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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DE TABLIER D'UN VIADUC V07 DUPK 17+903 AU PK18+384 RELEVANT DE LA PENETRANTE DE TIZI OUZOU

Présenté par :

DIF Hichem

Encadré par :

Mr. Y BABAKHOUYA

Mr. M TAKI

Promotion 2020 /2021

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIEMENTS

Je tiens avant tout à exprimer mes parfaits remerciements et gratitudes à **ALLAH** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer cet intéressant travail.

Nos vifs remerciements vont à notre encadreur **Monsieur Babakhouya Youcef**, et à mon Co-encadreur **Monsieur Taki Mohamed**, de nous avoir encadrés et dirigés tout le long de notre travail

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon ami et guide, l'ingénieur **Monsieur Chami Saïd** pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience le long de cette période.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au **corps professoral et administratif, membres de jury** de l'école pour la richesse et la qualité de leurs formation et examinassions.

A tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, **ma famille et mes amis** pour leur soutien durant la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous et à toutes.

DEDICACES

A ma mère et mon père

A mes frères et ma sœur

A tous mes amis

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم و دراسة الجسر رقم 07 المتواجد بين النقطة الكيلومترية 17+903 و النقطة 18+384 ضمن مشروع الطريق الرابط بين ولاية تيزي وزو و الطريق السيار شرق-غرب على مستوى الجباحية.

بدأنا عملنا هذا ببحث بيبليوغرافي حول تقوية و إصلاح الكمرات الخرسانية المسلحة والخرسانة سابقة الإجهاد باستخدام نسيج من ألياف الكربون . تطرقنا بعد ذلك إلى تصميم ودراسة سطح الجسر، حيث فرضنا 3 اقتراحات، واستنادا لتحليل متعدد المعايير، اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي. ثم قمنا بدراسة شاملة للبنية الفوقية للجسر، هذه الدراسة شملت تقييم الحمولات و الحمولات الزائدة، حساب سابقة الإجهاد، ، وضع قياس التجهيزات و مختلف العناصر المكونة للجسر، و هذا مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر و أوروبا، و بالاعتماد على برامج للحساب.

كلمات مفتاحية : تصميم و دراسة جسر، جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي، سابقة إجهاد لاحق.

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude du viaduc V07 situé entre le PK 17+903 et PK18+384 relevant de la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à Djebahia.

Nous avons commencé notre travail par une recherche bibliographique sur le renforcement et réparation des poutres en béton armé et béton précontrainte par l'application d'un tissu de fibre de carbone. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dons laquelle on a proposé 3 variantes, et en se basant sur une analyse multicritère, on a opté pour une solution d'un tablier continu à hauteur variable, réalisé par la méthode d'encorbellements successifs. Cette étude concerne la superstructure en passant par l'évaluation des charges et des surcharges, le calcul de la précontrainte, et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant à des les règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de calcul.

Mots clés : Conception et étude, Pont en caisson à hauteur variable, construit par encorbellements successifs, béton précontraint, Poste tension.

Abstract

This work is part of the design and study of the road bridge V07 located between PK17+903 and PK18+384 of the penetrating road between Tizi Ouzou and Djebahia.

We started our work with a bibliographic search on the reinforcement and repair of reinforced concrete beams and prestressed concrete by the application of a carbon fiber fabric. We then drew up the general design, in which we proposed 3 variants, and based on a multicriteria analysis, we opted for a solution of a continuous deck with variable height, produced by the method of successive cantilevers. This study concerns the superstructure through the evaluation of loads and overloads, the calculation of the prestressing, and the sizing of the various equipment and structural elements, with reference to the regulations used in Algeria and Europe and to the using calculation software.

Keywords : Design and study, Box bridge with variable height, built by successive cantilevers, prestressed concrete, Tension post.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I RECHERCHE BIBLOIGRAPHIQUE

Figure I.1 Vue en coupe d'un plat 2
Figure I.2. Vue d'un tissu 3
Figure I.3 Principe de ferraillage de la poutre 4
Figure I.4 MAPEWRAP C UNI-AX 4
Figure I.5 MAPEWRAP C BI-AX 5
Figure I.6 : MAPEWRAP C QUADRI-AX 5
Figure I.7 L'application d'un tissu de fibre de carbone 5

CHAPITRE II PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure II.1 Implantation du projet 7
Figure II.2 Situation de la zone 9
Figure II.3 Vue satellites de l'obstacle franchir 9
Figure II.4 Tracé en Plan de V07 10
Figure II.5 Profil en Long de V07 11
Figure II.6 Profil en Travers de V07 11
Figure II.7 Carte de zonage sismique national 12

CHAPITRE III CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMNT

Figure III.1 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint 14
Figure III.2 Morphologie générale d'un pont mixte bipoutre 16
Figure III.3 Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont 17
Figure III.4 Notations des dimensions du voussoir 21

CHAPITRE IV CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

Figure IV.1 Limitation des contraintes des sections en B.P 29
Figure IV.2 Découpage des voussoirs 29
Figure IV.3 La largeur roulable 31
Figure IV.4 Cas de chargement 31
Figure IV.5 Cas de chargement 32
Figure IV.6 Système de chargement Bc 34
Figure IV.7 Système Br 35
Figure IV.8 Système Bt 36
Figure IV.9 Système de chargement Mc120. 37
Figure IV.10 Système de chargement D240 37

CHAPITRE V ETUDE LONGITUDINALE

Figure V.1 Cheminement de la réalisation d'un fléau 40
Figure V.2 Les charges appliquées en phase de construction 42
Figure V.3 Modèle de calcul de fléau 43
Figure V.4 Moment maximum 43
Figure V.5 L'effort tranchant maximum 44
Figure V.6 Phases de réalisation du tablier 45
Figure V.7 Modèle de calcul de tablier 46
Figure V.8 Moment maximum à L'ELS (G+1.2 AL14) 47
Figure V.9 L'effort tranchant maximum à L'ELS (G+1.2AL14) 47
Figure V.10 Moment maximum à L'ELU (1.35G+1.6AL14) 47
Figure V.11 L'effort tranchant maximum à L'ELU (1.35G+1.6AL14) 48

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Figure VI.1 Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages 51
Figure VI.2 Tracé en plan des câbles de fléau 51

Figure VI.3 Tracé en élévation des câbles de fléau 52
Figure VI.4 Positions des câbles C3 53
Figure VI.5 Tracé en élévation et en plan des câbles de fléaux 54
Figure VI.6 Dispositions des câbles de continuité de travée principale au niveau de VC……..56
Figure VI.7 Disposition des câbles de continuité de travée de rive 58
Figure VI.8 Frottements le long de câble lors de la mise en tension 60
Figure VI.9 Diagramme des contraintes à X= 44 m. (FIN VS4) 65
Figure VI.10 Effort de précontrainte 66

CHAPITRE VII ETUDE TRANSVERSALE

Figure VII.1 Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur logiciel 70
Figure VII.2 Vue en 3D du caisson à la clef modélisé sur logiciel 70
Figure VII.3 Ferraillage voussoir sur pile 74
Figure VII.4 Ferraillage voussoir à la clef 74

CHAPITRE VIII EQUIPEMENTS DU TABLIER

Figure VIII.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui 74

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III — CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMNT

Tableau III.1 Récapitulatif du pré-dimensionnement de la variante 1 15
Tableau III.2 Pré-dimensionnement des poutres métalliques 18
Tableau III.3 Pré-dimensionnement des pièces de pont 19
Tableau III.4 Récapitulation de découpage de voussoirs 20
Tableau III.5 Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC. 22
Tableau III.6 Avantages et inconvénients des 3 variantes. 23
Tableau III.7 Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes. 24

CHAPITRE IV — CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCUL

Tableau IV.1 Caractéristiques du béton 26
Tableau IV.2 Caractéristiques des câbles de précontrainte 27
Tableau IV.3 Contrainte admissibles à la compression de béton 28
Tableau IV.4 Contrainte admissibles de traction des armatures passives 28
Tableau IV.5 Estimation du poids dû aux CCP 29
Tableau IV.6 Estimation du poids total des voussoirs 30
Tableau IV.7 Les classes des ponts routes 31
Tableau IV.8 Coefficient a_1 33
Tableau IV.9 Valeur de A(L) pour les 18 cas possibles 33
Tableau IV.10 Les valeurs de bc 35
Tableau IV.11 Les valeurs de Bc 35
Tableau IV.12 Les valeurs de bt 36
Tableau IV.13 Les valeurs de Bt 36
Tableau IV.14 Coefficient de majoration dynamique. 38
Tableau IV.15 L'effort de freinage F(KN) de système A 39

CHAPITRE V — ETUDE LONGITUDINALE

Tableau V.1 Évaluation de poids propre dans la phase 12 41
Tableau V.2 Combinaison d'action en phase 12 42
Tableau V.3 Combinaisons de charge en phase de service 46

CHAPITRE VI — ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Tableau VI.1 Estimation du nombre de câbles de fléau 50
Tableau VI.2 L'allure de tracé en plan des câbles de fléau 53
Tableau VI.3 L'allure de tracé en élévation des câbles de fléau 54
Tableau VI.4 Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale P01-P02 55
Tableau VI.5 L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale 56
Tableau VI.6 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale 57
Tableau VI.7 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive 58
Tableau VI.8 L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive 59
Tableau VI.9 L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive 59
Tableau VI.10 pourcentage (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau 63
Tableau VI.11 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction 64

CHAPITRE VII — ETUDE TRANSVERSALE

Tableau VII.1 Combinaison des charges appliquées 71
Tableau VII.2 Moments extrêmes dans le voussoir sur pile 71
Tableau VII.3 Moments extrêmes dans le voussoir à la clef 71
Tableau VII.4 Ferraillage passif du VSP et VC 73

CHAPITRE VIII — EQUIPMENTS DU TABLIER

Tableau VIII.1 Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 75
Tableau VIII.2 Les dimensions de l'appareil d'appui 77
Tableau VIII.3 Évaluation des raideurs des appuis 78
Tableau VIII.4 Actions statiques et dynamiques sur les appuis 78

LISTE DES NOTATION PRINCIPALES

BA : Béton Armé.
BP: Béton Précontrainte.
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
CCP : Complément des charges permanentes.
DA : Dinar Algérien.
ELS : Etats Limites de Service.
ELU : Etats Limites Ultimes.
$\mathbf{E_p}$: Module d'Elasticité des câbles de Précontrainte.
$\mathbf{E_s}$: Module d'Elasticité de l'acier.
f_{c28} : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.
f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.
f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.
f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.
f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.
HA : Haute Adhérence.
NF : Norme Française.
PK : Point Kilométrique.
PP73 : Piles et Palées 1973.
RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des PontsRoutes.
St : Espacement des armatures Transversales.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
VC : Voussoir à la Clef.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.
VSC : Voussoir coulé Sur Culée.
VSP : Voussoir sur Pile.
σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.
σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.
σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
σ_s : Contrainte limite de l'acier.
σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
ΔT : Variation uniforme de la température
ΔP : Pertes de tension dans les câbles de Précontrainte.
19T15 : 19Torons de 15 mm de diamètre (chaque toron a 7 fils)

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I **RECHERCHE BIBLOIGRAPHIQUE**

I.1 INTRODUCTION 2

I.2 GNERALITES SUR LES RENFORTS COMPOSITES 2

I.2.1 Les différents types de renforts 2

I.2.2 Notion de composite 3

I.3.3 Avantages de ces techniques de renforcement 3

I.3.4 Leurs principales utillisations 3

I.3.5 Un inconvénient majeur (la tennue à la température) 4

I.3 TISSUS DE FIBRE DE CARBONE 4

I.3.1 MAPEWRAP C UNI-AX 4

I.3.2 MAPEWRAP C BI-AX 5

I.3.3 MAPEWRAP C QUADRI-AX 5

I.4 CONCLUSION 6

CHAPITRE II **PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

II.1 INTRODUCTION 7

II.2 PRESONTATION DU PROJET 7

II.2.1 Situation de projet 7

II.2.2 Composantes de la pénétrante 8

II.2.3 Objectif de projet 8

II.2.4 Obstacle à franchir 9

II.3. DONNEES DU PROJET 10

II.3.1 Les donnes fonctionnelles 10

II.3.1.1 Tracé en plan 10

II.3.1.2 Profil en long 10

II.3.1.3 Profil en travers 11

II.3.2 Les données naturelles 12

II.3.2.1 Topographie 12

II.3.2.2 Sismisité du site 12

II.3.2.3 Température 12

II.3.2.4 Vent 13

II.3.2.5 Géotechnique 13

II.4 CONCLUSION 13

CHAPITRE III **CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMNT**

III.1 INTRODUCTION 14

III.2 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES 14

III.2.1 Variante 1 : « Pont à poutres précontraintes type VIPP » 14

III.2.1.1 Conception longitudinale 15

III.2.1.2 Conception transversale 15

III.2.2 Variante 2 « pont mixte bipoutre » 16

III.2.2.1 Conception longitudinale 17

III.2.2.2 Conception transversale 17

III.2.3 Variante 3 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successif et coulé sur place » 20

III.2.3.1 Conception longitudinale 20

III.2.3.2 Conception transversale 21
III.3 ANALYSE DES VARIANTES 23
III.4 CONCLUSION 24

CHAPITRE IV CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1 INTRODUCTION 25
IV.2 NORME ET REGLE DE CALCUL 25
IV.3 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX 25
IV.3.1 Béton 25
IV.3.2 Armatures 26
IV.3.2.1 Armatures passives 26
IIV.3.2.2 Armatures de précontraintes 27
IV.3.3 Contraintes admissibles 27
IV.3.3.1 Béton 27
IV.3.3.2 Armatures 28
IV.4 EVALAUATION DES ACTIONS 29
IV.4.1 Evaluation des actions hors trafic 29
IV.4.1.1 Action permanentes 29
IV.4.1.2 Action thermique 30
IV.4.2 Evaluation des actions dues au trafic 30
IV.4.2.1 Système de charge à considérer 30
IV.4.2.2 Caractéristiques du pont 31
IV.4.2.3 Système de charge A 32
IV.4.2.4 Système de charge B 34
IV.4.2.5 Charge militaire Mc120 36
IV.4.2.6 Charge exceptionnel D240 37
IV.4.2.7 Cofficient de majoration dynamique 37
IV.4.2.1 Effort de freinage 38
IV.5 CONCLUSION 39

CHAPITRE V ETUDE LONGITUDINALE

V.1 INTRODCTION 40
V.2 EVALUATION DES EFFORTS EN PHASE DE CONSTRUCTION 40
VI.2.1 Différente phase de construction d'un fléau 40
V.2.2. Charge à prendre en compte 41
V.2.2.1 Poids propre du fléau 41
V.2.2.2 Charges de chantier 41
V.2.2.3 Charges aléatoires 41
V.2.3. Combinaison d'action 42
V.2.4 Modélisation du fléau 42
V.2.5 Résultats 43
V.3 EVALUATION DES EFFORT EN SERVICE 44
V.3.1 Phase de réalisation du tablier 44
V.3.2 Combinaison d'action 46
V.3.3 Modélisation de tablier 46
V.3.4 Résultats 47
V.4 CONCLUSION 47

CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRINTE

VI.1 INTRODUCTION 49
VI.2 ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU 49
VI.2.1 Détermination du nombre des câbles du fléau 49
VI.2.2 Position et enrobage des câbles 50
VI.2.3 Tracé de câbles en plan 51
VI.2.4 Tracé en élévation 52

VI.3 ETUDE DE LA PRECONTRAINT DE CONTINUITE 55
VI.3.1 Calcul du nombre de câbles de continuité en travée principale 55
VI.3.2 Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive 58
VI.4 EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE 60
VI.4.1 Pertes de tensions instantanées 60
VI.4.1.1 Pertes de tension par frottements 60
VI.4.1.2 Pertes de tension par recul d'encrage 61
VI.4.1.3 Pertes de tension dues à la non-simultanéité de mise en tension 61
VI.4.2 Pertes de tensions différées 62
VI.4.2.1 Perte de tension due au retrait de béton 62
VI.4.2.2 Perte de tension due au fluage 62
VI.4.2.3 Perte de tension due à la relaxation des câbles 63
VI. 5 VERIFICATION DES CONTRAINTES 64
VI.5.1 Phase de construction 64
VI.4.2 Phase de service 65
VI.6 Vérification de précontrainte vis-à-vis l'effort tranchant 66
VI.6.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS 66
VI.6.1.1 Détermination de l'effort tranchant 66
VI.6.1.2 Vérification de la contrainte de cisaillement 67
VI.6.2 Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU 68
VI.7 CONCLUSION 69

CHAPITRE VII **ETUDE TRANSVERSALE**

VII.1 INTRODUCTION 70
VII.2 EVALUATUION DES EFFORTS TRANSVERSAUX 70
VI.2.1 Modélisation 70
VI.2.2 Combinaison de charge 71
VI.2.3 Résultat 71
VII.3 FERRAILLAGE 72
VI.3.1 Exemple de ferraillage de l'ourdis supérieure de VSP 72
VI.3.2 Ferraillage passif du voussoir 73
VII.4 CONCLUSION 74

CHAPITRE VIII **EQUIPEMENTS DU TABLIER**

VIII.1 INTRODUCTION 75
VIII.2 APPAREIL D'APPUI 75
VIII.2.1 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 75
VIII.2.2 Dimensionnement de l'appareil d'appui 76
VIII.2.2.1 Aire d'appareil d'appuis 76
VIII.2.2.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T 76
VIII.2.2.3 Dimensionnement des frettes 76
VIII.2.3 Evaluation des efforts et déplacements horizontaux 77
VIII.2.4 Vérification de dimmensionnement 79
VIII.2.4.1 Résistance à la compression 79
VIII.2.4.2 Sécurité au flambement 79
VIII.3 DES dés D'APPUIS 80
VIII.3.1 Dimensionnement des dés d'appui 80
VIII.3.2 Ferraillage des d'appuis 80
VIII.4 CONCLUSION 81

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le réseau routier est le seul moyen de communication dans la wilaya de Tizi-Ouzou en l'absence de transports aériens et maritimes et dans ce cas il est nécessaire d'améliorer ce réseau et de construire de nouvelles infrastructures routières pour faciliter les déplacements et les échanges commerciaux soit dans la wilaya même soit avec les autres wilayas voisines.

