…).

Au cœur de tous ces éléments, nous devons adopter une approche de conception qui vise à trouver le meilleur équilibre entre divers facteurs cruciaux tels que l'économie, la sécurité des utilisateurs et l'aspect esthétique de la structure. Ce processus doit également intégrer attentivement les contraintes naturelles et fonctionnelles mentionnées précédemment.

Ce mémoire a été extrêmement bénéfique pour développer nos compétences en calcul, consolider nos connaissances théoriques, stimuler notre esprit de recherche, perfectionner nos compétences en modélisation, améliorer nos capacités de dessin technique, et enrichir notre bibliothèque de connaissances en étudiant deux types de ponts. Il a également donné l'occasion d'appliquer divers règlements, ce qui a appris à vérifier méticuleusement les calculs et à comprendre l'origine de chaque relation ou paramètre utilisé. En somme, cette expérience restera inoubliable pour nous.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ✓ **D**ocument SETRA, (Juin 2003) "ponts en béton précontraint construits par Encorbellements successifs". Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France)

- ✓ **D**ocument SETRA, France, 1996. Ponts routes a poutres préfabriquées précontraintes par adhérence (PRAD)

- ✓ **D**ocument SETRA, (Septembre 2009) "ponts mixtes acier-béton ". Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).

- ✓ Document SETRA, Eurocodes 3 et 4, Application aux ponts-routes mixtes acier-béton, Guide méthodologique, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), 2007.

- ✓ **R**CPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

- ✓ **R**ègles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA (2008). Ministère des travaux publics.

- ✓ **F**ascicule 62 titre 1er, section II - Règles B.P.E.L. 91 révisé 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.

- ✓ **F**ascicule 62 titre 1er, section I - Règles B.A.E.L. 91 révisé 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.

- ✓ **D**ocument SETRA, (Octobre 1977) " Appuis des tabliers PP73 Calculs complémentaires ferraillages types.

- ✓ **G**uide technique SETRA : Appareils d'appui en élastomère fretté et appareils d'appui à pot. Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaire.

- ✓ **C**IPEC, catalogues des joints de chaussée (juin2010), Freyssinet

- ✓ **R**ègles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes RCPR, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, Algérie, 2009.

- ✓ **N**F A 35-016 : Armatures pour béton armé - Barres et couronnes soudables à verrous de nuance FeE500 : Treillis soudés constitués de ces armatures.

- ✓ **Z**OURGUI.N, Cours de Pont, Ecole nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger.

ANNEXES

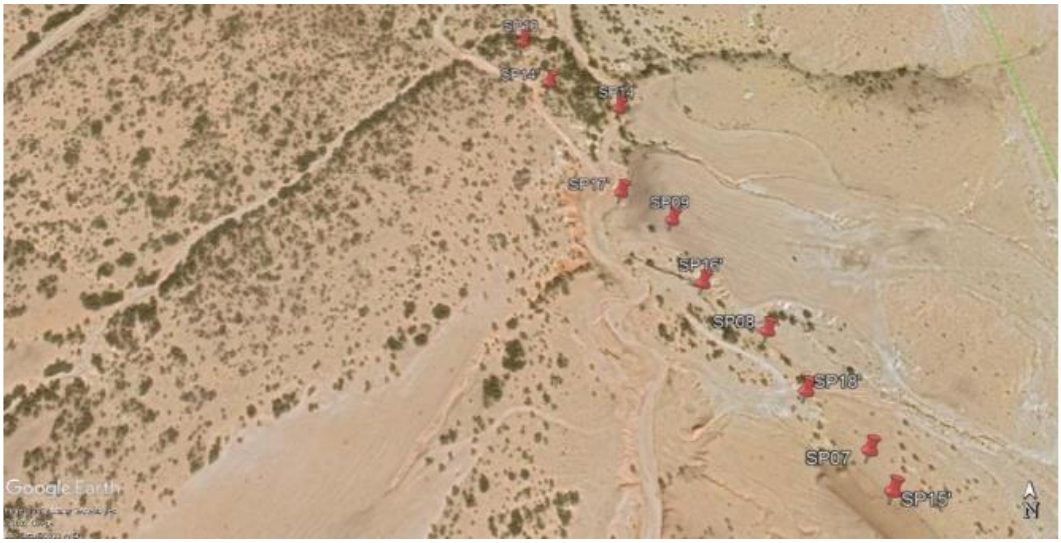


Figure A.1Localisation du sondages réalisés sur Google-Earth

SC N°	Profondeur (m)	Wn %	γh (t/m³)	γd (t/m³)	Sr %	Limitesd'Atterberg				Granulométrie				Classe	Observations
						WL %	WP %	IP	IC	2 mm	80 µm	60 µm	2 µm		
SC07	6.7–7.0	25.39	198	1.58	98.95	40	19	21	0.70	100	100	78	30	Ap	Sol peu plastique peu dense
	9.9–10.3	12.51	2.13	1.89	82.96	47	24	24	1.44	91	74	/	/		Sol peu plastique très consistant très 0dense
	12.1–12.5	14.47	2.14	1.87	91.22	43	23	21	1.36	100	100	78	32		Sol peu plastique très consistant très dense
SC08	4.5–4.8	14.15	1.96	1.71	68.41	33	17	16	1.18	77	54	/	/	Ap	Sol peu plastique très consistant dense
SC09	4.0–4.48	18.9	2.06	1.74	94.86	55	30	25	1.44	100	100	78	/	At	Sot très plastique très consistant dense
	9.8–10.2	27.22	1.95	1.54	99.16	56	31	25	1.15	100	100	/	/		Sol très plastique très consistant peu dense
	13.4–13.8	32.7	1.88	1.42	99.94	44	23	21	0.54	100	100	/	/	Ap	Sol peu plastique peu dense
SC10	2.5–3.0	/	/	/	/	/	/	/	/	59	8	/	/	/	/
SC14	0.0–4.5	/	/	/	/	44	23	20	/	99	90	62	22	Ap	Solpeuplastique

Tableau A.1Résultats des essais physiques et mécaniquesSC07, SC08, SC09, SC10 et SC14

SC N°	Profondeur(m)	Teneur exprimé en		
		Insolubles %	Carbonates %	Sulfates %
SC07	6.7–7.0	16.1	75.86	Traces
	12.1–12.5	27.7	63.79	Traces
SC08	4.5–4.8	35.2	56.41	Traces
SC09	4.0–4.48	29.9	62.07	Traces
SC10	13.4–13.8	19.3	72.41	Traces
SC14	2.5–3.0	36.5	54.15	Traces
	0.0–4.5	56.3	34.71	Traces

Tableau A.2 Résultats des essais chimiquesSC7,SC8,SC09, SC10 etSC14.

SC N°	Profondeur (m)	Compressibilitéà l'oedométre			Cisaillement rectiligne		Classification Dusol
		PC(bar)	Cc	Cg	Cu(bar)	φ	
SC07	6.7–7.0	3.21	0.119	0.020	0.365	12	Moyennement compressible
SC09	4.0–4.48	3.94	0.159	0.053	0.454	5	Moyennement compressible
	9.8–10.2	2.35	0.181	0.046	0.516	1	gonflant
	13.4–13.8	1.78	0.152	0.029	0.573	12	Moyennement compressible

Tableau A.3 Résultats des essais cisaillementSC7 etSC09.



CAISSE 1 DE 0 A 6M(SC7)



CAISSE 2 DE 6 A 10.5M(SC7)



CAISSE 3 DE 10.5 A 15M(SC7)



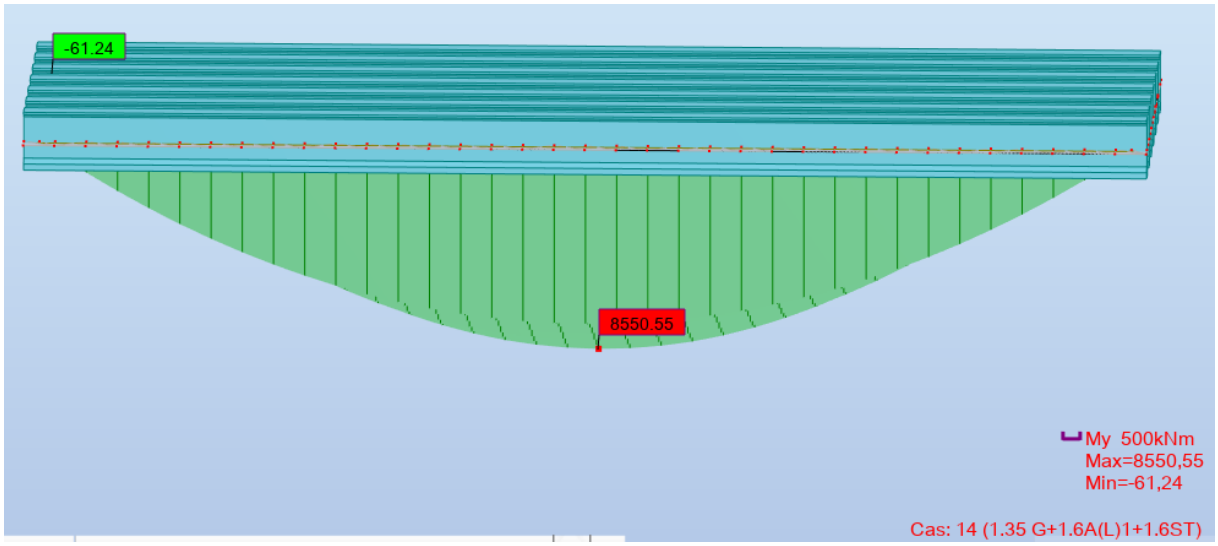
CAISSE 1 DE 0 A 6.5M(SC9)