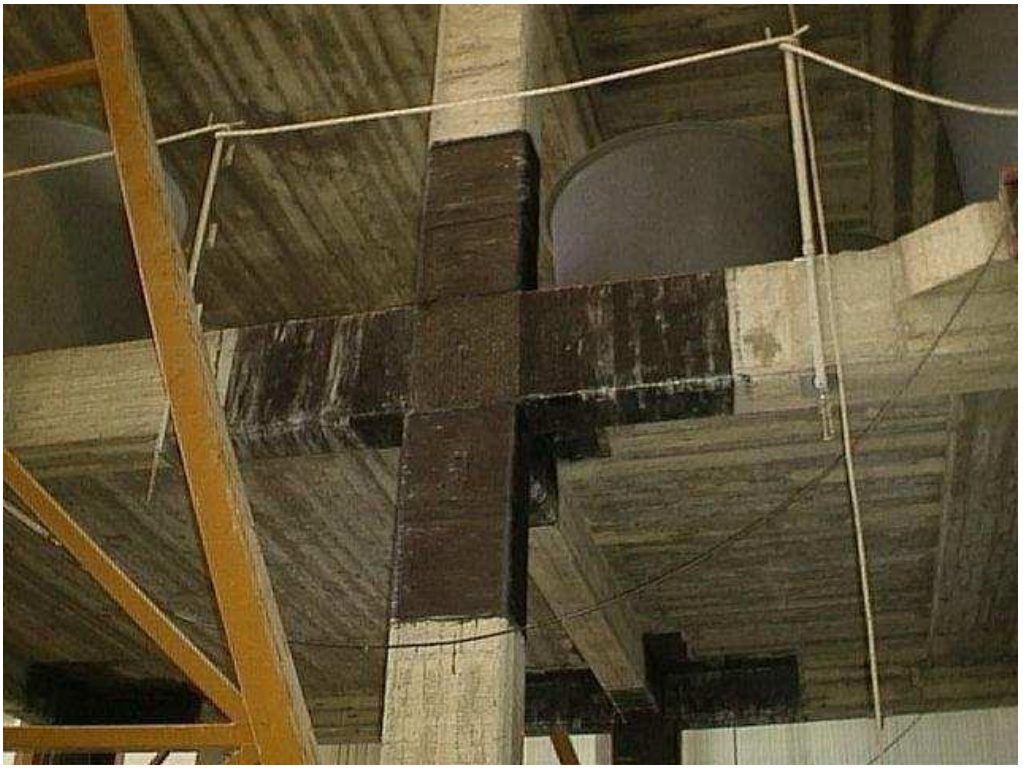
Dans ce cadre la direction des travaux publics de la wilaya réaliser plusieurs infrastructures et ouvrages d'arts de grande importance telle que l'autoroute Nord-Sud dite la « pénétrante » afin de relier la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia wilaya de Bouira.

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, ceci n'est pas possible que si le concepteur fait référence à des normes, des guide, des livres, des recommandations des experts et surtout à son propre expérience.

C'est dans ce cadre que s'intitule mon projet de fin d'étude, Il s'agit en fait, De conception et étude d'un viaduc n°07 qui se situe dans cette liaison autoroutière.

Chapitre I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE



ENSTP 2020/2021

I.1.INTRODUCTION

Dans le domaine de la construction, le béton armé et le béton précontraint sont des matériaux les plus couramment utilisées pour construite des bâtiments, des ponts..., il y a un très grand nombre d'ouvrage qui se trouve dégradé pour multiple raisons tels que les actions routiers, l'évolution de trafic, les modifications de chargement dans les bâtiments ou les actions climatiques.

Pour résoudre ces problèmes, deux possibilités principales s'offrent aux maitres d'ouvrage : la reconstruction ou la réparation. La reconstruction est une solution intéressante mais coûte très cher et ne peut pas être appliquée pour tous les ouvrages (ouvrages historique…). La deuxième solution est donc souvent utilisée pour maintenir les ouvrages dans un bon état de service.

Une des méthodes utilisées pour le renforcement et réparation des poutres en BA et BP c'est **l'application d'un tissu de fibre de carbone.**

I.2.GNERALITES SUR LES RENFORTS COMPOSITES

Sont des techniques récentes (années 80-90), Complément de procédés de réparations classique :

- Chemisage.
- Collage de plats métalliques.
- Béton projeté.
- Précontrainte extérieure.

I.2.1.Les différents types de renforts

On a plusieurs types, par exemple fibres de carbone ou de verre, collage de plats composites ou bien stratification in situ de tissus composites.

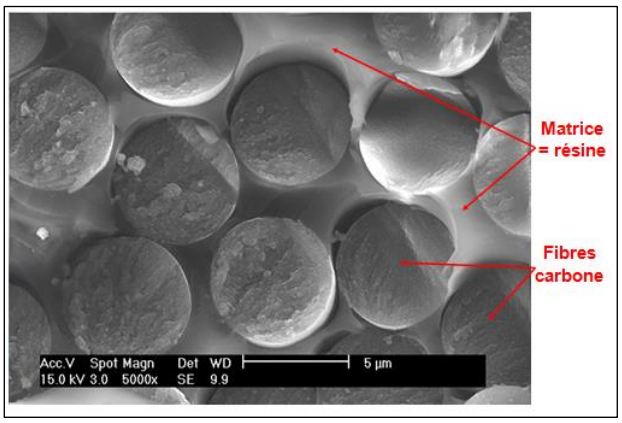


Figure I.1 : Vue en coupe d'un plat

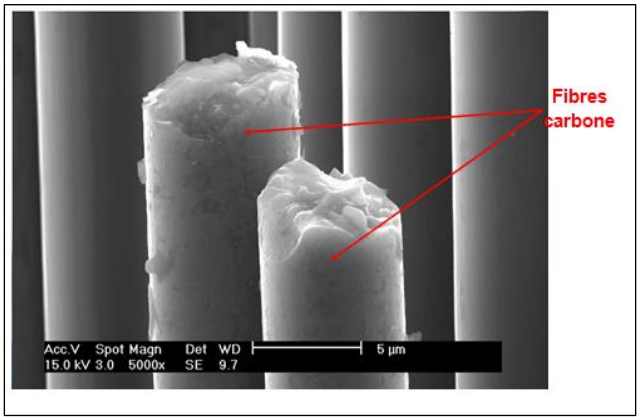


Figure I. 2 : Vue d'un tissu.

I.2.2.Notion de composite

-La matrice est formée par la résine.

-Le renfort composé du tissu ou du plat joue le rôle d'armature.

-Les fibres de carbones sont noyées dans la matrice résine.

I.2.3.Avantages de ces techniques de renforcement

-Pas de nécessite d'étaiement.

-Pas d'interruption de l'exploitation de l'ouvrage.

-Pas de risque de corrosion.

-Résistance aux environnements agressifs.

-N'entraîne pas de masse supplémentaire (200 g/ml).

-Très grande résistance à la traction (Module d'young E très élevé).

I.2.4.Leurs principales utilisations

-Réparer des éléments en béton dégradés (chocs, incendie).

-Réparer des éléments en béton dont le ferraillage est insuffisant ou mal positionné.

-Renfoncer les structures dans lesquelles de nouvelles ouvertures sont créées.

-Augmenter la section résistante d'éléments en béton pour des ouvrages subissant une augmentation des charges d'exploitation.

-Positionnement au niveau des fibres de béton tendues (fonctionnement comme armatures externes).

-Renforcement des poutres vis-à-vis de la flexion et de l'effort tranchant.

-Confinement d'éléments en béton tels que poteaux, piles de ponts, cheminées pour contenir le flambage.

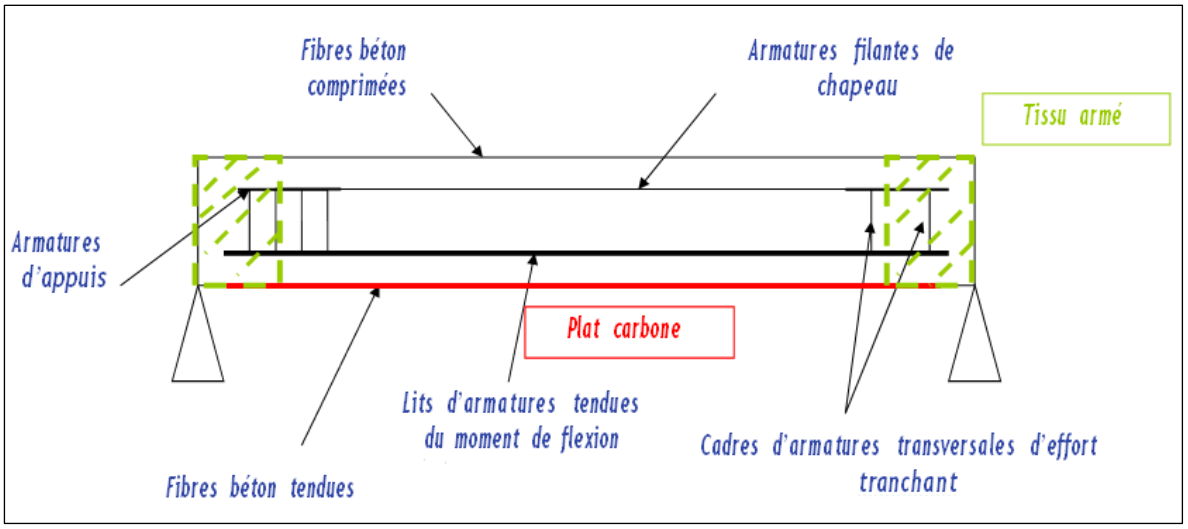


Figure I.3 : Principe de ferraillage de la poutre.

I.2.5.Un inconvénient majeur (la tenue à la température)

Tous les systèmes de renforts carbone nécessitent l'utilisation de résine. Ces résines une fois durcies, sont très sensibles à l'élévation de la température.

Les T° de service continu et de pointe sont limitées par les températures de transition vitreuse (Tg) des résines époxy :

- Tg colle pour collage = 45.7 °C.
- Tg colle pour tissu = 62°C.

Tg : La température à partir de laquelle la résine commence à passer de l'état solide à l'états visqueux.

I.3.TISSUS DE FIBRE DE CARBONE

I.3.1.MAPEWRAP C UNI-AX

Sont des fibres unidirectionnelles de module E= 230 000 Mpa.

2 gammes différentes :

- MAPEWRAP C UNI AX 300 (300 g/m^2)
- MAPEWRAP C UNI AX 600 (600 g/m^2)

3 largeurs différentes :

- 10 cm
- 20 cm
- 40 cm

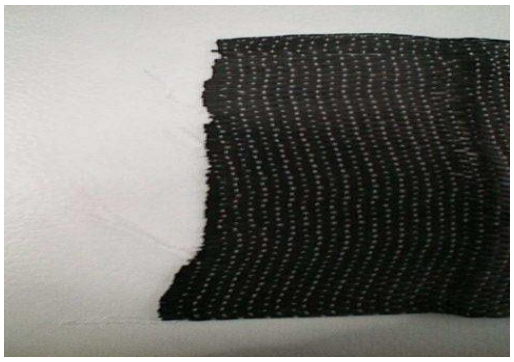


Figure I.4 : MAPEWRAP C UNI-AX

I.3.2.MAPEWRAP C BI-AX

Sont des fibres Bi-Axiales (0 et 90°) de module E= 230 000 Mpa.

2 gammes différentes :

- MAPEWRAP C BI AX 230 (230 g/m^2)
- MAPEWRAP C BI AX 360 (360 g/m^2)

2 largeurs différentes :

- 20 cm
- 40 cm

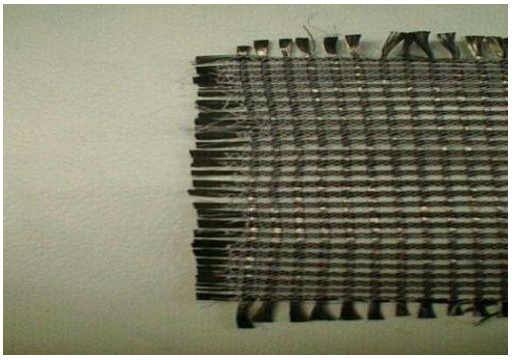


Figure I.5 : MAPEWRAP C BI-AX

I.3.3.MAPEWRAP C QUADRI-AX

Sont des fibres Quadri-Axiales (0 et 90° et 45°) de module E= 230 000 Mpa.

2 gammes différentes :

- MAPEWRAP C QUADRI AX 380 (380 g/m^2)
- MAPEWRAP C QUADRI AX 760 (760 g/m^2)

2 largeurs différentes :

- 30 cm
- 48.5 cm

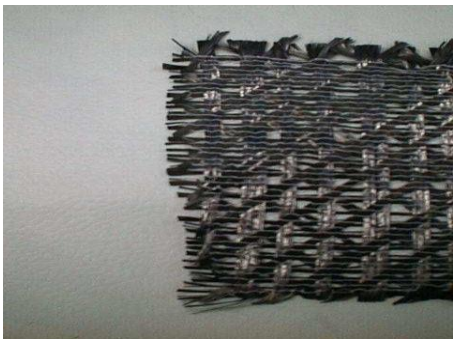


Figure I. 6 : MAPEWRAP C QUADRI-AX



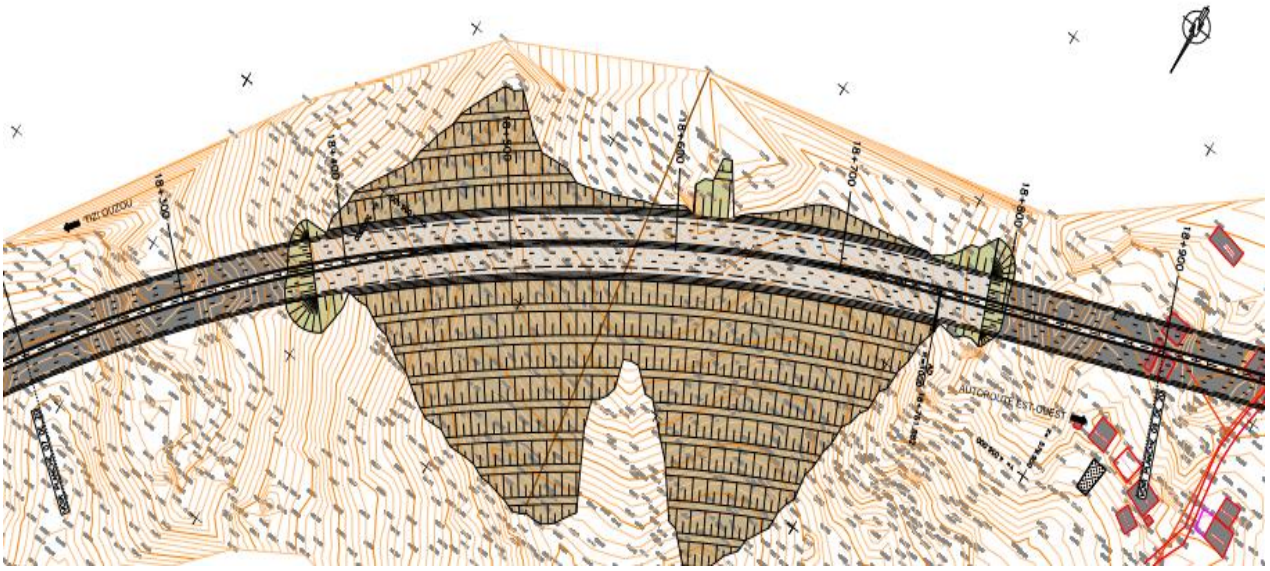
Figure I.7 : L'application d'un tissu de fibre de carbone.