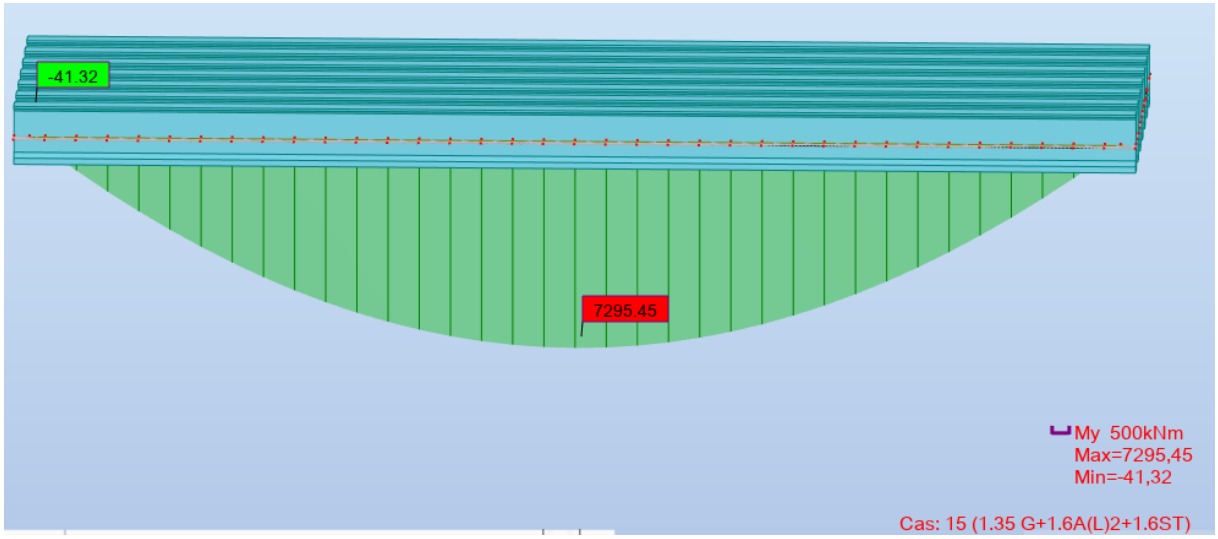
CAISSE 2 DE 6.5 A 10.5M(SC9)



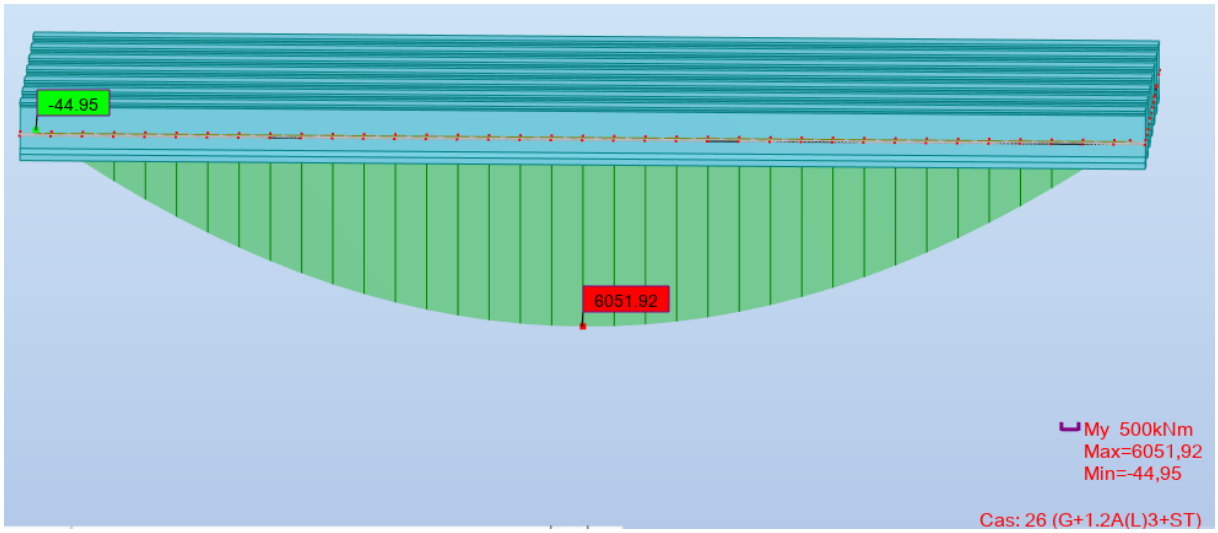
CAISSE 3 DE 10.5 A 15M(SC9)