I.4.CONCLUSION

Le renforcement et réparation des poutres en béton armé et béton précontrainte par l'application d'un tissu de fibre carbone c'est la future technique, car il est la plus propre technique par rapport les autres types.

Chapitre II

PRESENTATION DE PROJET



ENSTP 2020/2021

II.1. INTRODUCTION

Dans le domaine des travaux publics, avant de commencer et faire des calculs mathématiques pour résoudre les différents problèmes imposés par le site d'implantation du projet et par le maitre d'ouvrage, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site. Et cette récolte fera l'objet de ce chapitre.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Situation du projet

Notre viaduc **V07** à concevoir et étudier, fait partie du projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia (Bouira) sur 48km. Le V07 se situe dans une zone montagneuse à la fin du tronçon 1 de Tizi-Ouzou du PK 17+900 au 18+400, dans le village de **Ait Yahia Moussa.**

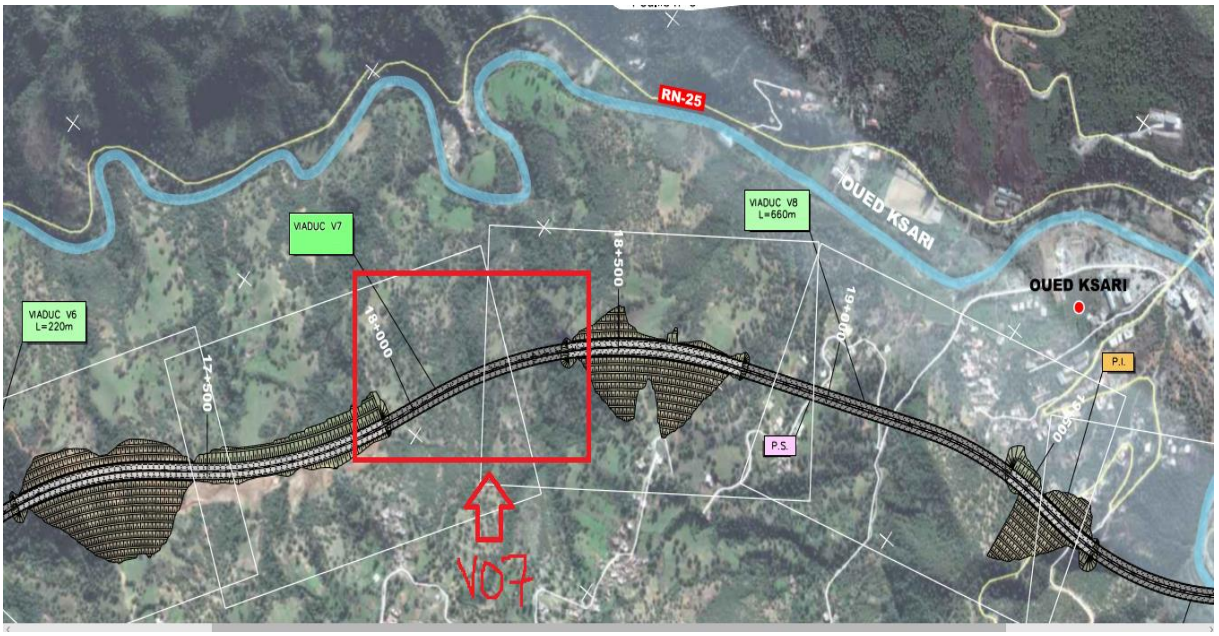


Figure II. 1 : Implantation de l'ouvrage

II.2.2. Composantes de la pénétrante

Vu la morphologie accidentée du massif de Djurdjura, la pénétrante a été dotée de :

- ✓ 23 viaducs.
- ✓ 14 ouvrages d'art.
- ✓ 7 échangeurs.
- ✓ 2 tunnels d'une longueur totale de 1610 ml ;
- ✓ 101 ouvrages hydrauliques.
- ✓ 15.8 million m3 volume de terrassement.

Le tracé de la pénétrante est scindé en trois sections :

-Section 1 : débute au raccordement avec la route national R12 dans la commune de Draa Ben Khedda dans la wilaya de Tizi-Ouzou (PK 00+000). Et se termine à la limite de la commune de Ayit Yahia Moussa (PK 18+000).

-Section 2 : débute et se termine dans la commune de Draa El Mizan au (PK36+000).

-Section 3 : elle prend la naissance à la limite de la commune de Draa El Mizan jusqu'au raccordement avec l'autoroute Est-Ouest dans l'échangeur de Djabahia dans la wilaya de Bouira (PK45+080). La longueur totale de tracé est d'environ 48km.

Ce projet, confié au groupement algéro-turc dénommé « ONE » (Ozgun / Nurol / Engoa) et L' ADA c'est le maître d'ouvrage.

II.2.3. Objectif de projet

Le développement économique et social d'un pays se mesure avec ses réseaux routiers et dans ce cadre, l'état algérien a réalisé des grands projets. L'autoroute Est-Ouest en est exemple pour permettre la communication entre toutes les wilayas du pays.

L'objectif principal du pont, fait objet de mon projet de fin d'études, est de franchir l'obstacle envisagé. Mais il répond aussi aux objectifs de la pénétrante, qui sont :

- Relier la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest
- Augmenter la capacité de la route
- Améliorer le niveau de service de la route et sa sécurité en réduisant le temps de passage sur elle.
- Assurer la fluidité de la circulation, et sécuriser les voyageurs sur ce tronçon où le trafic est en croissance permanente.
- Réduire les coûts d'exploitation des véhicules.
- Créer un nouvel espace socio-économique rentable et attractif pour l'investissement.

II.2.4. Obstacle à franchir

L'obstacle que notre ouvrage doit franchir représente une zone montagneuse.



Figure II. 2 : Situation de la zone



Figure II. 3 : Vue satellites de l'obstacle franchir

II.3. DONNEES DU PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

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

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Du Pk 17+900 au PK 18+000 : Alignement droit.
- Du Pk 18+000 au PK 18+111 : Clothoïde de paramètre A= 335 m.
- Du Pk 18+111 au PK 18+400 : Arc de rayon R=1000 m.

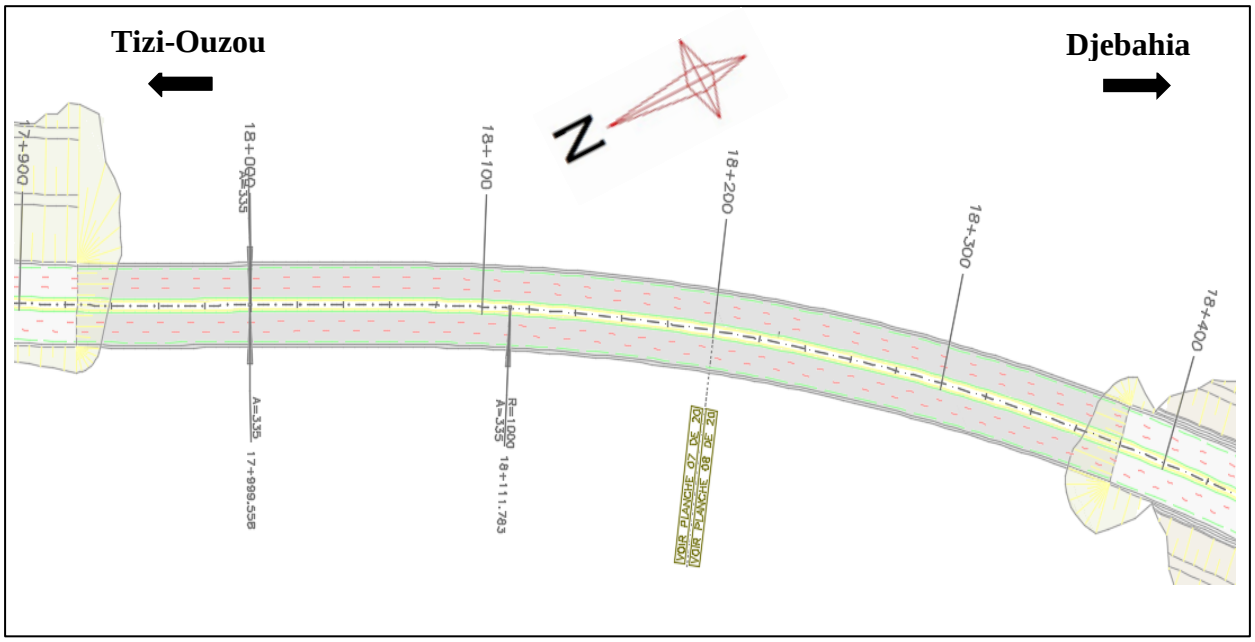


Figure II. 4 : Tracé en Plan de V07

II.3.1.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux exigence liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles.

Longitudinalement, au niveau du profil en long le tracé de la voie routière présente une faible pente de 1%.

La cote entre le terrain naturel et le tracé de la route présente une hauteur maximale d'environ 57.85 m.

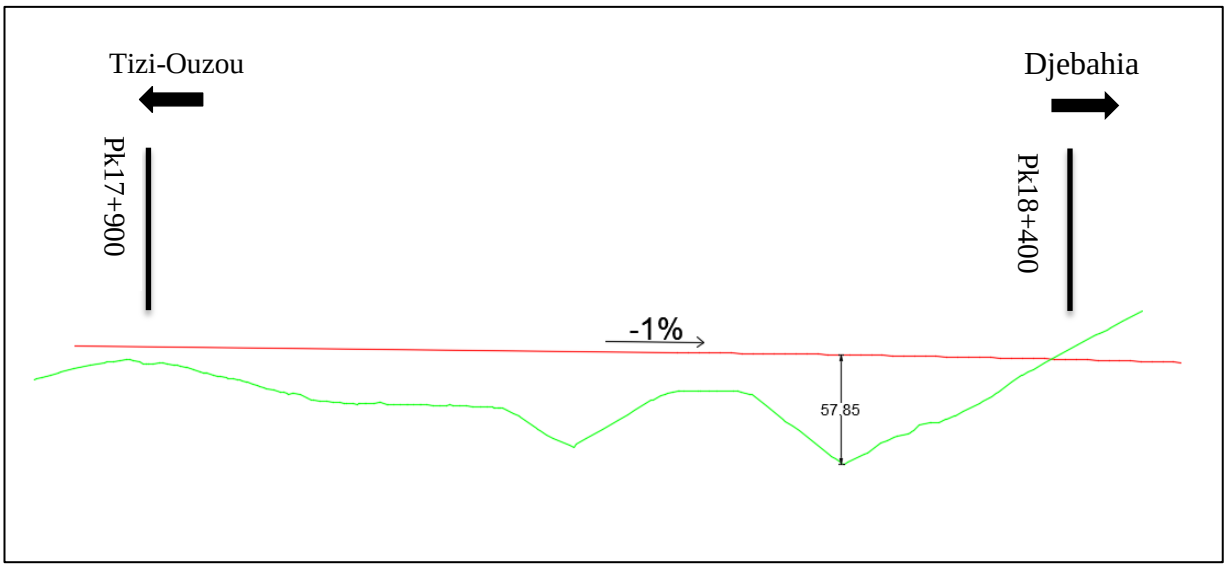


Figure II. 5 : Profil en Long de V07

II.3.1.3. Profil en travers

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- ✓ La largeur totale de tablier est 13.8 m.
- ✓ Trois (3) voies de circulation de 3.5 m de largeur pour chacun.
- ✓ Deux (2) sur-largeur de 1 m chacun.
- ✓ Deux (2) barrières de 0.65 m.

Avec un dévers de 2.5%.

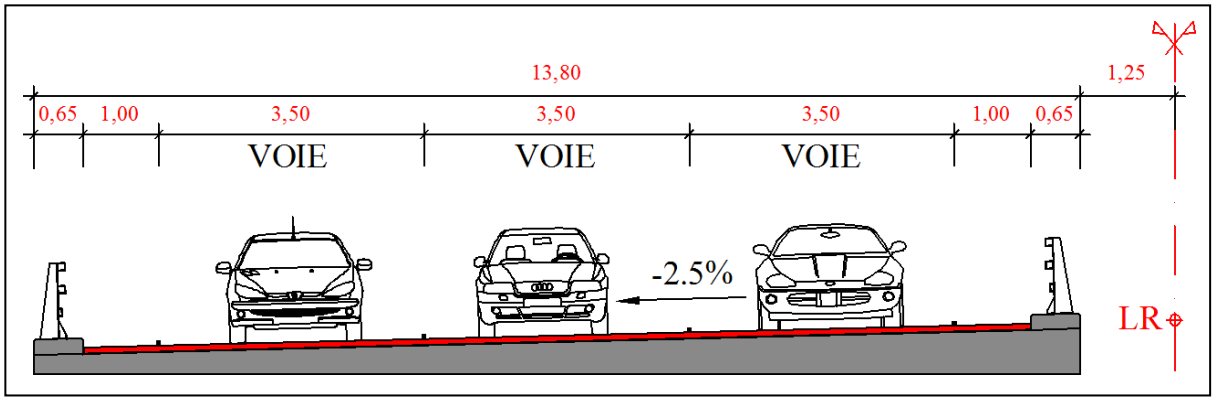


Figure II. 6 : Profil en Travers de V07

II.3.2.Les données naturelles

II.3.2.1.Topographie

D'après la visite du site avec l'équipe de l'entreprise de la réalisation ENGO et le levé topographique on constate que l'ouvrage est implanté dans une zone montagneuse.

II.3.2.2. Sismicité du site

La région de Tizi-Ouzou est classée dans la zone II-a selon RPOA.

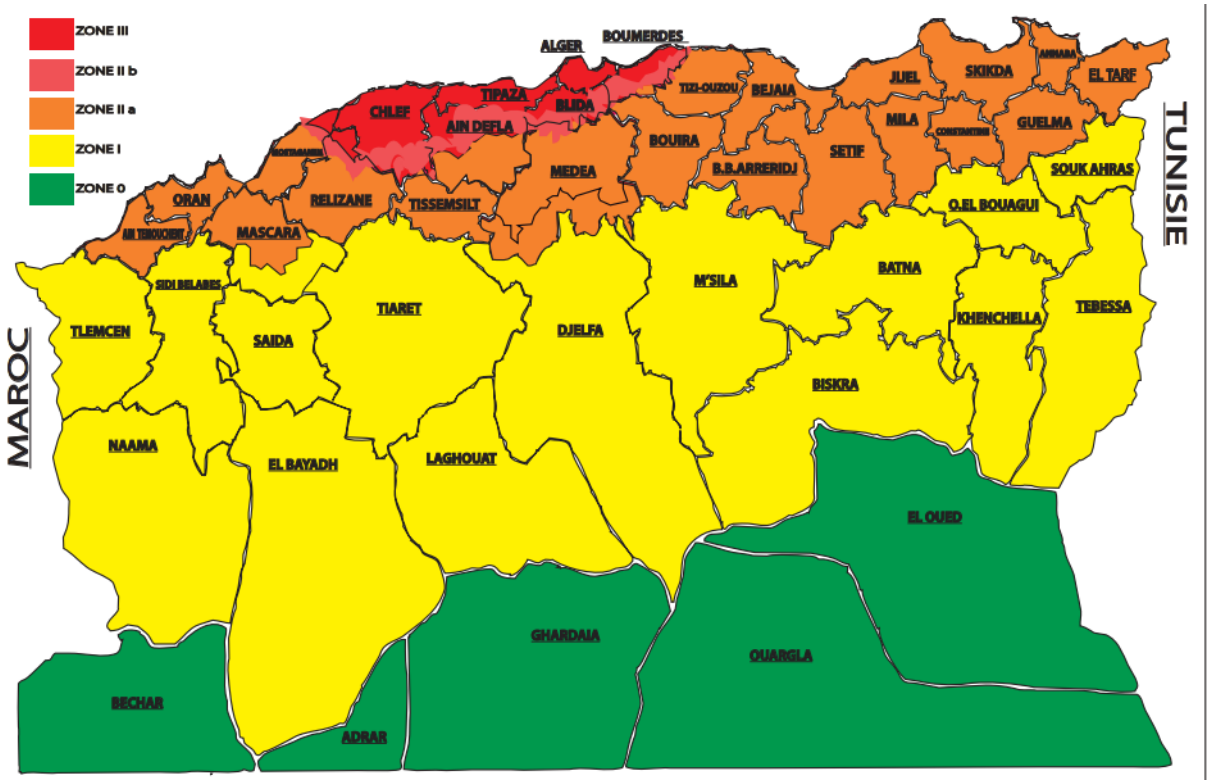


Figure II. 7 : Carte de zonage sismique national

II.3.2.3. Température

Les effets de la température sont bien évidement pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

- Tizi-Ouzou est très chaud en été, la température arrivé jusqu'à 40°C le jour et 23°C le soir.
- Une baisse température en hiver qui arrive jusqu'à 10°C le jour et 0°C le soir.