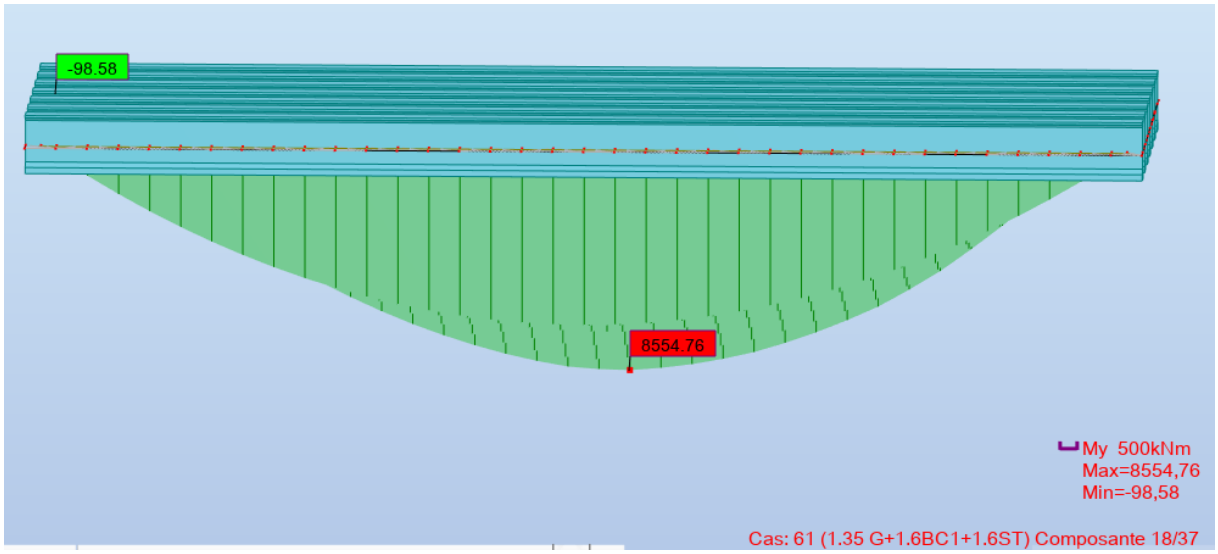
1,35G+1,6AL$_{1+}$1,6ST



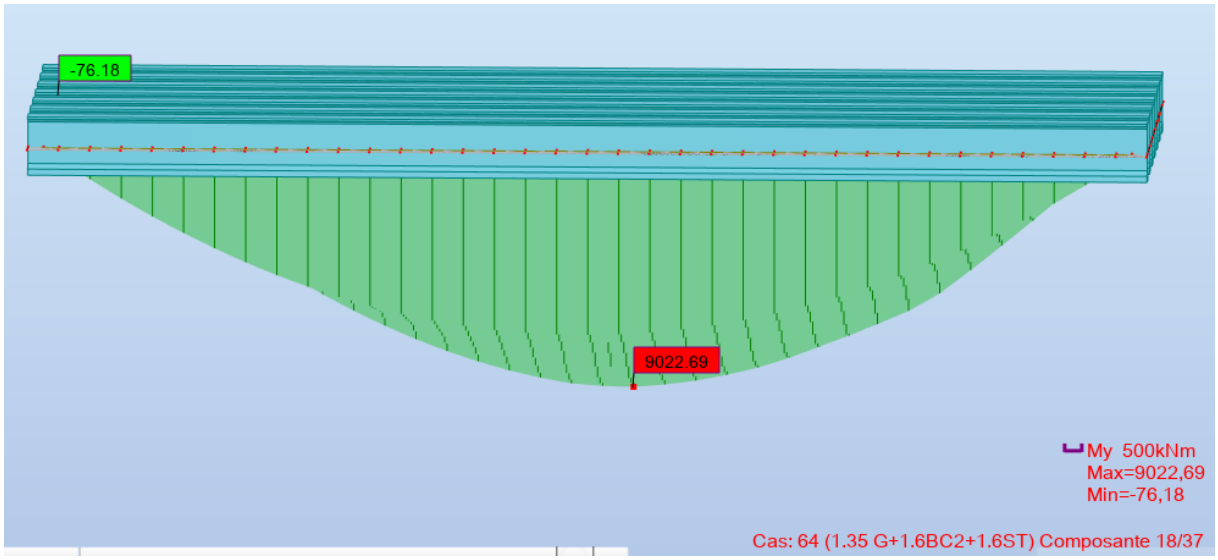
1,35G+1,6AL$_{2+}$1,6ST



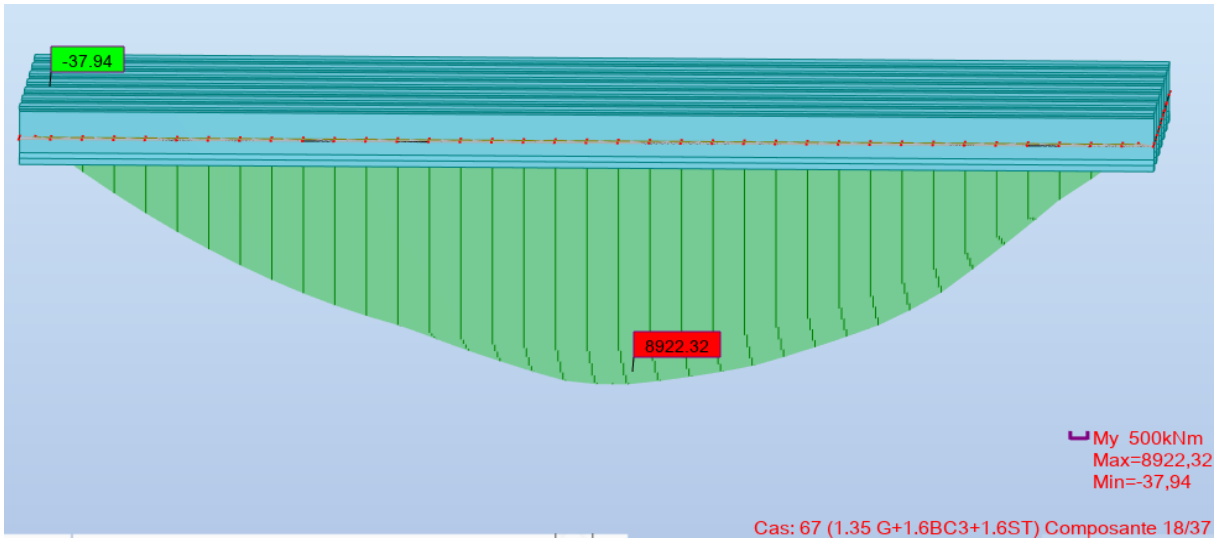
1,35G+1,6AL$_{3+}$1,6ST



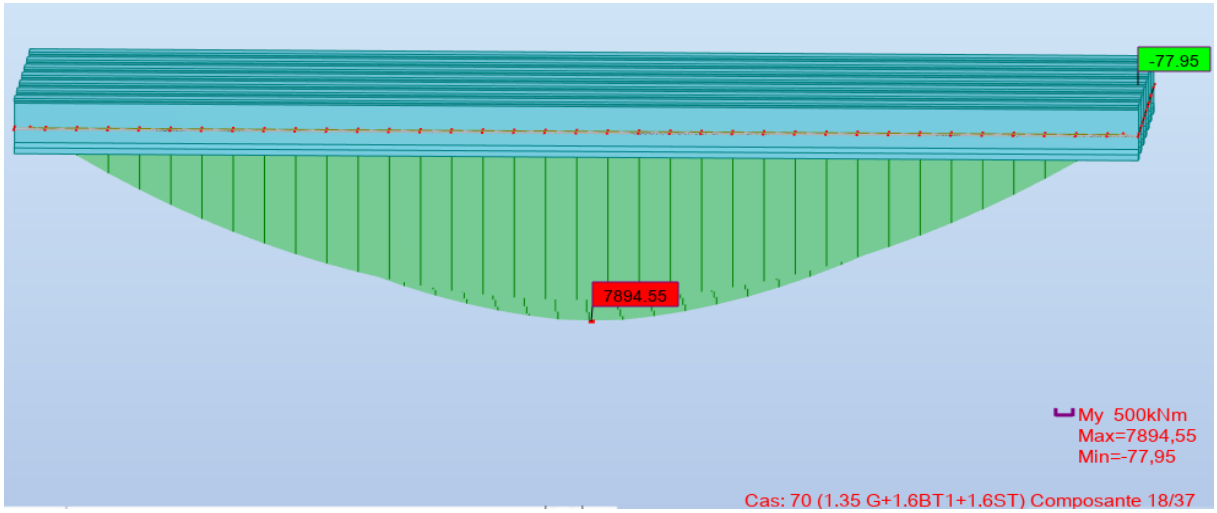
$1{,}35G+1{,}6BC_{1}+1{,}6ST$



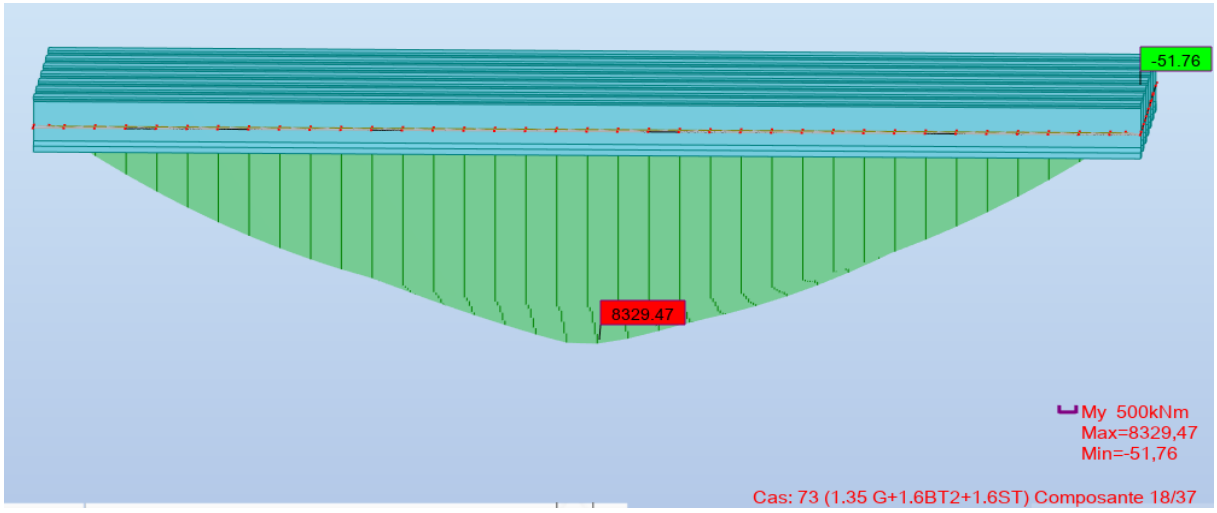
$1{,}35G+1{,}6BC_{2}+1{,}6ST$



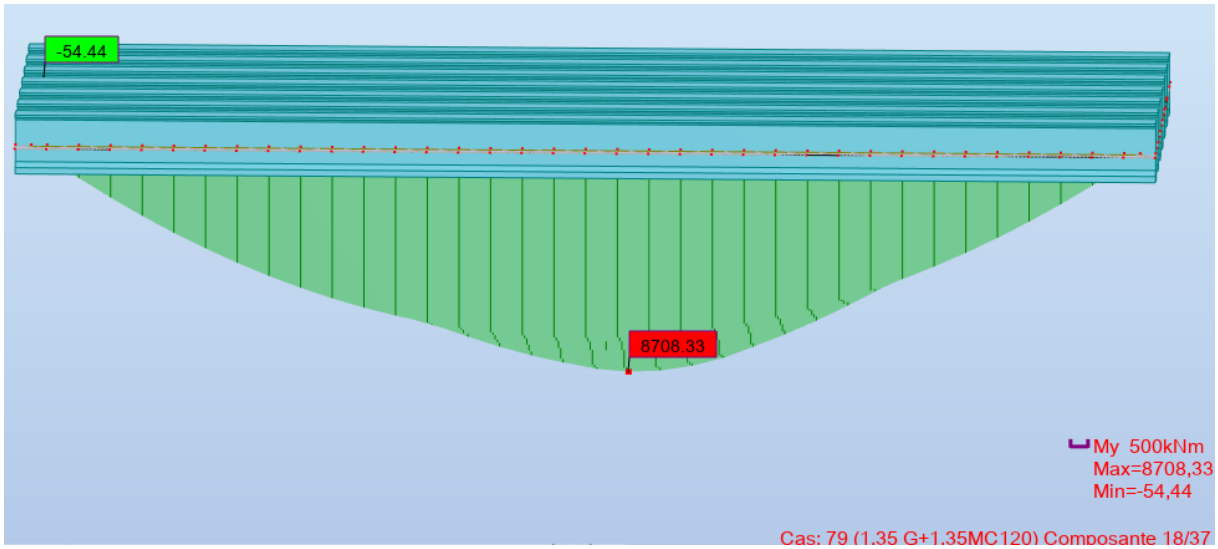
$1,35G+1,6BC_{3+}1,6ST$



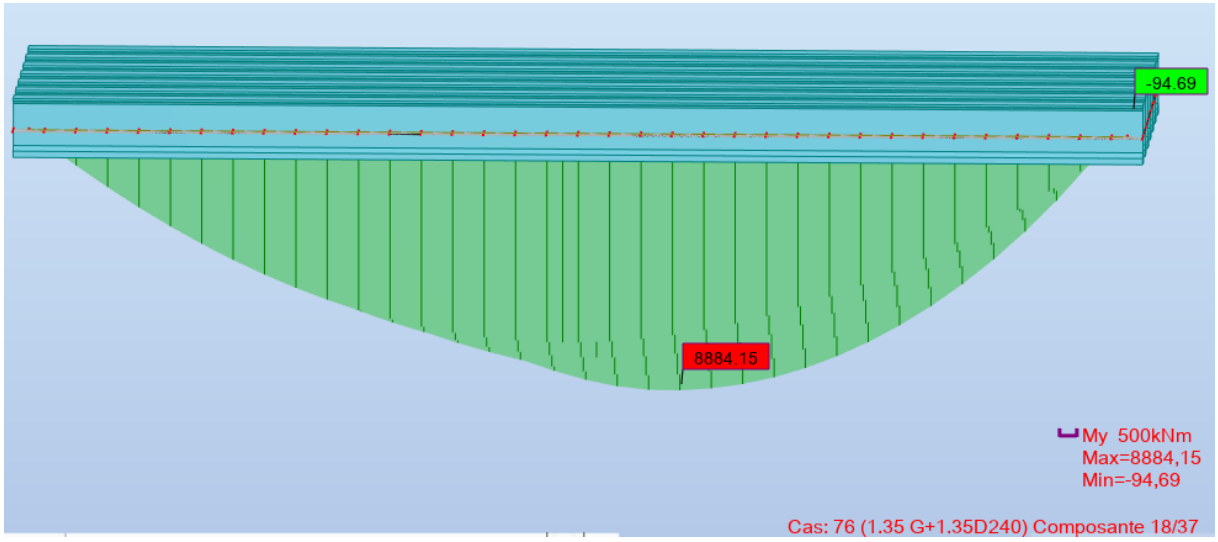
$1,35G+1,6BT_{1+}1,6ST$



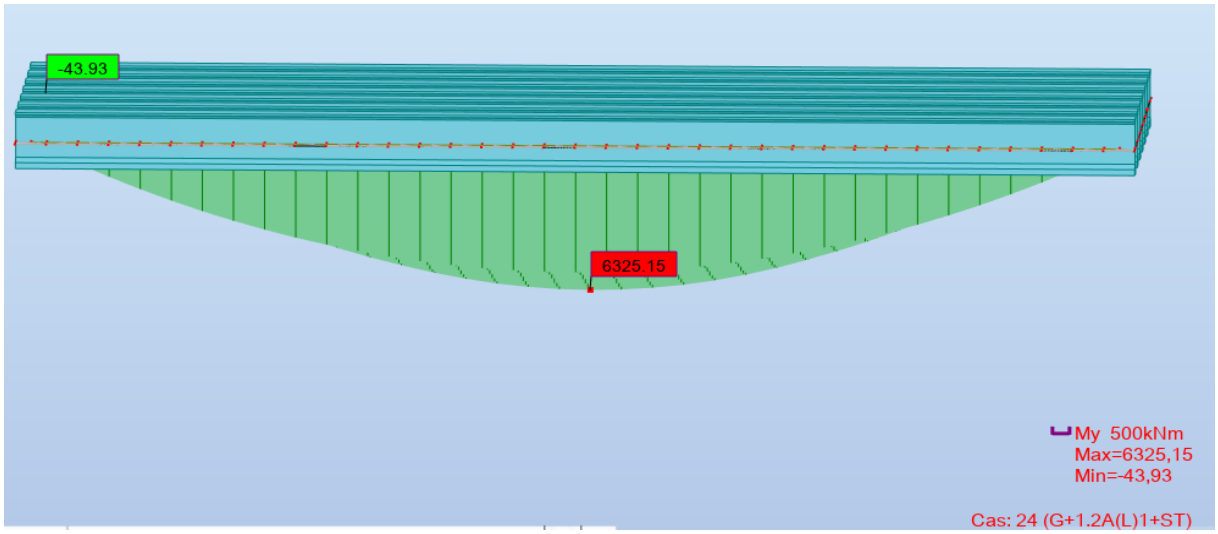
$1,35G+1,6BT_{2+}1,6ST$



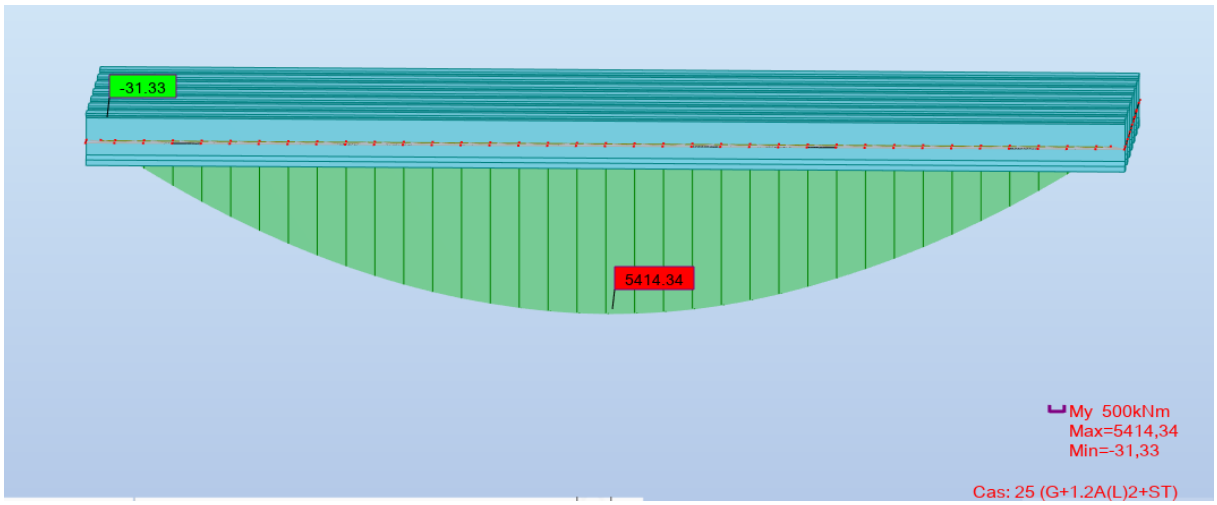
1,35G+1,35MC120



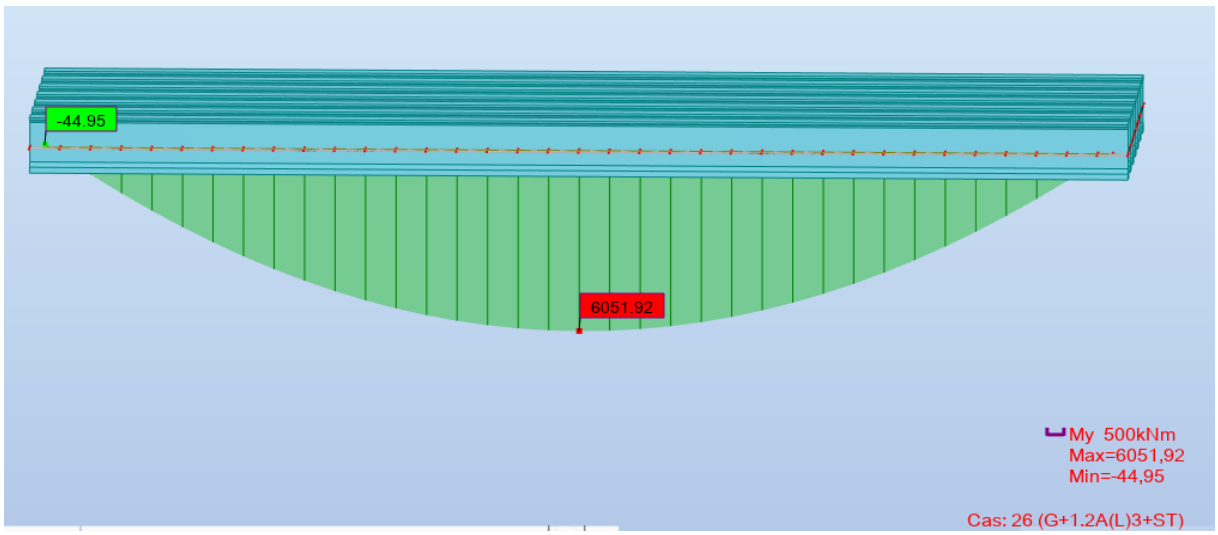
1,35G+1,35D240



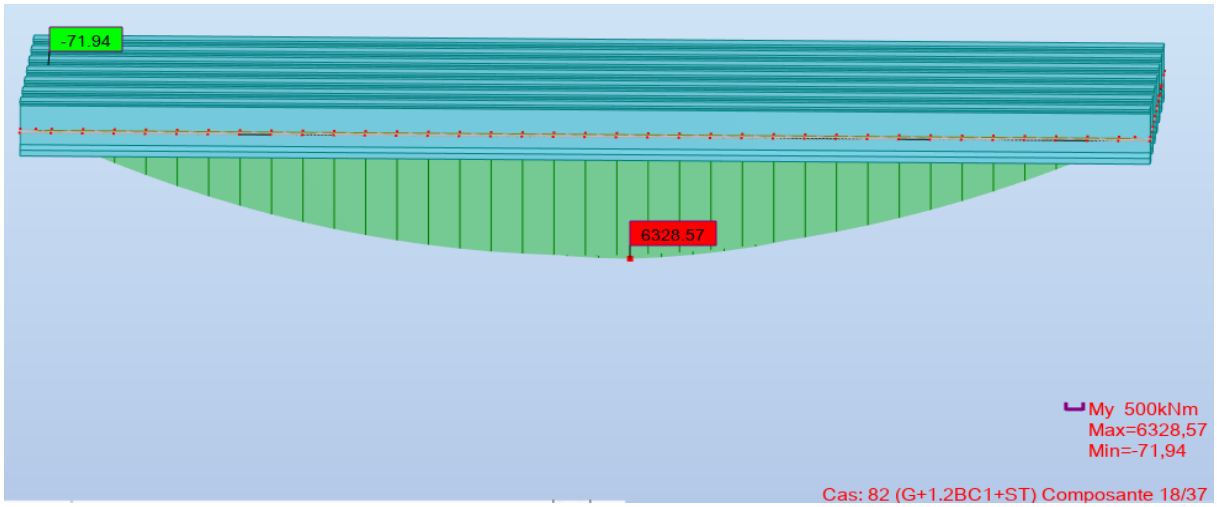
G+1,2AL$_1$+ST



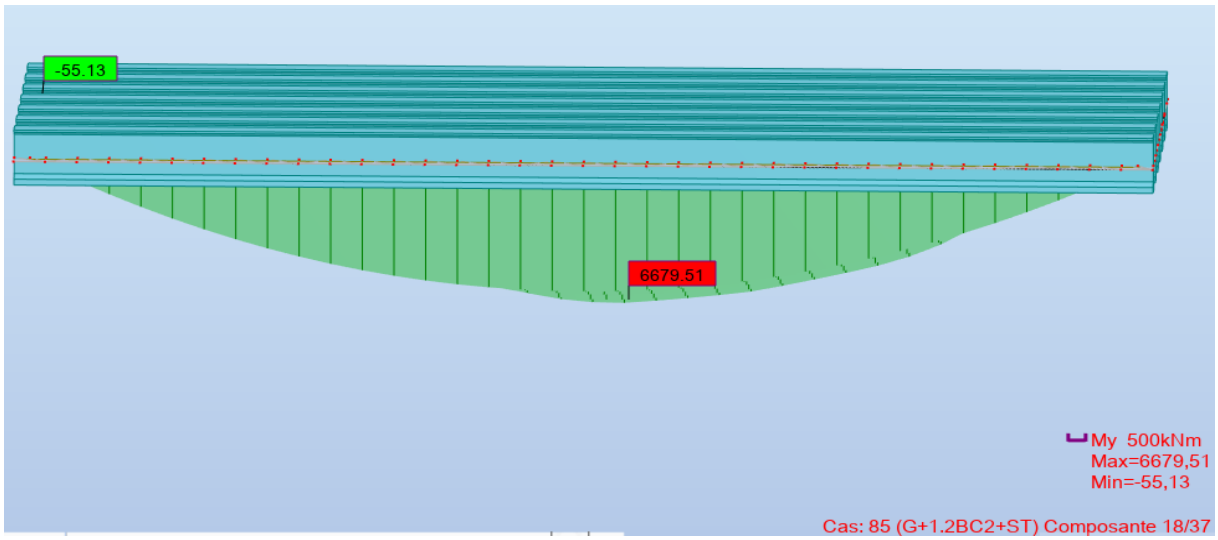
G+1,2AL$_2$+ST



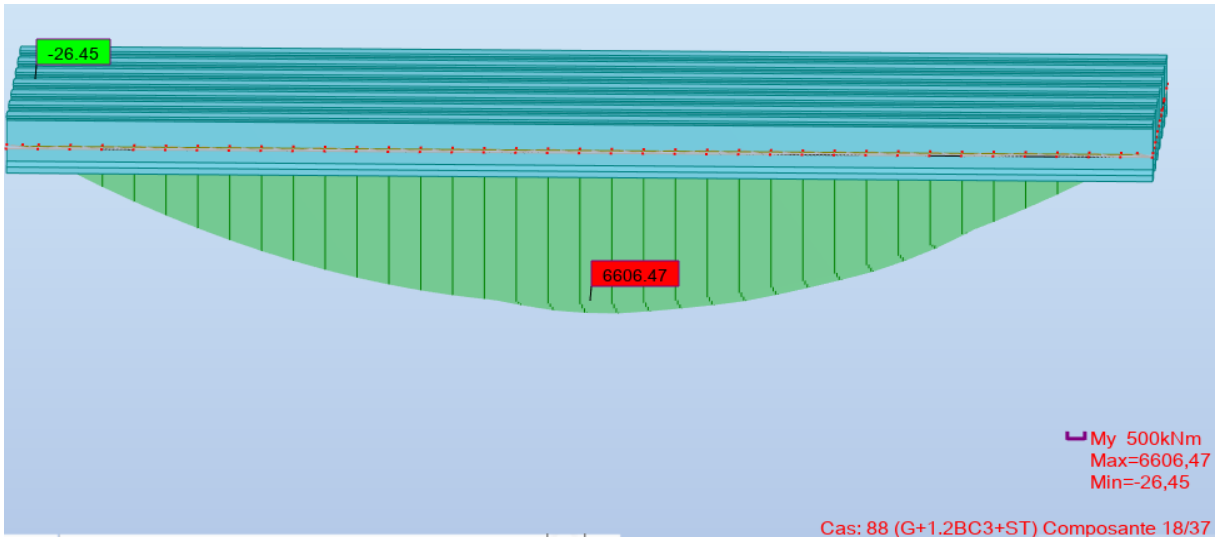
G+1,2AL$_3$+ST



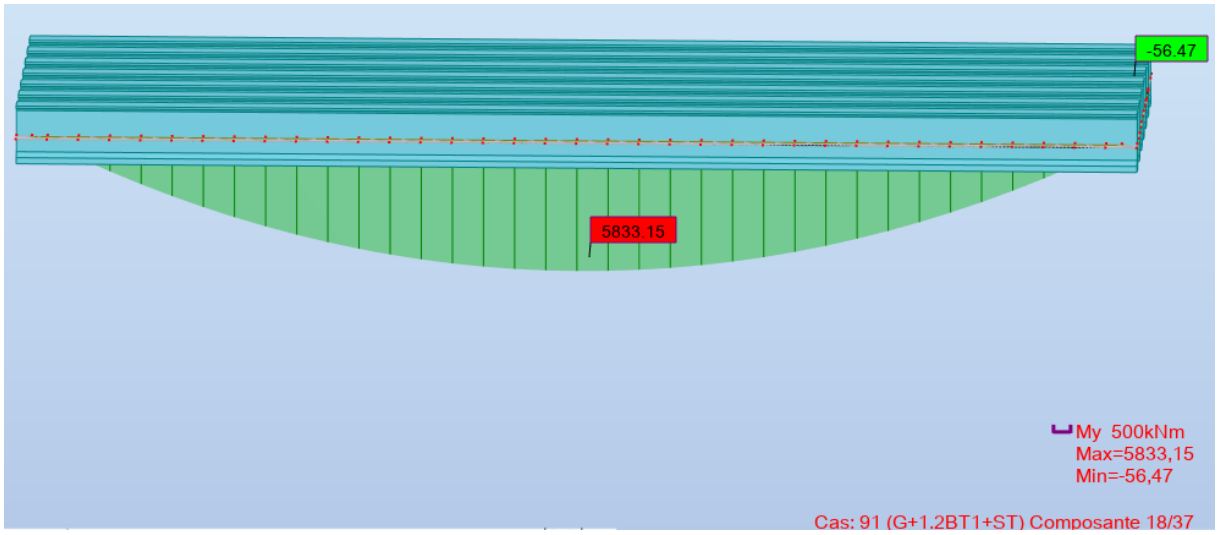
G+1,2BC$_1$+ST



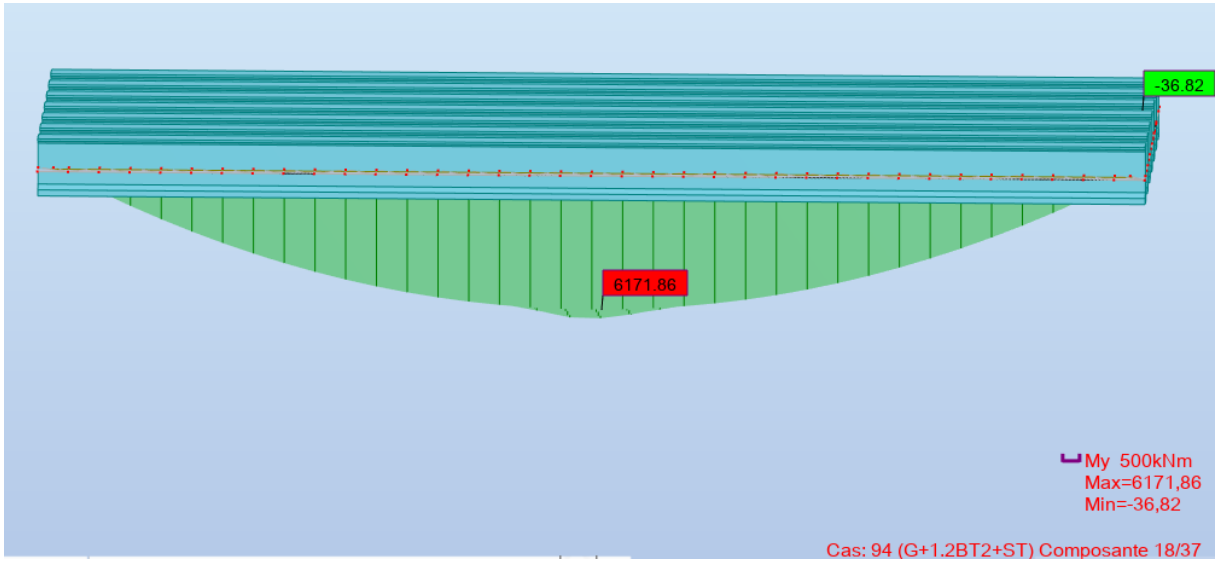
G+1,2BC$_2$+ST



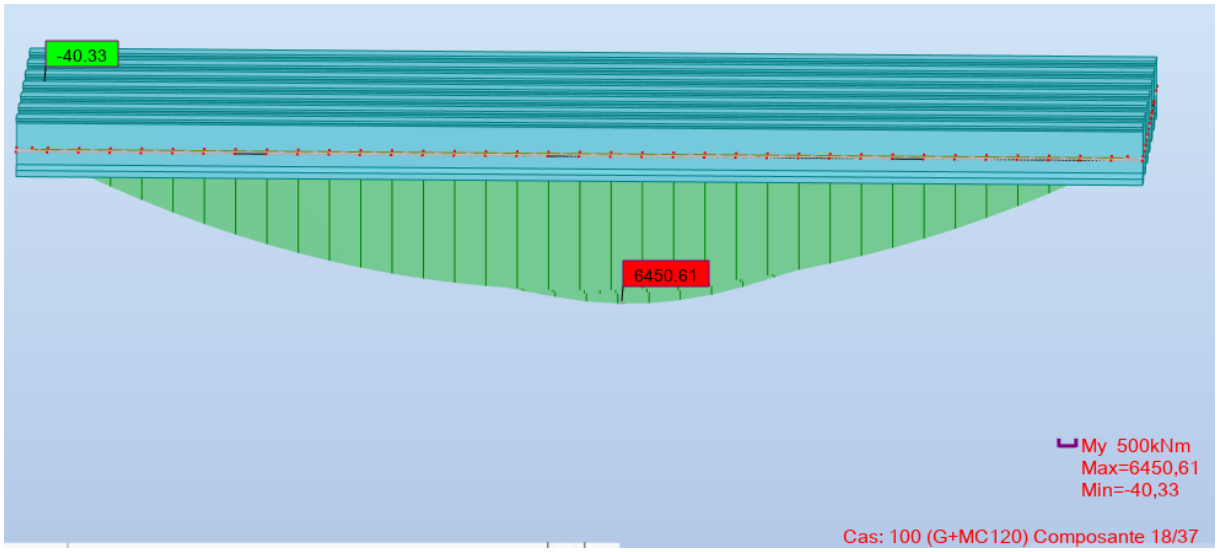
G+1,2BC$_3$+ST



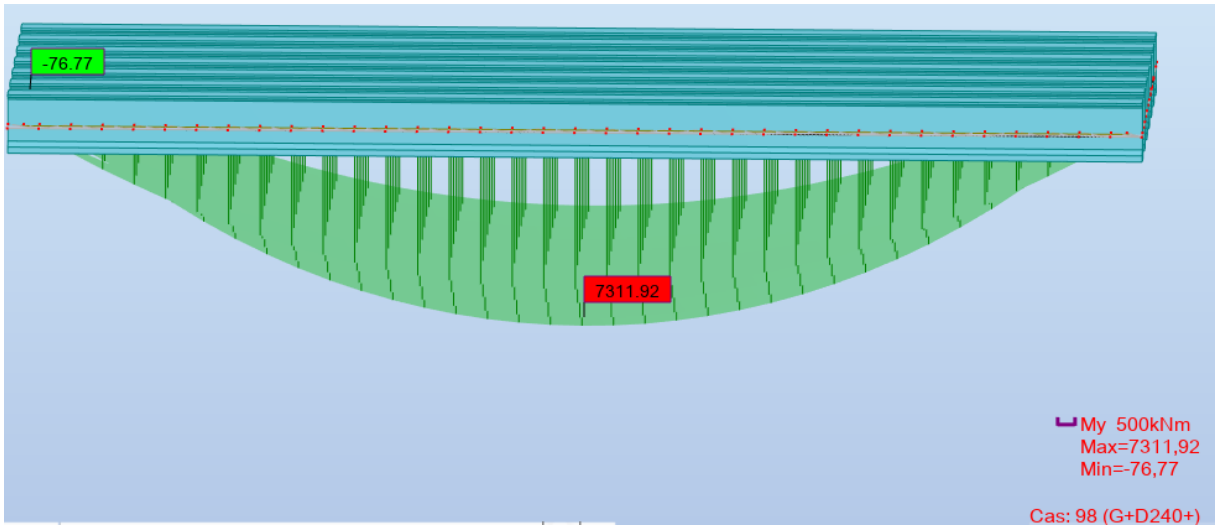
G+1,2BT$_1$+ST



G+1,2BT$_2$+ST



G+MC120



G+D240

FERRAILLAGE DE LA DALLE

Nappe supérieure

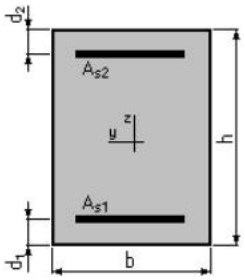
(Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèse:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

* Fissuration non préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 22,0 (cm)

d1 = 3,0 (cm)

d2 = 3,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	47,75	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 6,0 (cm2) Section théorique As2 = 0,0 (cm2)

Section minimum As min = 2,5 (cm2)