II.3.2.4. Vent

Les efforts engendrés sur les structures par le vent sont fixés par le RCPR, la surcharge du vent est prise comme charge répartie d'une intensité de :

- 2.00 KN/m^2 en cours de réalisation.
- 1.25 KN/m^2 en service.

II.3.2.5. Géotechnique

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

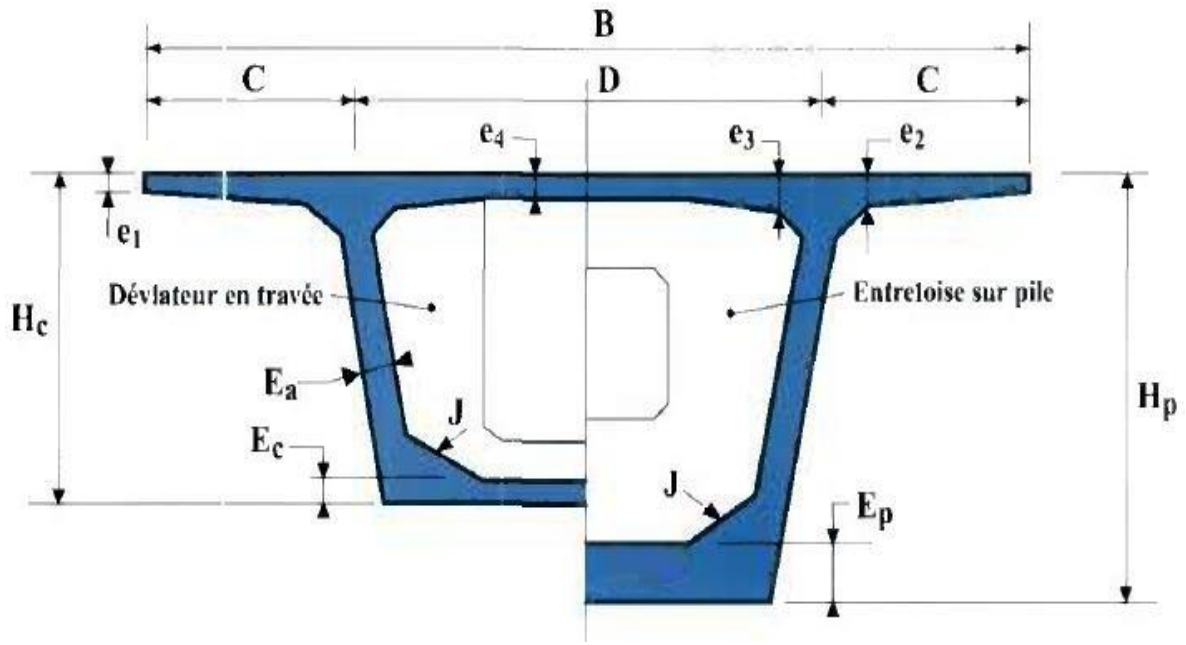
D' après le rapport géotechnique et la visite de site, le sol où situ mon ouvrage est de classe **S2.**

II.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre j'ai présenté toutes les données fonctionnelles et naturelles ainsi les obstacles franchissent par nôtres ouvrages pour pouvoir réaliser la meilleure conception adaptée à ces paramètres.

Chapitre III

CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT



ENSTP 2020/2021

III.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte d'une démarche itérative dont le but de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Les paramètres intervenant dans le choix du type d'ouvrages sont les suivants :

- Le domaine de portée
- L'élancement possible
- L'obstacle franchir
- Les profils de la chaussée (en long, en plan, en travers)
- L'emplacement possible des appuis
- Les conditions topographiques, géotechniques, et hydrologique
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage
- Le bilan économique
- L'esthétique

III.2 PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1 Variante 1 : « Pont à poutres précontraintes type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

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

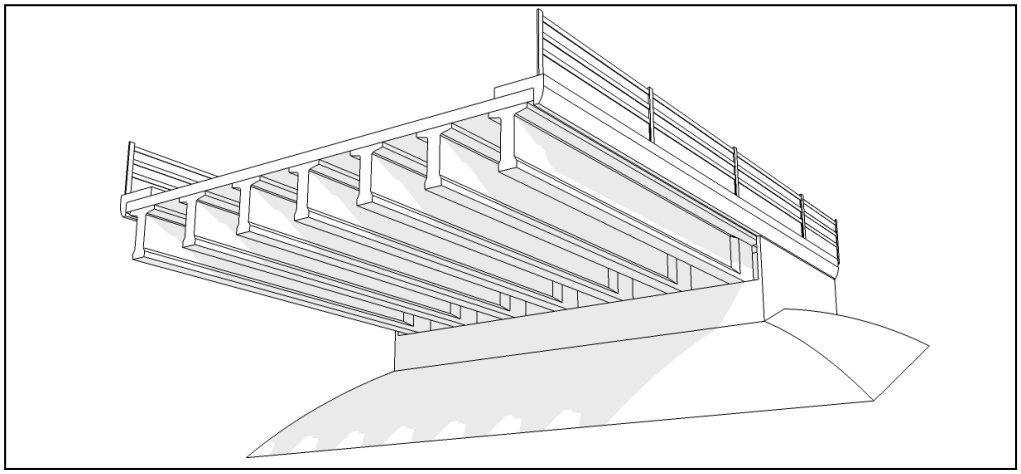


Figure III. 1: Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

III.2.1.1. Conception longitudinale

Le domaine d'emploi optimal correspond à une gamme de portée comprise entre 30 et 40 mètres.

Pour meilleur emplacement des appuis et pour diminuer les nombre des travées à cause que l'ouvrage et très long, on propose une variant de 12 travées égale de 40.2m avec des poutres de 40 m de longueur espacer entre elle par un joint de chaussée de 20cm, avec une longueur totale de pont de 482,20 m. (voir plan d'ensemble de la variant 1).

III.2.1.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait à l'aide du guide de conception SETRA [VIPP 1996].

Tableau III. 1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.

Élément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 - 40	40 m
Hauteur de la poutre	$L/20 < H_p < L/17$ **(fc28= 35Mpa)**	2 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.20 m
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	2.20 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40\ m < \lambda < 2.00\ m$	1.575 m
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	12.60 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	9
La largeur de la table de compression	$b \geq 0{,}6 \times H_p$	1.20 m
Épaisseur de la table de compression	$12\ cm \leq e_1 \leq 15\ cm$	15 cm
La largeur du talon	$60\ cm \leq L_t \leq 90\ cm$	60 cm
Épaisseur du talon	$10\ cm \leq E_t \leq 20\ cm$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$30 \times 155\ cm^2$

III.2.2.Variante 2 : « pont mixte bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très divers : milieu urbaine ou rural.

La très grande majorité des ponts mixtes sont du type « bipoutre à entretoise ou bien de pièce pont ». Leur tablier est composé d'une dalle en béton, en général simplement armée, et d'une charpente métallique constituée de deux poutres principales connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées entretoise or pièce de pont.

Le domaine de portée va jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, jusqu'à 80 ou 90 m pour les travées indépendantes. Au-delà de ces portées, il est plus économique. Et largeur totale 7/8métres à une vingtaine de mètres.

On a d'autre types c'est le pont mixte en caisson qui est essentiellement dans le cas où :

- Un grand élancement est requis
- Le tracé en plan est très courbe
- Une volonté architecturale le décide

Les ponts mixtes multi-poutres sont utilisés lorsque l'ouvrage est très large et peu long.

Donc à l'aide les notions précèdent et bien sûr on prend on compte l'économie de l'ouvrage, d'où la justification de choix de bipoutre.

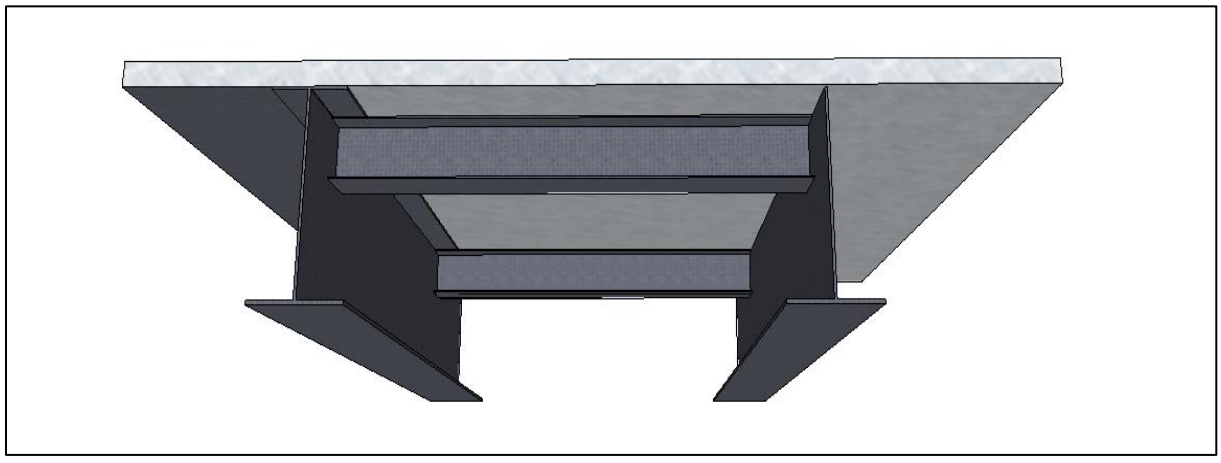


Figure III. 2 : Morphologie générale d'un pont mixte bipoutre.

III.2.2.1. Conception longitudinale

Pour cette variant on propose un pont mixte bipoutre, à travées continues, à profilé courbe et à hauteur variable composé de 05 travées principales de 75 m de longueur et 02 travées de rives de 52.5 m de longueur (0.7 L). Ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 480 m (voir plan d'ensemble de **la variant 2**).

III.2.2.2. Conception transversale

Le choix du bipoutre étant fait, il reste à déterminer la liaison entre les deux poutres : entretoises ou pièce de pont.

Le choix entre pièces de pont et entretoises dépend essentiellement de la largeur de l'ouvrage. Pour les tabliers assez large (13 à 20 m environ) c'est notre cas 13.8 m, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légère rapprochées (tous les 4 m environ) qui sont alors appelées pièce de pont.

On opte pour la largeur d'encorbellement **a = 2 m**, d'où l'entraxe des poutres **b = 9.8 m.**

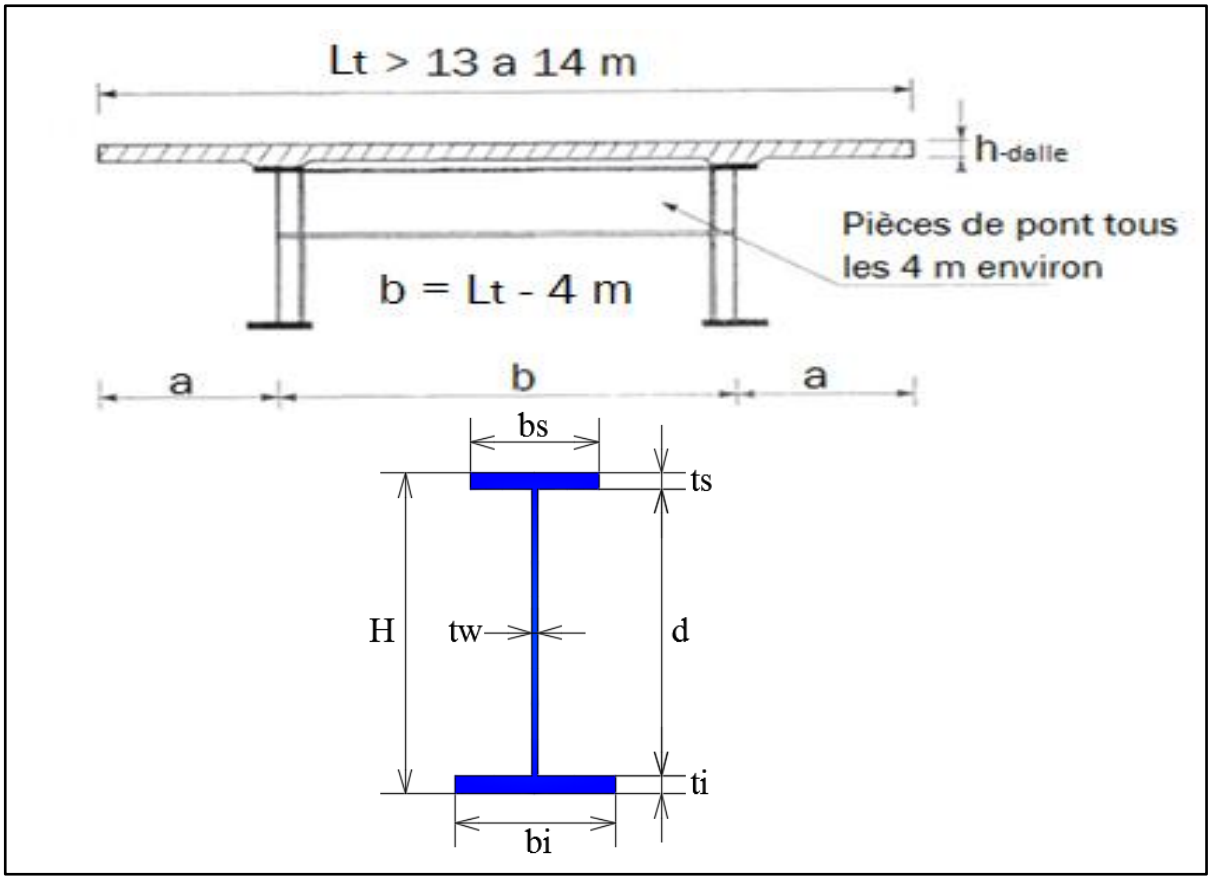


Figure III. 3 : Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont.

❖ Conception de la poutre principale

La poutre principale est un profilé en acier reconstitué en forme de I soudé au niveau de l'usine (PRS). La nuance d'acier est de qualité S355 (généralement pour les ouvrages d'art). Les dimensions retenues sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III. 2 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques.

Élément	Ration usuel	Valeur retenue en (mm)
Épaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur sur pile	$H_p = L/25$	3000
Hauteur à la clef	$L/50 \leq H_c \leq L/40$	1700
Loi de variation parabolique	$H(x) = H_p - 2\times(H_p - H_c).(\frac{X}{L}) + (H_p - H_c).(\frac{X}{L})^2$	
Épaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005\ H_w$ et $t_w \geq 12$ mm	35
Épaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	70
Largeur semelle inférieure sur pile	$500\ mm \leq b_i \leq 1200mm$	1200
Largeur semelle supérieure sur pile	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	1000
Largeur semelle inférieure sur clef	$500\ mm \leq b_i \leq 1000mm$	900
Largeur semelle supérieure sur clef	$400\ mm \leq b_s \leq 1000mm$	700
Epaisseur de la semelle inférieure	$20\ mm \leq t_s \leq 150mm$	80

❖ Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont composées de tôles soudées et ils ont une section en I, sont des poutres secondaire relient les deux poutres principales. Ont comme rôle, le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales.

Leur dimensions transversal sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 3 : Pré-dimensionnement des pièces de pont.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue en (mm)
Longueur de l'entretoise b	$b=L_t - 4$	9800
Hauteur de la pièce de pont Hpp	$L_t/15 \leq H_{pp} \leq L_t/10$	900
Largeur de la semelle bpp	$220\ mm \leq b_{pp} \leq 300\ mm$	300
Epaisseur de la semelle tpp	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme tw-pp	$10\ mm \leq t_{w\text{-}pp} \leq 12\ mm$	12

❖ La connexion ente la dalle et la charpente métallique

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type goujons. Leur diamètre, hauteur et espacement sont déterminé par un calcul plus détails.

III.2.3. Variant 3 : « Pont voussoir en béton précontrainte construit par encorbellement successif et coulé sur place »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudage au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mise en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents.

Les ponts voussoirs construits par encorbellement successif, permettent d'atteindre des longueurs de portées importantes de l'ordre de 150 m, cette technique peut être employée sans problème majeur jusqu'à 200 m.

Pour des longueurs de travées inférieures à 65/70 m on opte pour une hauteur de voussoir constante. Au-delà de ces valeurs les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable décroissante de piles vers la clef.

III.2.3.1. Conception longitudinale

Dans cette variante notre choix est allé vers un pont voussoirs à hauteur variable coulés sur place composé de trois travées principales de 115 m et deux travées de rives de 69 m (0.6 L) qui nous donne une longueur totale de 483 m (voir plan d'ensemble de **la variant 3**).

- **Découpage des voussoirs Selon SETRA**

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir :

Tableau III. 4 : Récapitulation de découpage de voussoirs.