théorique ρ = N/A

minimum ρmin = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 47,75 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 1,6 (cm)

Bras de levier: Z = 18,3 (cm)

Déformation du béton: εb = 0,95 (‰)

Déformation de l'acier: εs = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σs = 434,8 (MPa)

FERRAILLAGE DE LA DALLE

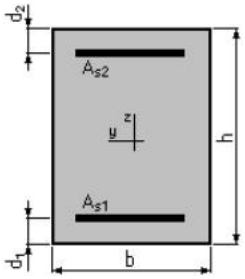
Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

* Fissuration non préjudiciable
* Prise en compte des armatures comprimées
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 22,0 (cm)

d1 = 3,0 (cm)

d2 = 3,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	52,80	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 6,6 (cm2) Section théorique As2 = 0,0 (cm2)

Section minimum As min = 2,5 (cm2)

théorique ρ = 0,35 (%)

minimum ρmin = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 52,80 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 1,8 (cm)

Bras de levier: Z = 18,3 (cm)

Déformation du béton: εb = 1,06 (‰)

Déformation de l'acier: εs = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σs = 434,8 (MPa)

FERAILLAGE DE L'ENTRETOISE

Nappe supérieure(Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

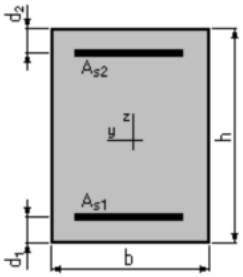
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 30,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d1 = 5,0 (cm)

d2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	-633,41	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	-469,20	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 0,0 (cm2) Section théorique As2 = 10,3 (cm2)