Type de voussoirs	Description	valeur retenue
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, généralement, compris entre 7 et 10 m.	8 m
Voussoirs de clavages	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, varie de 1,5 à 3 m.	2m
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	5,25 m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 93**

- ✓ 4 voussoirs sur pile.
- ✓ 5 voussoirs de clavage.
- ✓ 80 voussoirs courants.
- ✓ 4 voussoirs sur culée.

III.2.3.2. Conception transversale

❖ **Choix du type de voussoir**

Pour une largeur de tablier inférieur à 20 m la solution la plus économique est souvent le mono-caisson simple (voussoir à 2 âmes) avec 2 hourdis en dalle pleine.

❖ **Pré-dimensionnement du voussoir**

Dans le tableau suivant les formules et les intervalles de chaque paramètre sont extrais du guide **SETRA** (ponts en béton précontrainte construits par encorbellements successifs/ 2003) :

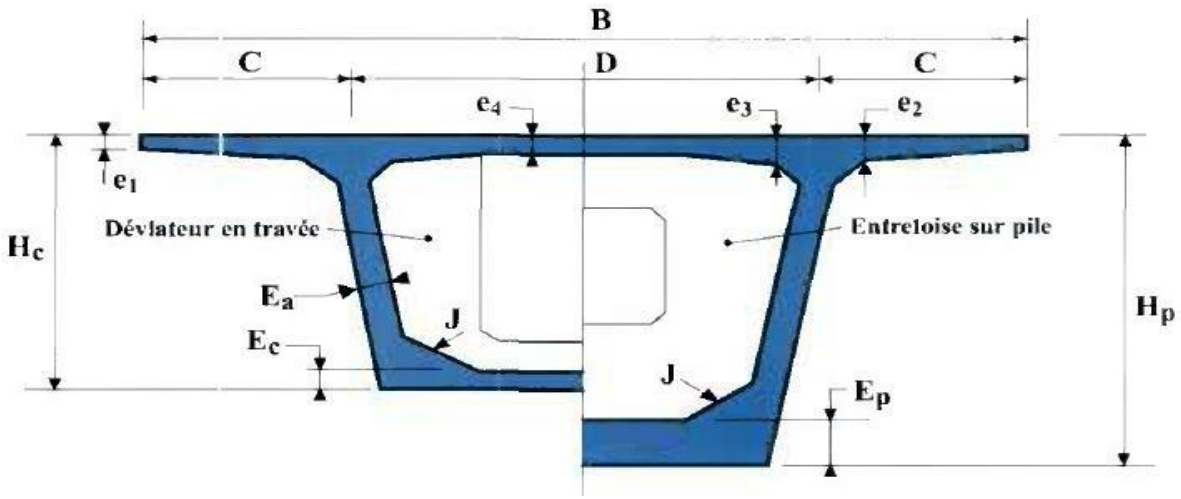


Figure III. 4 : Notations des dimensions du voussoir

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

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir sur pile	Sur pile : $\frac{L}{hp} = 14 + \frac{L}{45}$	695 cm
Hauteur de voussoir à la clef	A la clef : $\frac{L}{hc} = 19 + \frac{L}{7}$	325 cm
Loi de la variation parabolique	$h(x) = hp - 2 \times (hp - hc).\left(\frac{x}{L}\right) + (hp - hc).\left(\frac{x}{L}\right)^2$	
Largeur de voussoir	B	1380 cm
C	B/4	345 cm
D	B – 2C	690 cm
e_1	$e_1 \geq 16$ à 18 cm	25 cm
e_2	$C / 8 \leq e_2 \leq C / 7$	45 cm
e_4	$D / 30 \leq e_4 \leq D / 25$	25 cm
e_3	$e_3 \geq e_2 - 10$ et $e_3 \geq 1.5e_4$	40 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10°
E_a	$E_a \geq 0.26 + L / 500$	50 cm
E_c	$E_c \geq 18$ à 22 cm	30 cm
E_p	$35 < Ep < 80$ cm	75 cm
Gossier supérieure	$30° \leq \alpha \leq 45°$	30°
Gossier inférieure	$40° \leq \alpha \leq 45°$	40°

III.3. ANALYSE DES VARIANTES

Après avoir fait la présentation des trois variantes, on passe maintenant à la comparaison pour pouvoir tirer la plus adéquate pour notre site. Pour choisir une variante qui adapte avec notre besoin les critères de notre analyse seront basés sur :

- ✓ L'entretien.
- ✓ L'exécution.
- ✓ L'économie.
- ✓ Esthétique.

Tableau III.6: Avantages et inconvénients des 3 variantes.

VAR	Avantages	inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	**1-** Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. **2-** Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. **3-** Une bonne réutilisation des coffrages **4-** coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière. **6-** Leur fonctionnement isostatique d'où l'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	**1-** La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. **2-** La difficulté de franchir en courbe **3-** L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. **4-** Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. **5-** Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante 03: Pont voussoirs en béton précontraint	**1-** On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. **2-** Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. **3-** Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. **4-** Franchir des vallées très profondes **5-** Réduction et meilleure utilisation des coffrages. **6-** La facilité de franchir en courbe.	**1-** Le poids est très important. **2-** L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. **3-** Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage). **4-** La difficulté de coulage sur place.
Variante 02 : Pont Mixte Bipoutre	**1-** La possibilité de franchir des grandes portées. **2-** La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **3-** La rapidité de l'exécution.	**1-** La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. **2-** La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. **3-** Un coût très élevé. **4-** Entretien périodique. **5-** Dépense de transport et de levage des pièces. **6-** Sensibilité au gradient thermique.

❖ **Devis estimatif et quantitatif des trois variantes**

Tableau III.7 : Devis estimatif et quantitatif de tablier des 3 variantes.

Variante 01 : pont à poutres précontraintes du type VIPP				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton (tablier)	m^3	10 172	37 000.00	376 370 939.00
Acier passif	t	2034.43	190 000.00	150 543 220.00
Acier Actif	t	535.55	450 000.00	150 999 405.00
Total				**677 913 564.00**
Variante 02 : pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton (tablier)	m^3	11 565	37 000.00	427 928 207.00
Acier passif	t	2 891.44	190 000.00	549 374 075.00
Acier Actif	t	477.31	450 000.00	**214 792 058.00**
Total				**1 192 094 340.00**
Variante 03 : pont mixte bipoutre				
Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Béton (tablier)	m^3	3581	21 000.00	75 219 690.00
Acier passif	t	895.47	150 000.00	134 320 875.00
Acier PRS	t	2 981.89	400 000.00	1 192 759 309.00
Total				**1 402 299 874.00**

III.4. CONCLUSION

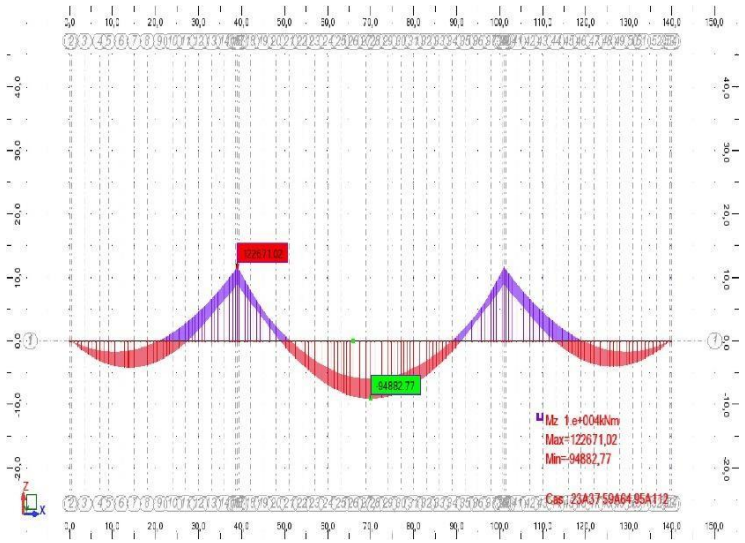
Pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

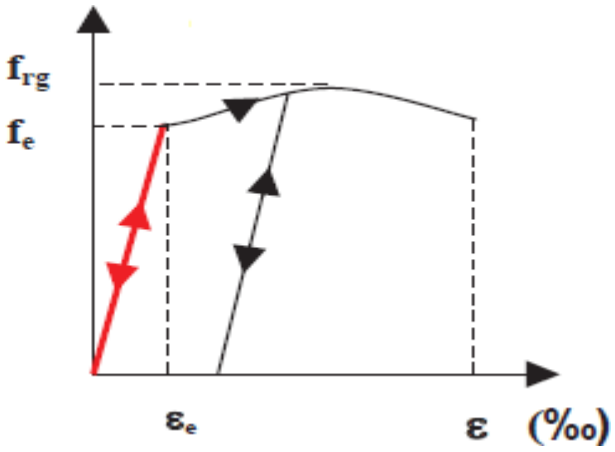
À savoir que la variante pont à poutres a pu être la solution convenable à ce franchissement et la plus adaptée économiquement, mais reste une solution théorique, vu la difficulté d'accès au site et le nombre important des appuis, alors que le recours à la construction par encorbellements successifs est dans ce cas le plus adéquat si on tient compte de la difficulté d'accès au site.

Ainsi que la variante mixte bipoutre a pu être une bonne solution, cependant le coût et l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix, donc on opte pour la variante pont à encorbellement successif.

Chapitre IV

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL





ENSTP 2020/2021

IV.1.INTRODUCTION

L'évaluation des différentes charges et surcharges agissantes sur l'ouvrage est très importante pour dimensionner un ouvrage capable de résister tout le long de sa durée de service. Dans ce chapitre on va décrire et évaluer les principales actions applicables au pont.

IV.2.NORME ET REGLE DE CALCUL

Le calcul de structure sera effectuer conformément aux :

1. Règle **B.A.E.L 91 modifiées 99 :** règle technique de conception et de calculs des ouvrages et construction en béton armé, suivant la méthode des états limites.

2. Règle **B.P.E.L 91 :** Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et de construction en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.

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

4. **RPOA 2008 :** Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

5. **FASCICULE 62 :** Règle technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages en génie civil.

6. Guide **SETRA :** Service d'étude technique des routes et autoroutes.

IV.3.CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

La conception et le calcul d'un pont sont généralement conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction. On donne ici les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés dans la construction de l'ouvrage.

IV.3.1 Béton

Le béton est un mélange, dans des proportions convenables du ciment, du sable, du gravier et de l'eau, le matériau ainsi résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevé.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours qui est notée fc28.

❖ **La résistance caractéristique à la compression**

La formule suivante est donnée par le **BAEL (art2.1.11. B.A.E.L 91-REV99).**

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

❖ **La résistance caractéristique à la traction**

La formule suivante est donnée par le **BAEL (art2.1.12. B.A.E.L 91-REV99).**

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$$

Tableau IV.1 : Caractéristiques de béton.

	Superstructure	Infrastructure
fc_{28} (MPa)	35	27
ft_{28} (MPa)	2.70	2.22
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage (Kg/m^3)	450	350
La densité du béton armé (KN/m^3)	25	25

IV.3.2 Armatures

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

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

-Les aciers actifs : pour la précontrainte.

IV.3.2.1 Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E 500

- La limite d'élasticité : f_e = 500 MPa
- Module de la déformation élastique longitudinale : Es = 200 GPa

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont : 12ml pour les barres droites.

IV.3.2.2.Armatures de précontraintes

Les armatures actives sont des câbles de Freyssinet dont les détails sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.

Caractéristiques		Fléau/Continuité
Toron	T	**T15s**
Section d'un toron	A_P (mm²)	150
Nombre de torons par cable	n_T	19
Section d'un cable	S (mm²)	2 850
Diamètre de la gaine	Φ (mm)	100
Résistance ultime	f_{prg} (MPa)	1 860
Limite élastique	f_{peg} (MPa)	1 674
Contrainte à l'origine	σ_{P0} (MPa)	1 488
Coefficient de frottement droit	φ (m^{-1})	0.003
Coefficient de frott de courbure	f (rd^{-1})	0.20
Module d'élasticité	Ep (MPa)	190 000
Coefficient de Relaxation maximale des câbles à 1 000 h	ρ (%)	2.5
Coefficient de Recul d'ancrage	g (mm)	2

IV.3.3.Contraintes admissibles

La contrainte admissible est la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage.

IV.3.3.1.béton

❖ **Contraintes admissibles à la compression (E.L.U)**

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

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

- γ_b= 1.5 (situation durables ou transitoires)
- γ_b= 1.5 (situation accidentelle)

❖ **Contraintes admissibles à la compression (E.L.S)**

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tableau IV.3 : Contrainte admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} **(MPa)**	γ_b **= 1.5**	19.83	15.3
		γ_b **= 1.15**	25.87	19.96
ELS	f_{bc} **(MPa)**		21	16.2

❖ **Déformation longitudinale du béton**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "$\mathbf{E_{ij}}$" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée< 24h) : $\mathbf{E_{ij}=1100 \times \sqrt[3]{fcj}}$.
- Module de déformation différée (longue durée) : $\mathbf{E_{ij}=3700 \times \sqrt[3]{fcj}}$.

IV.3.3.2.Armatures

❖ **Contrainte limite de traction des aciers**

Tableau IV.4 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : γ_s = 1.15	434.78	434.78
		S-Accidentelle : γ_s = 1	500	500
Préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{\frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; n = 1.6		250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max\left\{0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}}\right\}$; n = 1.6		200	200

❖ **Classe de justification**

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

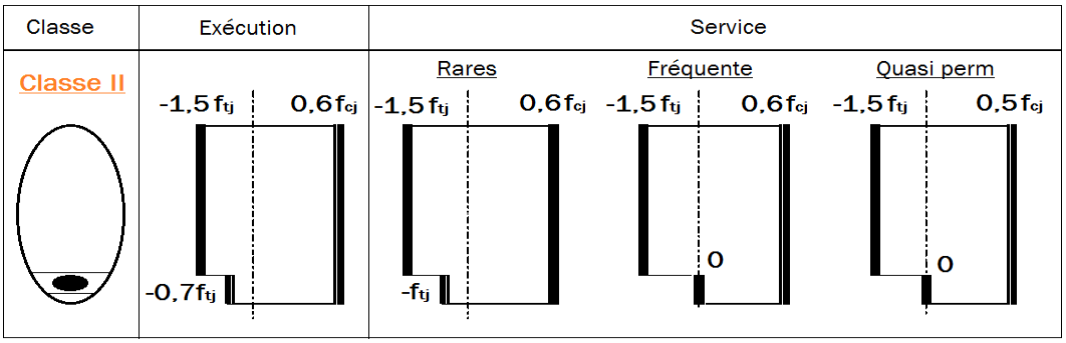


Figure IV.1 : Limitation des contraintes des sections en BP.

IV.4.EVALAUATION DES ACTIONS

IV.4.1.Évaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1.Action permanentes

❖ **Les compléments de charges permanents CCP**

Tableau IV.5 : Estimation du poids dû aux CCP.

Eléments	Densité (KN/m^3)	Poids linéaire (KN/ml)	p_{ccp}(KN) L_{TOT}=483m
Corniches	25	2 × 2.23	2154.18
Revêtement	24	24.00	11592.00
Trottoirs	25	2 × 4.55	4395.30
Barrière de Sécurité	/	2 × 0.65	627.90
Total	/	**38.86**	**18769.38**

❖ **Poids des voussoirs**

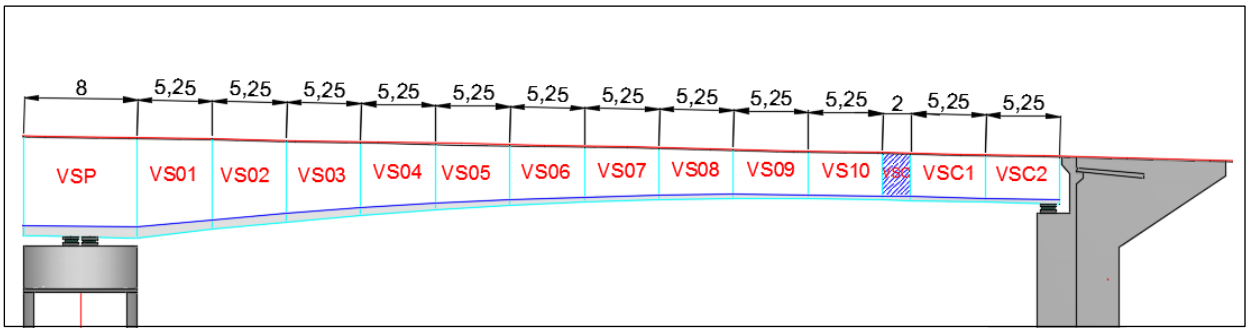


Figure IV.2 : Découpage des voussoirs.

Tableau IV.6 : Estimation du poids total des voussoirs.