Section minimum As min = 0,0 (cm2)

théorique ρ = 0,24 (%)

minimum ρmin = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = -633,41 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 9,4 (cm)

Bras de levier: Z = 141,2 (cm)

Déformation du béton: εb = 0,70 (‰)

Déformation de l'acier: εs = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σs = 434,8 (MPa)

Cas ELS Mmax = -469,20 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,47

Position de l'axe neutre: y = 33,9 (cm)

Bras de levier: Z = 133,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σb = 6,9 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σs = 340,2 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

σs lim = 500,0 (MPa)

FERAILLAGE DE L'ENTRETOISE

Nappe inferieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

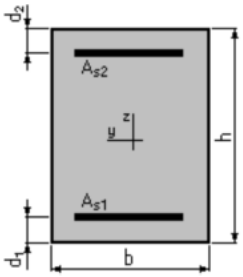
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 30,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d1 = 5,0 (cm)

d2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	263,62	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	195,28	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 4,7 (cm2) Section théorique As2 = 0,0 (cm2)

Section minimum As min = 4,7 (cm2)

théorique ρ = 0,11 (%)

minimum ρmin = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 263,62 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,10 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 4,3 (cm)

Bras de levier: Z = 143,3 (cm)

Déformation du béton: εb = 0,30 (‰)

Déformation de l'acier: εs = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σs = 434,8 (MPa)

Cas ELS Mmax = 195,28 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,63

Position de l'axe neutre: y = 23,8 (cm)

Bras de levier: Z = 137,1 (cm)

Contrainte maxi du béton: σb = 1,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σs = 23,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

σs lim = 500,0 (MPa) CTURE

Ferraillage de la pile

- **Ferraillage du chevêtre :**

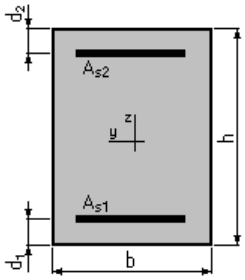
Calcul de Section en Flexion Simple

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

2. Section:



b = 210,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	902,40	-1780,87
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 31,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 63,5 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 30,4 (cm2)

théorique ρ = 0,31 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 902,40(kN*m) M_{min} = -1780,87 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 30,4 (cm)

Bras de levier: Z = 134,9 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 3,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 207,3 (MPa)

comprimée: σ_S' = 45,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{S\ lim}$ = 207,3 (MPa)

- **Ferraillage des fûts :**

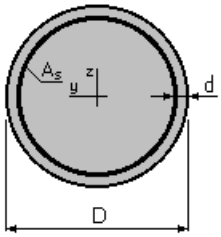
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

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 = 150,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELS	4157,32	3004,10	0,00
2.	ELU	5608,46	2267,61	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 149,3 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 35,3 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 883,6 (cm2)

théorique ρ = 0,84 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS N = 4157,32 (kN) M_y = 3004,10 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 69,5 (cm)

Bras de levier: Z = 113,9 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 13,1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 207,3 (MPa)

comprimée: σ_s' = 176,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 207,3 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU N = 5608,46 (kN) M_y = 2267,61 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,68 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 97,4 (cm)

Bras de levier: Z = 97,8 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 1,62 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S =325,0 (MPa)

comprimée: σ_S' = 434,8 (MPa)

Ferraillage de la culée

➢ **Mur frontal :**

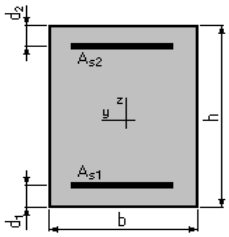
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 166,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	1067,55	-699,80
2.	ELS	644,06	-544,44

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{S2} = 16,1 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 16,1 (cm2)

théorique ρ = 0,10 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 1067,55 (kN) M = -699,80 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,61 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 72,1 (cm)

Bras de levier: Z = 132,2 (cm)

Déformation de l'acier: ε_S = 4,32 (‰)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 644,06 (kN) M = -544,44 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,37

Position de l'axe neutre: y = 60,4 (cm)

Bras de levier: Z = 140,9 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_S' = 21,8 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{S\ lim}$ = 207,3 (MPa)

➢ Mur garde-grêve
Calcul de Section en Flexion Simple

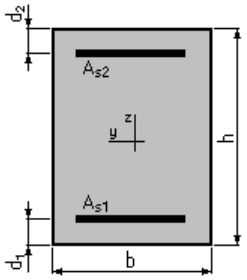
1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 25,0 (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

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 40,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M$_{max}$ (kN*m)	**M$_{min}$** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	161,95	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	121,32	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,6 (cm2)

théorique ρ = 0,55 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M$_{max}$ = 161,95(kN*m) M$_{min}$ = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,66 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 7,4 (cm)

Bras de levier: Z = 32,0 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 2,69 (‰)

Déformation de l'acier: ε_S = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 121,32 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 11,6 (cm)

Bras de levier: Z = 31,1 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 6,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 201,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{S\ lim}$ = 201,6 (MPa)

➢ **Dalle de transition :**

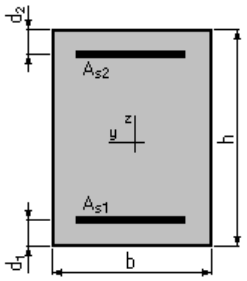
Calcul de Section en Flexion Simple

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

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)	134,73	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	100,26	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 22,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,0 (cm2)

théorique ρ = 0,89 (%)

minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 134,73 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,57 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 7,9 (cm)

Bras de levier: Z = 21,8 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 7,53 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 100,26 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 10,0 (cm)

Bras de levier: Z = 21,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 207,3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{S\ lim}$ = 207,3 (MPa)

➢ **Corbeau :**

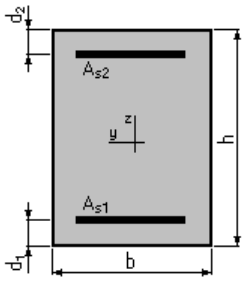
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 27,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 80,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	107,78	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	80,21	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 7,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 7,5 (cm2)

théorique ρ = 0,10 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 107,78 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,24 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 2,7 (cm)

Bras de levier: Z = 73,9 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0,37 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 80,21 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,32

Position de l'axe neutre: y = 11,9 (cm)

Bras de levier: Z = 71,0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 9,4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 500,0 (MPa

- **Mur en retour (ferraillage vertical)**

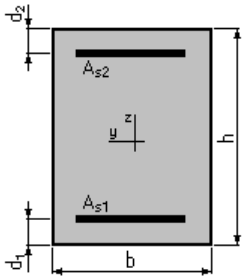
Calcul de Section en Flexion Simple

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

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	204,04	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 19,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,5 (cm2)

théorique ρ = 0,36 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 204,04(kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 15,3 (cm)

Bras de levier: Z = 49,9 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 207,3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{S\ lim}$ = 207,3 (MPa)

- **Mur en retour (ferraillage horizontal)**

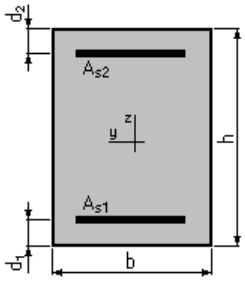
Calcul de Section en Flexion Simple

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 60,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00

Etat **L**imite de **S**ervice	192,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{S1} = 18,5 (cm2) Section théorique A_{S2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 5,5 (cm2)

théorique ρ = 0,34 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 192,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 14,9 (cm)

Bras de levier: Z = 50,0 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_S = 207,3 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{S\ lim}$ = 207,3 (MPa)

- **ETUDE STATIQUE DE LA PILE :**

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2756,25	/	0,00	0,75	0,00	/
Fûts	1935,02	/	0,00	8,80	0,00	/
Chevetre	952,88	/	0,00	16,85	0,00	/
G Tablier	7583,70	/	0,00	17,60	0,00	/
Hf+r	/	123,03	/	17,60	/	2165,37
HT°	/	99,66	/	17,60	/	1753,95
Somme	13227,85	182,83	/	/	0,00	3217,95
(Al)	2240,46	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1599,45	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1143,64	/	0,00	/	0,00	/
D240	2081,14	/	0,00	/	0,00	/
ST	81,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	100,90	/	17,60	/	1775,86
Bc	/	180,00	/	17,60	/	3168,00

Tableau D.2 Combinaison des charges à L'ELS.

						1ère file	2ème file
	N	H	MH	MV	ΔM	R_1	R_2
G	13227,85	182,83	3217,75	0,00	3217,75	1430,03	1876,94
G+1.2Al+0.6T+ST	15997,40	303,91	5348,77	0,00	5348,77	1628,23	2371,12
G+1.2Bc+ST+0.6T	15228,20	398,83	9150,37	0,00	9150,37	1268,08	2538,97
G+Mc120	14371,49	182,83	3217,75	0,00	3217,75	1572,98	2019,89
G+D240	15308,99	182,83	3217,75	0,00	3217,75	1690,17	2137,08

Tableau D.3 Combinaison des charges à L'ELU.