N° Vrs	x	S(x)	L(m)	V(m^3)	P(kN)
Vsp	0.0	16.85	8.0	134.80	3370.00
V1	2.625	15.81	5.25	83.00	2075.00
V2	7.875	14.91	5.25	78.27	1956.75
V3	13.125	14.03	5.25	73.65	1841.25
V4	18.375	13.26	5.25	69.61	1740.25
V5	23.625	12.61	5.25	66.20	1655.00
V6	28.875	12.06	5.25	63.31	1582.75
V7	34.125	11.63	5.25	61.05	1526.25
V8	39.375	11.34	5.25	59.53	1488.25
V9	44.625	11.11	5.25	58.32	1458.00
V10	49.875	11.07	5.25	58.11	1452.75
VC	/	11.07	2.0	22.14	553.5
VC1	/	11.07	5.25	58.11	1452.75
VC2	/	11.07	5.25	58.11	1452.75
Poids d'un demi-fléau					**20699.75**
Poids propre total des voussoirs					**158871.00**
Poids total du tablier (poids propre + CCP)					**177640.38**

IV.4.1.2.Action thermique

Le gradient thermique c'est la variation de température entre l'échauffement et le refroidissement de courte durée de la structure porteuse. Selon **le tableau 3.2-RCPR,** en phase de construction (± 12°C.), en phase de service (± 7°C).

En Algérie du nord on a une variation uniforme de température de : + 35°C jusqu'à -15°C. La valeur de calcul est prise égale à **ΔT = 30°**.

IV.4.2.Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1.Système de charge à considérer

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont :

- Système de charge routière type A (l)
- Système de charge routière type B (Bc, Bt, Br)
- Système de charge militaire Mc 120
- Convoi exceptionnel D240

IV.4.2.2.Caractéristiques du pont

- Largeur roulable : **12.5 m**
- Largeur chargeable : **11.5 m**
- Sur-largeurs : **2× 1 m**
- Largeur d'une voie : **3.5 m**
- Nombre de voies : **3**
- Classe de ponts : $L_r \geq 7$ m → **Pont de 1ère classe.** (Voir le tableau ci-dessous)

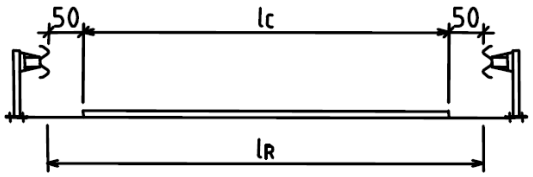


Figure IV.3 : La largeur roulable.

Tableau IV.7 : Les classes des ponts routes.

Classe de pont	La Largeur roulable
1ère Classe	$\mathbf{L_r \geq 7}$
2ème Classe	$5{,}50 < \mathbf{L_r} < 7$
3ème Classe	$\mathbf{L_r} \leq 5{,}50$

❖ Les cas de chargements

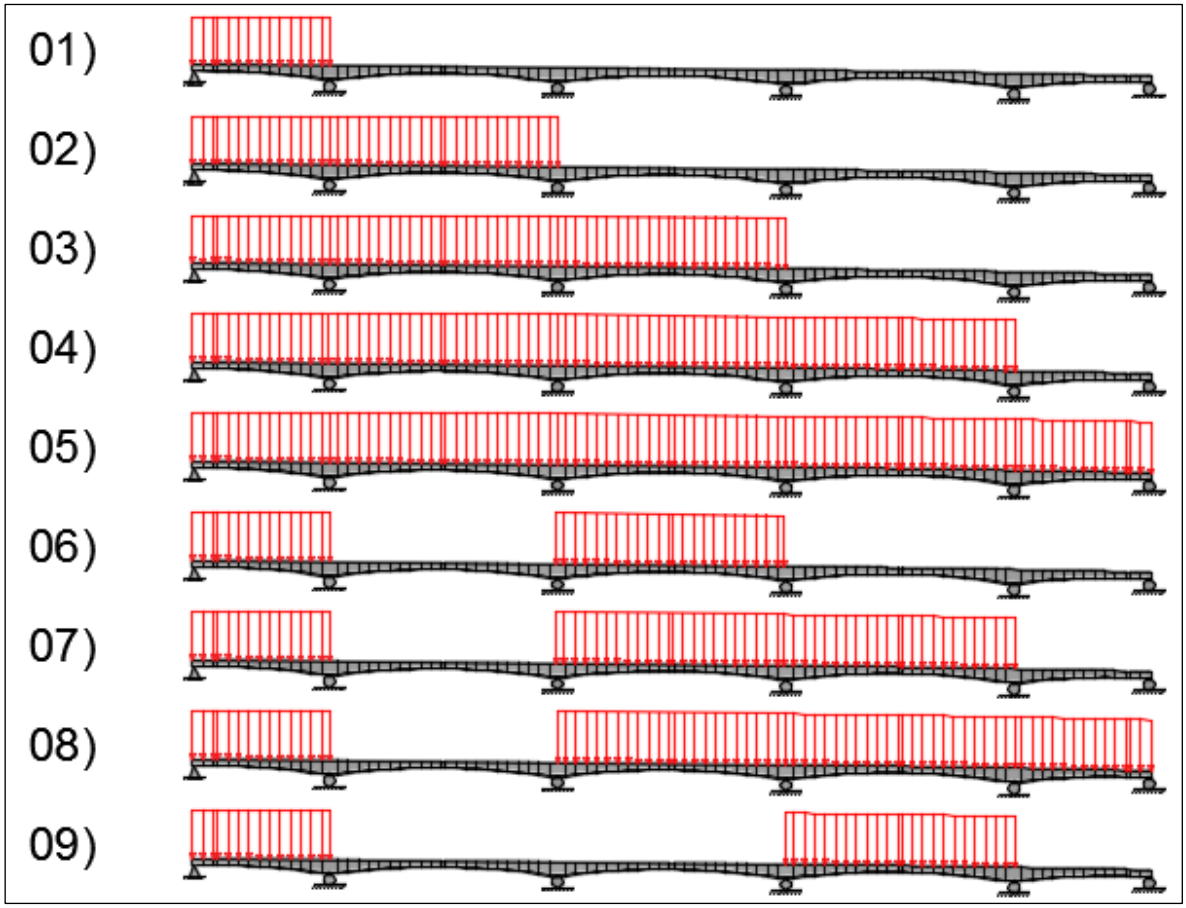


Figure IV.4 : Cas de chargement

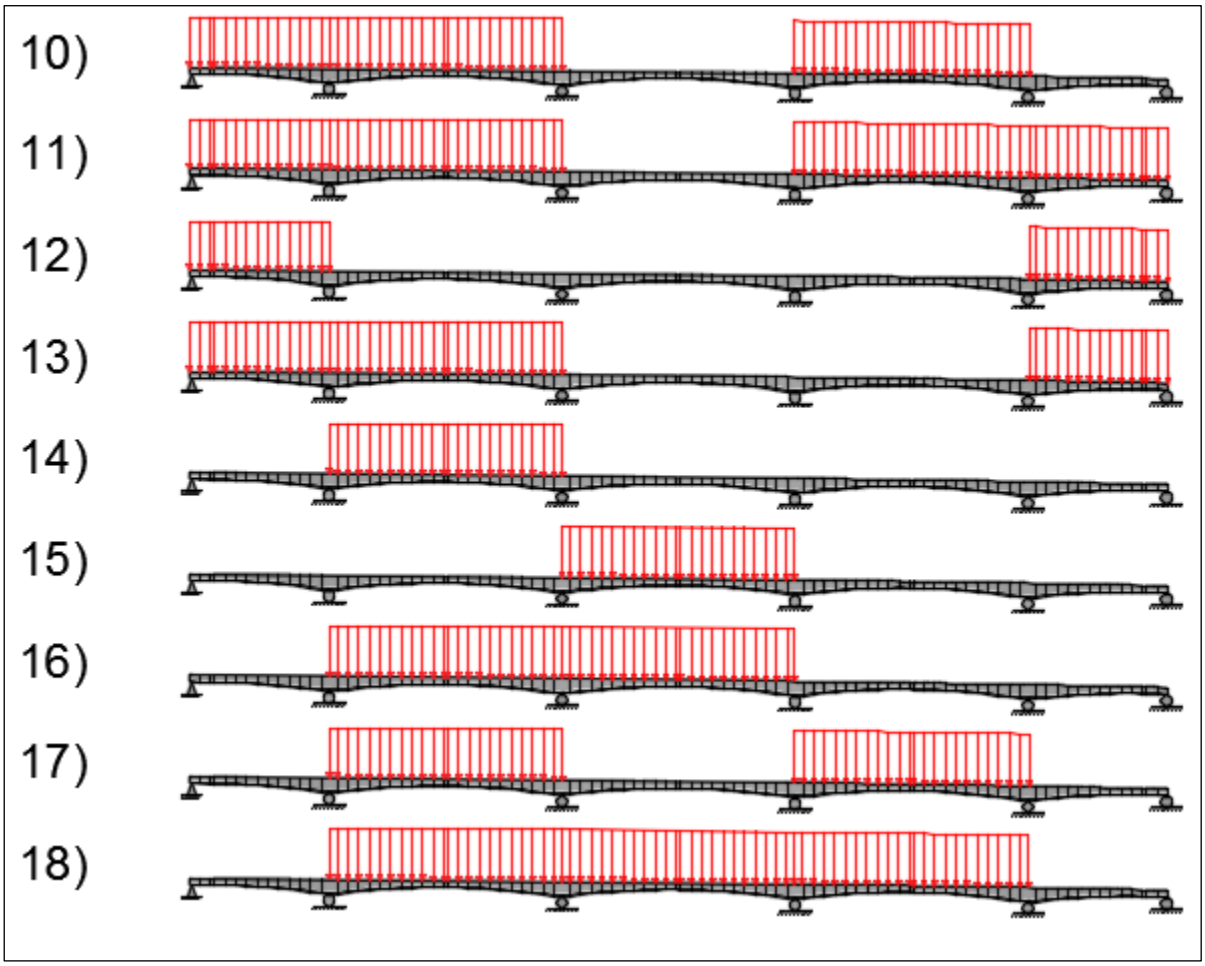


Figure IV.5 : Cas de chargement

IV.4.2.3.Système de charge A

Le système **A** se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée, exprimée par la formule suivant:

$$A(l)= 2.3 +\frac{360}{L+12} \quad ; \quad A_1= \max \begin{Bmatrix} a1.A(L) \\ 4-0.002L \end{Bmatrix} \ (KN/m^2)$$

L : la longueur chargée du tablier (m).

En fonction de la classe de pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(l) est multipliée par les coefficients a_1 et a_2.

Tableau IV.8 : Coefficient a_1

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

La charge **A1** obtenue est multipliée par un coefficient $\mathbf{a_2=v_0/v}$, v étant la largeur d'une voie, et $v_0 = 3.5$ (pont de 1ère classe). D'où $\mathbf{a_2=1}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9 : Valeur de A(L) pour les 18 cas possibles.

Cas de charge	L	A(l)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
	(m)	(KN/m^2)	**1 voie**	**2 voies**	**3 voies**
Cas 1	69	6.74	23.61	47.21	63.74
Cas 2	184	4.14	14.48	28.96	39.09
Cas 3	299	3.46	12.10	24.20	32.67
Cas 4	414	3.15	11.01	22.02	29.72
Cas 5	483	3.03	10.60	21.19	28.61
Cas 6	184	4.14	14.48	28.96	39.09
Cas 7	299	3.46	12.10	24.20	32.67
Cas 8	368	3.25	11.37	22.73	30.69
Cas 9	184	4.14	14.48	28.96	39.09
Cas 10	299	3.46	12.10	24.20	32.67
Cas 11	368	3.25	11.37	22.73	30.69
Cas 12	138	4.70	16.45	32.90	44,42
Cas 13	253	3.66	12.80	25.61	34.57
Cas 14	115	5.13	17.97	35.94	48.52
Cas 15	115	5.13	17.97	35.94	48.52
Cas 16	230	3.79	13.26	26.51	35.79
Cas 17	230	3.79	13.26	26.51	35.79
Cas 18	345	3.31	11.58	23.16	31.26

IV.4.2.4.Système de charge B

Il comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre.

❖ Système de charges Bc / Article 4.5.1 RCPR

Un camion type du système Bc a les caractéristiques suivantes :

- Charge totale 300 KN
- Charge portée par chacun des essieux arrière 120 KN
- Charge portée par l'essieu avant 60 KN
- Longueur d'encombrement 10.5 m
- Largeur d'encombrement 2.5 m
- Distance des essieux arrière 1.50m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4.5 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0.25 m de coté
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0.20 m de coté

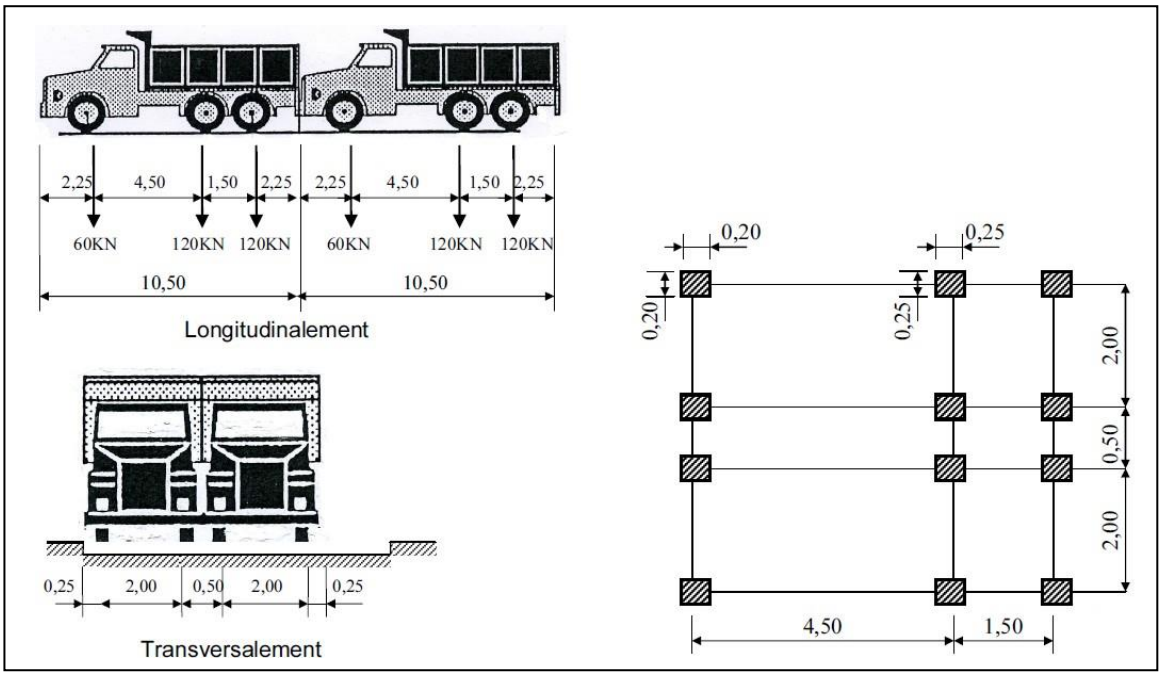


Figure IV.6 : Système de chargement Bc.

Bc= 2(300 x N x bc)

N : Nombre de voie prise dans le calcul.

bc : Coefficient de majoration donnée par le tableau ci-dessous.

Tableau IV.10 : Les valeurs de bc.

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

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV.11 : Les valeurs de Bc.

N° des voies	B_c (KN)	b_c	B_c x b_c (KN)
1	600	1.2	720
2	1 200	1.1	1 320
3	1 800	0.95	1 710

❖ Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR

Le système Br est une roue isolée de (100KN) sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0.6 m et le coté longitudinal 0.3 m, elle peut être placé n'importe où sur la largeur roulable. (Il est négligé dans les calculs)

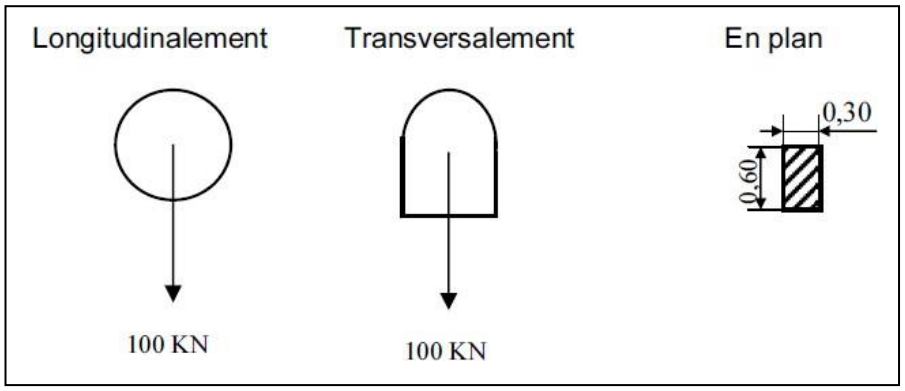


Figure IV.7 : Système de chargement Br

❖ Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu 160 KN
- Distance des deux essieux 1.35
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

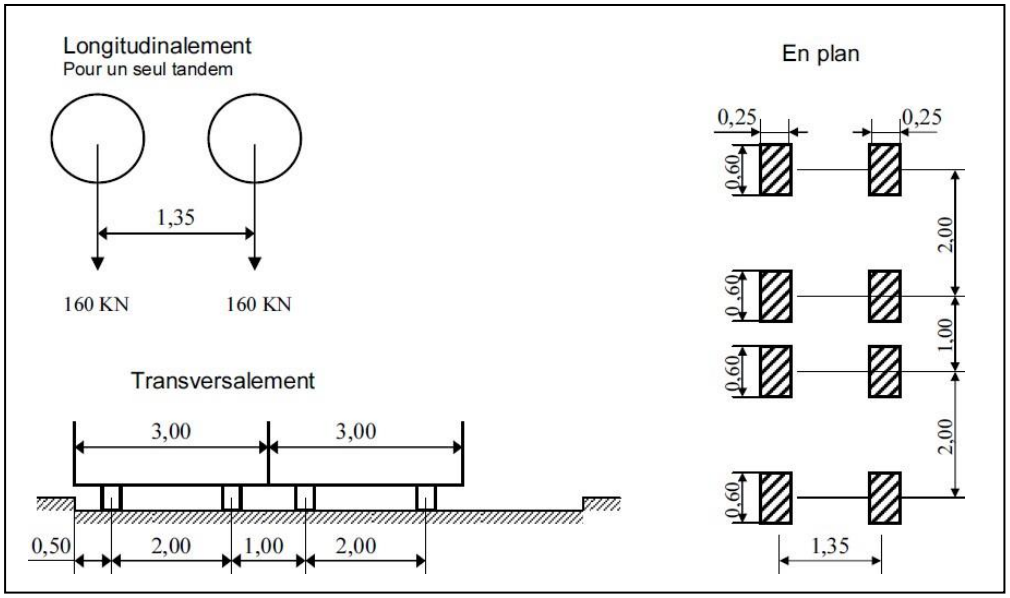


Figure IV.8 : Système de chargement Bt.

Bt= 2(300 x N x bt)

N : Nombre de voie prise dans le calcul.

bc : Coefficient de majoration donnée par le tableau ci-dessous.

Tableau IV.12 : Les valeurs de bt.

	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Tableau IV.13 : 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	640	1.2	768

IV.4.2.5.Charge militaire Mc120

Un véhicule militaire du type Mc120 a les caractéristiques suivantes :

- Poids total 1100 KN
- Largueur de chenille 6.10 m
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules est limité avec un espacement de 30.5 m.

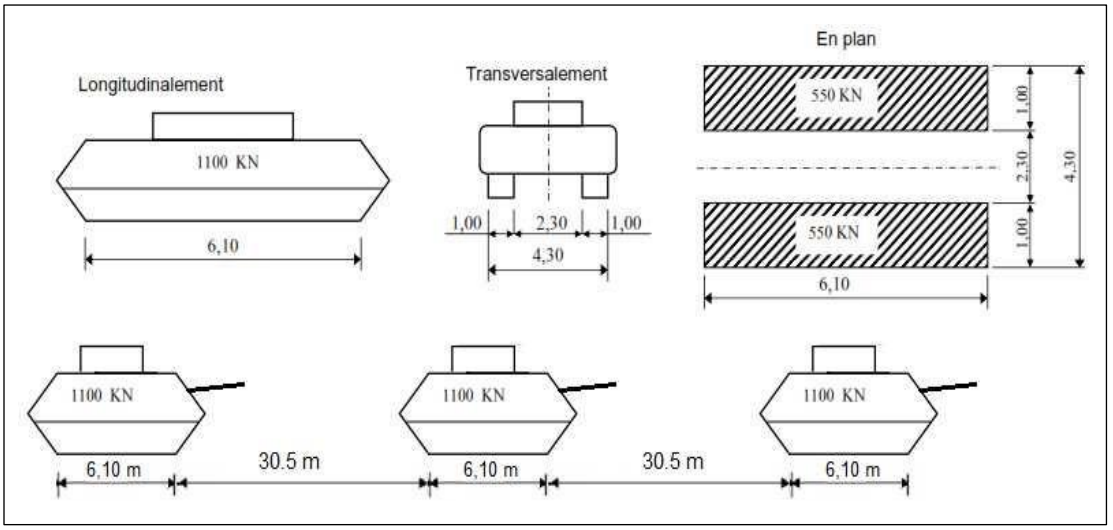


Figure IV.9 : Convoi de charge Mc120.

IV.4.2.6.Charge exceptionnelles D240

Le convoi D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m de large et de 18.6 m de long. Ce convoi est supposé circuler seul longitudinalement et transversalement quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

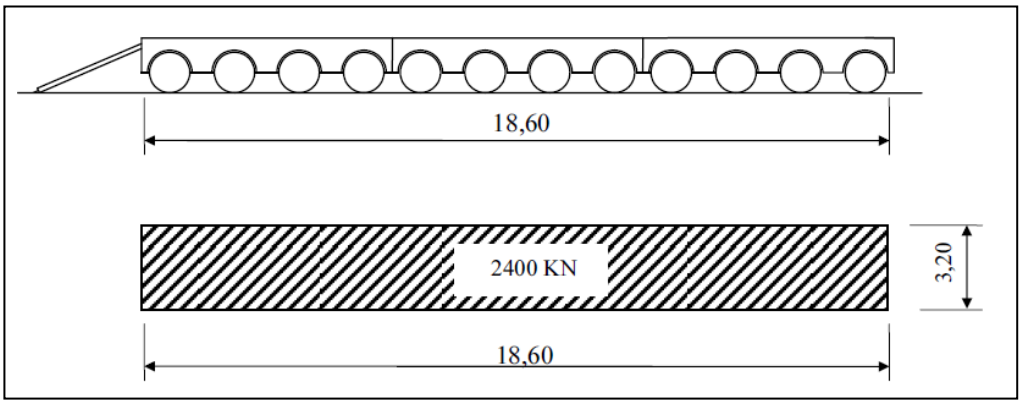


Figure IV.10 : Convoi exceptionnel D240.

IV.4.2.7.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. Le système de charge D240 n'est pas majoré vu la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée directement comme une charge statique.

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

Avec :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètre.

G : sa charge permanente (poids propre + CPP).

S : sa surcharge maximale.

Le ci-dessous résume les valeurs de coefficient de majoration dynamique :

Tableau IV.14 : Coefficient de majoration dynamique.

		S (KN) :	1710	768	1100
Cas de charge	L(m)	G (KN)	B_C	B_t	Mc120
Cas 1	69	24756,3	1,037	1,032	1,034
Cas 2	184	67471,2	1,014	1,012	1,013
Cas 3	299	110167,1	1,009	1,008	1,008
Cas 4	414	152875,0	1,006	1,006	1,006
Cas 5	483	177640,4	1,006	1,005	1,005
Cas 6	184	67471,2	1,014	1,012	1,013
Cas 7	299	110167,1	1,009	1,008	1,008
Cas 8	368	134926,5	1,007	1,006	1,007
Cas 9	184	67471,2	1,014	1,012	1,013
Cas 10	299	110167,1	1,009	1,008	1,008
Cas 11	368	134926,5	1,007	1,006	1,007
Cas 12	138	49522,7	1,019	1,016	1,017
Cas 13	253	92236,6	1,011	1,009	1,010
Cas 14	115	42714,9	1,023	1,019	1,021
Cas 15	115	42714,9	1,023	1,019	1,021
Cas 16	230	85410,8	1,011	1,010	1,010
Cas 17	230	85410,8	1,011	1,010	1,010
Cas 18	345	128117,7	1,008	1,007	1,007

IV.4.2.8.Efforts de freinage

Les charges des chaussées des systèmes de charge **A** et **Bc** sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation. Dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

❖ Système de charge Bc

Bc peut développer un effort de freinage égale à son poids **300 KN.**

❖ Système de charge A

L'effort de freinage qui correspond au système de charge **A** est donnée (en KN) par :

$$F=\frac{A.S}{20+0.0035.S}$$

S : la surface chargée en (m^2)

Tableau IV.15 : L'effort de freinage F(KN) de système A

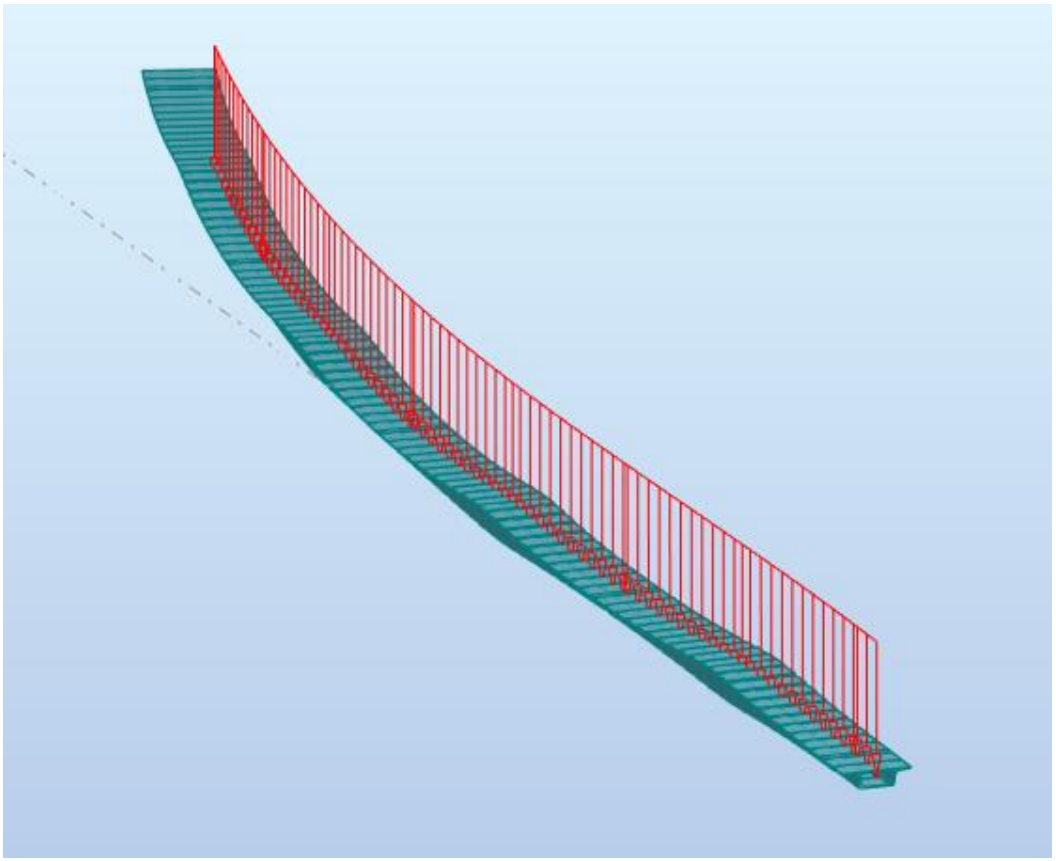
Cas de charge	L(m)	3 voies
Cas 1	69	211.46
Cas 2	184	287.46
Cas 3	299	334.01
Cas 4	414	367.57
Cas 5	483	383.70
Cas 6	184	287.46
Cas 7	299	334.01
Cas 8	368	355.30
Cas 9	184	287.46
Cas 10	299	334.01
Cas 11	368	355.30
Cas 12	138	262.69
Cas 13	253	317.39
Cas 14	115	248.15
Cas 15	115	248.15
Cas 16	230	308.17
Cas 17	230	308.17
Cas 18	345	348.62

IV.5 CONCLUSION

Ce chapitre nous conduira à définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts route pour que notre ouvrage doit supporter.

Chapitre V

ETUDE LONGITUDINALE



ENSTP 2020/2021

V.1.INTRODUCTION

La construction d'un pont par encorbellement successifs consiste à réaliser un tablier sans cintre ni échafaudage au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés « voussoir », chacun de ces élément étant construit en encorbellements par rapport à celui qui précède. Dans ce chapitre nous allons procéder au calcul des deux phases (**construction, service**).

V.2.EVALUATION DES EFFORTS EN PHASE DE CONSTRUCTION

V.2.1.Différentes phases de construction d'un fléau

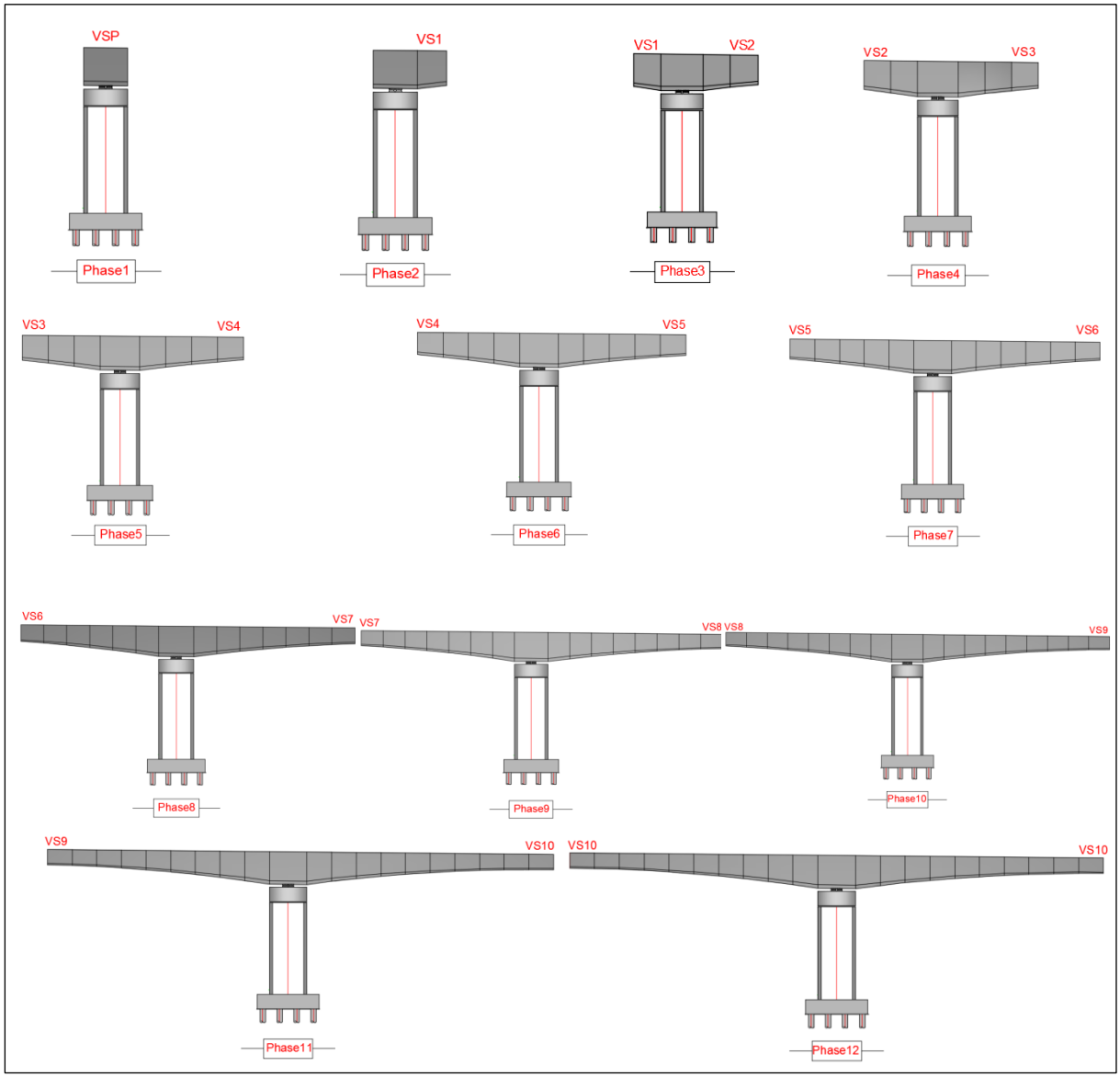


Figure V. 1 : Cheminement de la réalisation d'un fléau.

V.2.2.Charge à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents **SETRA.**

V.2.2.1.Poids propre du fléau

Tableau V. 1 : Évaluation de poids propre dans la phase 12.