						1ère file	2ème file
	N	H	MH	MV	ΔM	R_1	R_2
1,35G	17857,60	255,78	4501,81	0,00	4501,81	1919,57	2544,83
1.35G+1.6Al+1.6S T	21571,94	417,23	7343,18	0,00	7343,18	2186,55	3206,44
1.35G+1.6Bc+1.6S T	20546,33	543,78	9570,61	0,00	9570,61	1903,67	3232,92
1.36G+1.35Mc120	19401,51	255,78	4501,81	0,00	4501,81	2112,56	2737,81

1.35G+1.35D240	20667,14	255,78	4501,81	0,00	4501,81	2270,77	2896,02

B=	10 m		
R_{min}=	(N/n)-{Myi /Syi^2}		
R_{max}=	(N/n)+{Myi /Syi^2}		
n=	8		
y1=	1,8	Nbre de pieux par file1=	4
y2=	-1,8	Nbre de pieux par file2=	4

1. Calcul des fûts :

Tableau D.4 Combinaison des charges à L'ELS.

	N	H	MH	MV	ΔM
G	10471,60	182,83	3585,29	0,00	3585,29
G+1.2Al+ST	13241,15	303,91	5534,70	0,00	5534,70
G+1.2Bc+ST	12471,95	398,83	9012,30	0,00	9012,30
G+Mc120	11615,24	182,83	3585,29	0,00	3585,29
G+D240	12552,74	182,83	3585,29	0,00	3585,29

Tableau D.5 Combinaison des charges a L'ELU.

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	14136,66	255,78	2166,03	0,00	2166,03
1.35G+1.6Al+1.6ST	17851,00	417,23	4765,24	0,00	4765,24
1.35G+1.26B+1.6ST	16825,39	543,78	6802,83	0,00	6802,83
1.36G+1.35Mc120	16946,21	255,78	2166,03	0,00	2166,03
1.35G+1.35D240	14246,01	255,78	2166,03	0,00	2166,03

- **EVALUATION SISMIQUE DE LA PILE :**
  Base de la pile :

Tableau D.6 Évaluations des actions Sismiques.

Dés	N (MN)	V_L (MN)	V_T(MN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FHL/o}$	$M_{FHT/o}$
Pile	0,00	1,56	0,84	0,00	7,30	0,00	11,4	6,13
Séis Tablier	1,08	2,08	2,43	0,00	14,60	0,00	30,36	35,44

➢ Combinaisons des directions :

$$E1 = E_L + 0{,}3\,(E_T + E_V)$$
$$E2 = E_T + 0{,}3\,(E_L + E_V)$$
$$E3 = E_V + 0{,}3\,(E_L + E_T)$$

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
V_L (MN)	2,60	0,00	0,00	2,60	0,78	0,78
V_T(MN)	0,00	2,57	0,00	0.77	2,57	0,77
M_L	32,42	0,00	0,00	32,42	9,73	9,73
M_T	0,00	35,97	0,00	10,79	35,97	10,79
N (MN)	0,00	0,00	1,08	0,32	0,32	1,08

➢ Efforts provenant du Tablier :

	Rmax	Rmin
N (MN)	7,58	7,58
V(MN)	0,16	0,16
ML(MN)	2,38	2,38

➢ Efforts provenant de la pile :

Désig	N (MN)
Fûts	1,94
Chevetre	0,95
PPp	2,89

➢ Combinaisons d'action au pied de la pile :

1 : $E1 + R_{max} + PP_P$

2 : $E2 + R_{max} + PP_P$

3 : $E3 + R_{max} + PP_P$

4 : $-E1 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

5 : $-E2 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

6 : $-E3 + R_{min} + PP_P$ (Le signe - porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	2,76	0,94	0,94	2,44	0,62	0,62
V_T(MN)	0,77	2,57	2,57	0,77	2,57	0,77
M_L	13,17	38,34	38,34	8,41	33,59	8,41
M_T	10,79	35,97	35,97	10,79	35,97	10,79
N (MN)	10,80	10,80	10,80	10,15	10,15	10,79
Effort par Fut = Effort Total / Nombre de Fut						

1. Effort base de fondation :

➢ Évaluations des actions Sismiques :

Dés	N (MN)	V_L (MN)	V_T(MN)	$/_{FV}$/o (x/o)	$/_{FH}$/O/a (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FHL/o}$	$M_{FHT/o}$
Pile	0,00	1,56	0,84	0,00	8,80	0,00	13,7	7,39
Séis Tab	1,08	2,08	2,43	0,00	16,10	0,00	33,48	39,08

➢ Combinaisons d'action au pied de la pile :

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
V_L (MN)	2,66	0,00	0,00	2,66	0,80	0,80
V_T(MN)	0,00	2,63	0,00	0,79	2,63	0,79
M_L	36,18	0,00	0,00	36,18	10,85	10,85
M_T	0,00	39,77	0,00	11,93	39,77	11,93
N (MN)	0,00	0,00	1,09	0,33	0,33	1,09

➢ Actions sur les pieux :

B=	10 m		
R_{min}=	(N/n)-{Myi /Syi^2}		
R_{max}=	(N/n)+{Myi /Syi^2}		
n=	8		
y1=	1,8	Nbre de pieux par file1=	4
y2=	-1,8	Nbre de pieux par file2=	4

- **ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE :**

Evaluation des charges Statiques

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	2756,25	/	0,00	0,75	0,00	/
Mur F	2796,06	/	0,73	4,25	2014,68	/
DDT	217,50	/	-2,61	8,34	-566,61	/
Mur en R	1173,981	/	-3,12	6,21	-3665,87	/
Corbeau	69,60	/	-0,28	8,07	-19,33	/
MGG	279,82	/	0,10	8,14	28,04	/
Poids des Terres Amot	4057,42	/	-1,56	4,85	-6317,41	/
Somme	11350,63	0	/	/	-8499,50	/
Rg	3791,85	/	1,26	/	4780,01	/
R(Al)	333,40	/	1,26	/	420,28	/
Rbc	295,18	/	1,26	/	372,10	/
RMc120	218,20	/	1,26	/	275,07	/
RD240	359,31	/	1,26	/	452,95	/
RST	8,10	/	1,26	/	10,21	/
Hf+r	/	61,52	/	7,00	/	430,61
HT°	/	19,93	/	5,80	/	115,60
Frein Al	/	15,78	/	7,00	/	110,43

Frein Bc	/	36,00	/	5,80	/	208,80

Combinaison : G+0.2Q+0.4T

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
Total max	11709,95	117,45	755,02
Total min	11568,84	97,22	656,64

Evaluation des charges Statiques

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

1 ier cas : cas de séisme « horizontal : 1+ kv»

2 éme cas : cas de séisme « horizontal : 1-kv »

3 éme cas : cas de séisme « vertical »

γ(kN/m³)	18,00
φ°=	30,00
ka=	0,33
kh =	0,20
kV=	0,06
θ1° (1+Kv)	10,68
θ2° (1-Kv)	12,01
θ2° (nor)	0,00
θ2° (hr	11,31
Kad (1+kv)	0,46
Kad (1-kv)	0,48

$$K_V = 0{,}5K_H$$

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm k_v)H^2 k_{ad}$$

$$tg\theta = \frac{k_H}{1 \pm k_V}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi.\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta.\cos\theta}}\right]^2}$$

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	165,38	551,25	0,00	0,75	0,00	413,44
Mur F	167,76	559,21	0,73	4,25	122,50	2376,65
DDT	13,05	43,50	-2,61	8,34	-34,00	362,79
Mur en R	70,44	234,80	-3,12	6,21	-219,95	1459,14
Corbeau	4,18	13,92	-0,28	8,07	-1,16	112,29
MGG	16,79	55,96	0,10	8,14	1,68	455,67
Poids des Terres Amot	243,45	811,48	-1,56	4,85	-379,04	3938,05

	N1 (kN)	V1 (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)
Total	681,04	2270,13	-509,97	9118,03

Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Pad (1+kv)	/	4438,71	/	3,10	/	13760,01
Pad (1-kv)	/	4110,50	/	3,10	/	12742,56

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0,00	6708,84	22878,03
CAS 2	0,00	6380,63	21860,58
CAS 3	618,04	0,00	-509,97

Evaluation des charges Sismique due au tablier :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Seisme Tablier	1080,77	2079,48	0,63	7,00	680,88	14556,36

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
CAS 1	0,00	7023,73	27116,27
CAS 2	0,00	6710,94	26263,52
CAS 3	1277,45	0,00	850,69

Combinaison d'actions :

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

R max - H + 0,3V

R min - H - 0,3V

R max + V - 0,3H

R min - V - 0,3H

	N	V	M
P max - H + 0,3V	12093,19	7141,18	27020,59
P min - H - 0,3V	11185,61	6808,16	27770,85
P max + V - 0,3H	12987,40	2224,57	8039,21
P min - V - 0,3H	10291,39	2110,50	9386,39