N° Vrs	x	S(x)	L(m)	V(m^3)	P(kN)
Vsp	0.0	16.85	8.0	134.80	3370.00
V1	2.625	15.81	5.25	83.00	2075.00
V2	7.875	14.91	5.25	78.27	1956.75
V3	13.125	14.03	5.25	73.65	1841.25
V4	18.375	13.26	5.25	69.61	1740.25
V5	23.625	12.61	5.25	66.20	1655.00
V6	28.875	12.06	5.25	63.31	1582.75
V7	34.125	11.63	5.25	61.05	1526.25
V8	39.375	11.34	5.25	59.53	1488.25
V9	44.625	11.11	5.25	58.32	1458.00
V10	49.875	11.07	5.25	58.11	1452.75
Poids propre du fléau					**40292.50**

V.2.2.2.Charges de chantier

Pour les ouvrages coulés en place. Il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile noté Q_{PRC1}. On considère que le poids de l'équipage est égal à la moitié du voussoir le plus lourd (VSP), on l'a représenté par une force concentrée au milieu de dernier voussoir.

$$\mathbf{Q_{PRC1} = P_{VSP}/2} \rightarrow \mathbf{Q_{PRC1} = 1685\ KN}$$

V.2.2.3.Charges aléatoires

Les charges de chantier aléatoires correspondant aux matériaux stockés sur le tablier (par exemple rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels. Pour couvrir ces charges on utilise :

- Une charge répartie notée $\mathbf{Q_{PRA1} = 0.2\ KN/m^2}$ appliquée sur le fléau.
  Largeur de tablier : B= 13.8 m → $\mathbf{Q_{PRC1} = 2.76\ KN/ml}$
- Une charge concentrée notée $\mathbf{Q_{PRA2} = 50 + 5B\ (KN)}$ appliquée sur les deux bouts de fléau. → $\mathbf{Q_{PRA2} = 119\ KN}$

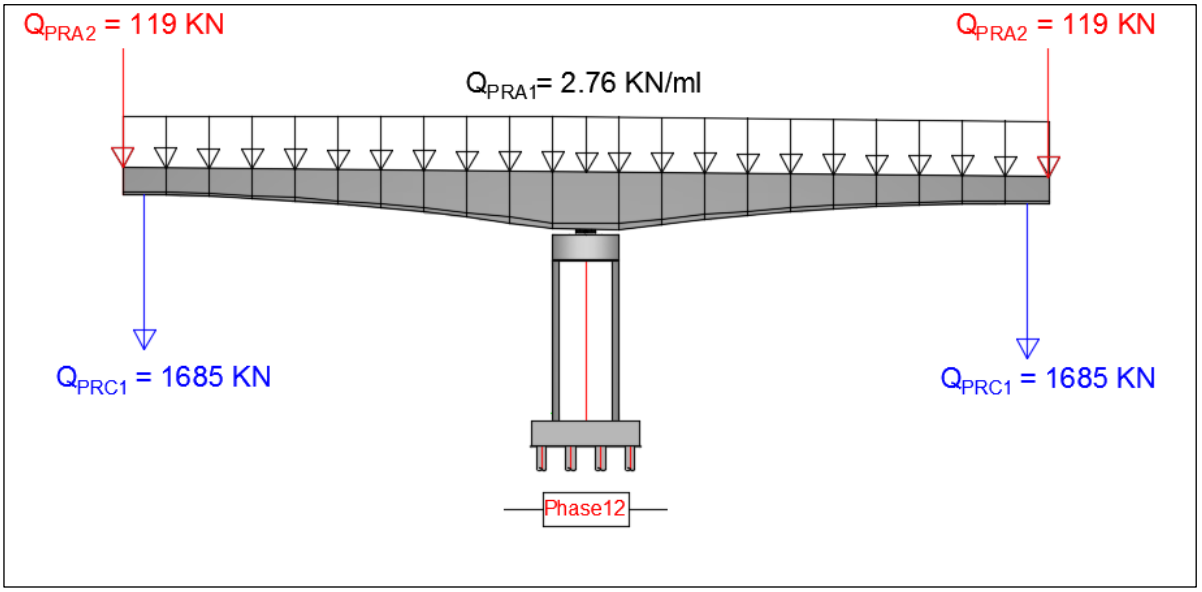


Figure V. 2 : Les charges appliquées en phase de construction.

V.2.3.Combinaison d'action

Le guide de conception SETRA, propose une combinaison en cours de réalisation à prendre en compte, voir le tableau ci-dessous :

Tableau V. 2 : Combinaison d'action en phase 12.

Combinaison d'action	G	Q_{PRC1}	Q_{PRA1}	Q_{PRA2}
COMB1	**1**	**1**	**1**	**1**

V.2.4.Modélisation du fléau

La modélisation du fléau est une partie plus importante dans la phase de l'étude de l'ouvrage afin élaborer un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins le fonctionnement du fléau sous différentes conditions. Les calculs seront effectués par un logiciel de calcul à base d'élément finis.

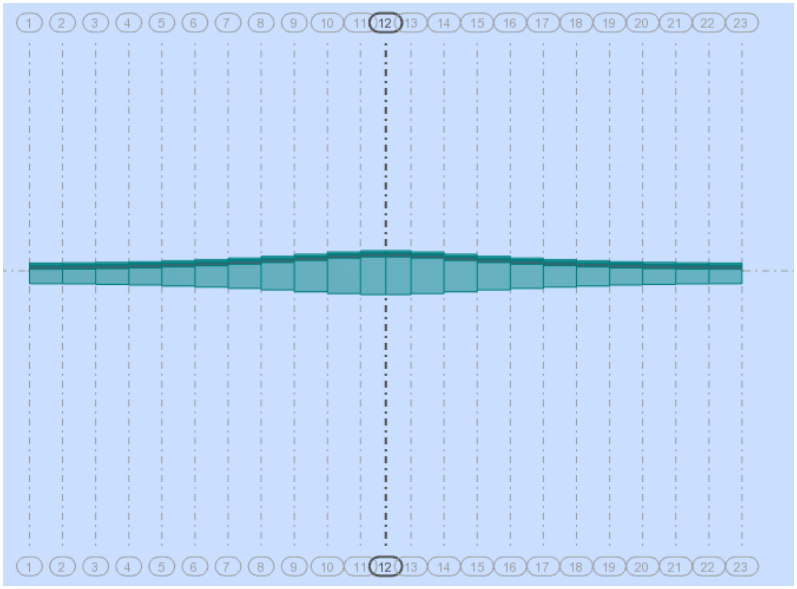


Figure V. 3 : Modèle de calcul de fléau.

Cette modélisation est effectuée comme suit :

1. La déclaration des lignes de constructions.
2. Définition du fléau par des éléments barres.
3. Définition des différentes sections par importation sous format DWG.
4. Affectation des matériaux utilisés (Béton 35).
5. Définition de l'appui (encastrement au niveau de la pile).
6. Définition des charges de chantiers et aléatoires.
7. Calcul et exploitation des résultats.

V.2.5.Résultats

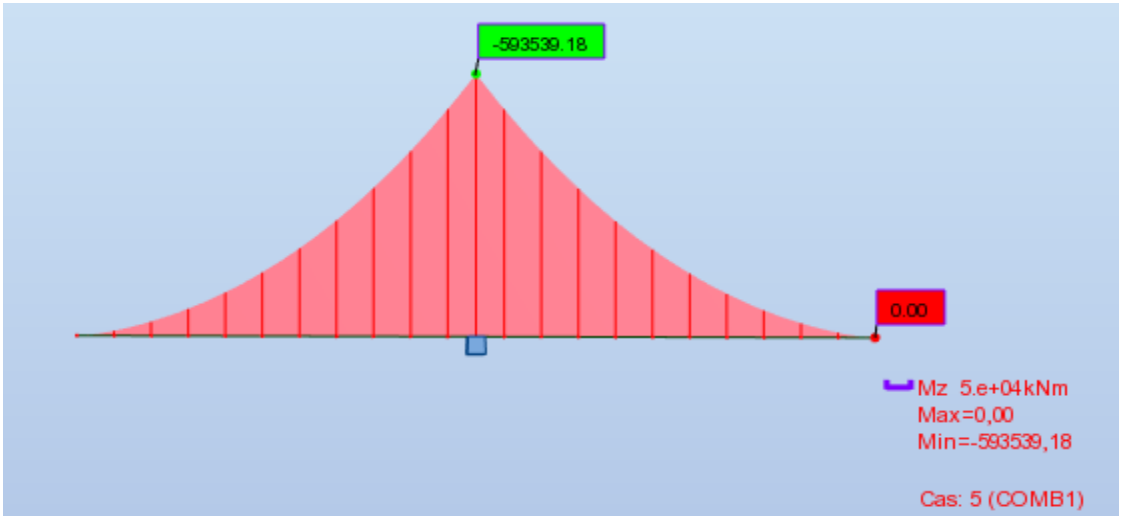


Figure V. 4 : Moment maximum

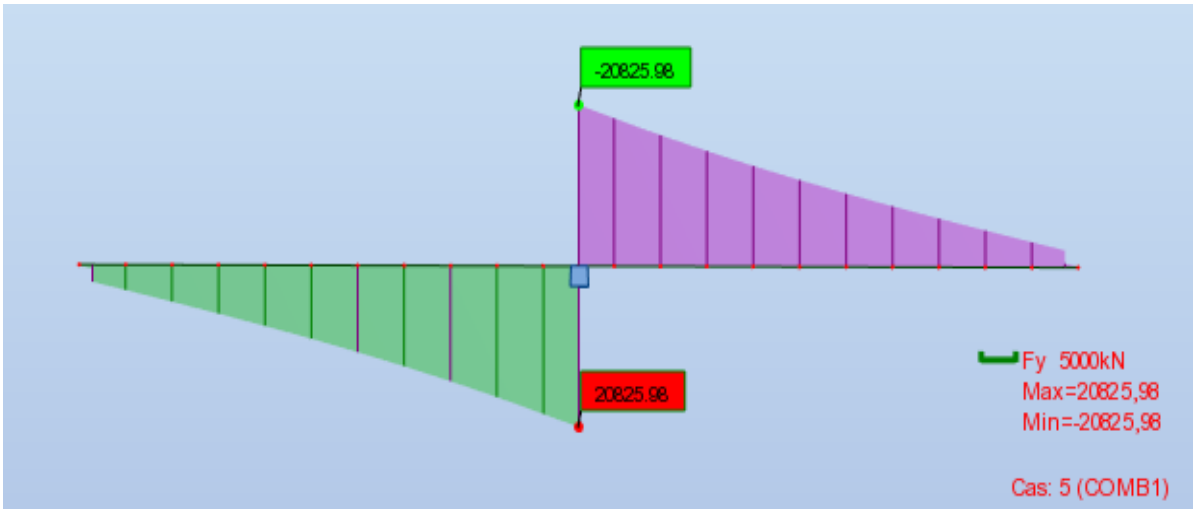


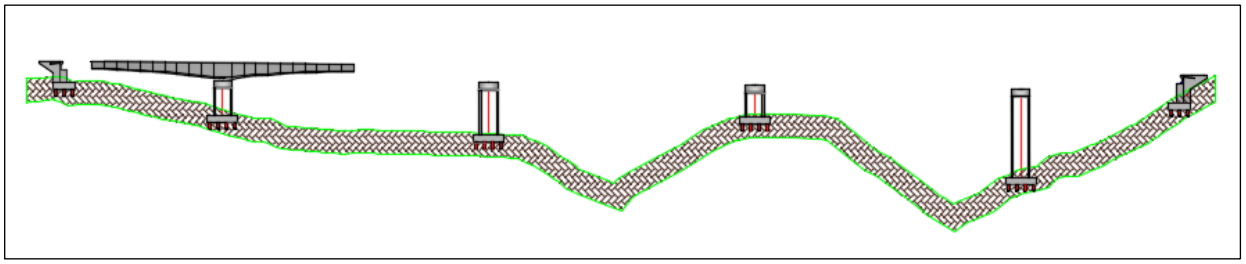
Figure V. 5 : L'effort tranchant maximum.

V.3.EVALUATION DES EFFORT EN SERVICE

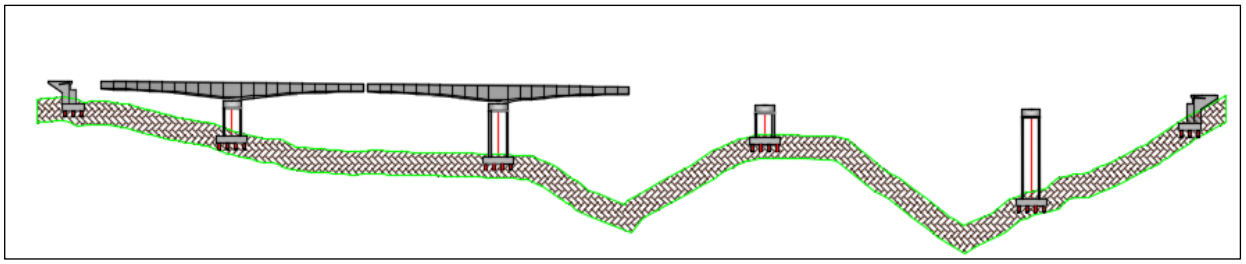
Lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées, les calculs seront effectués par un logiciel de calcul à base d'éléments finis. Le chargement appliqué est le même que celui défini dans le **chapitre IV.**

V.3.1.Phases de réalisation du tablier

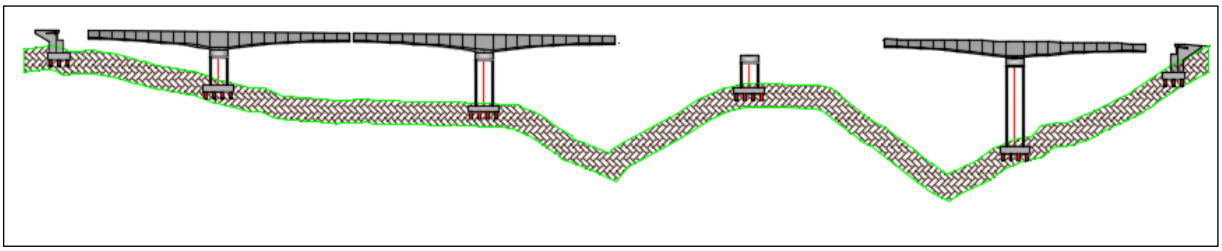
Les phases de construction sont ordonnées comme la montre les figures ci-dessous :



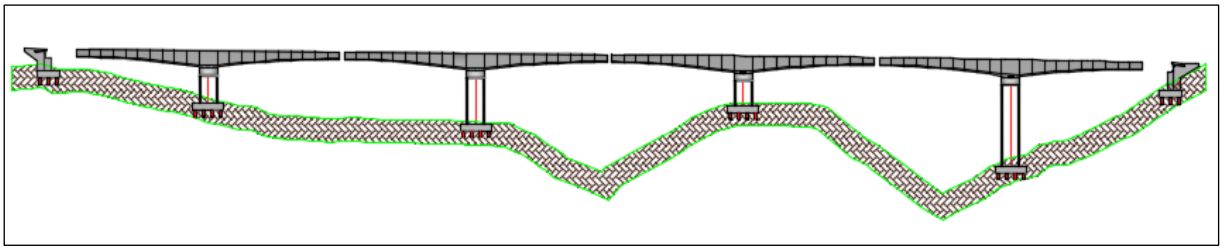
Phase 01 : Construction du fléau sur la pile 01



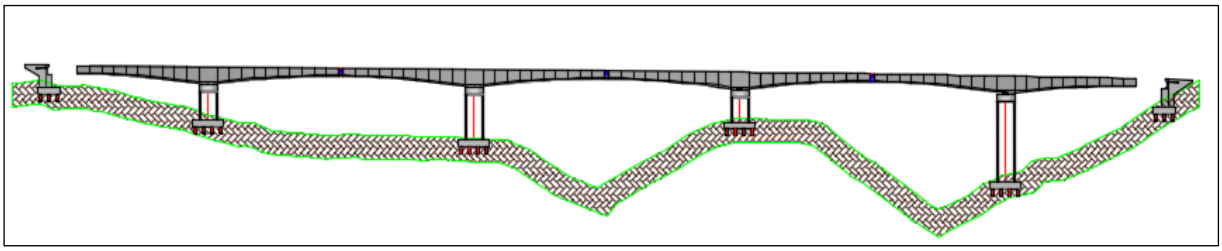
Phase 02 : Construction du fléau sur la pile 02



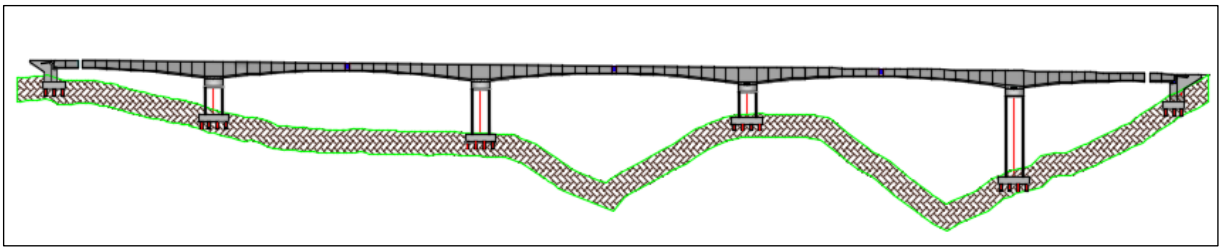
Phase 03 : Construction du fléau sur la pile 04



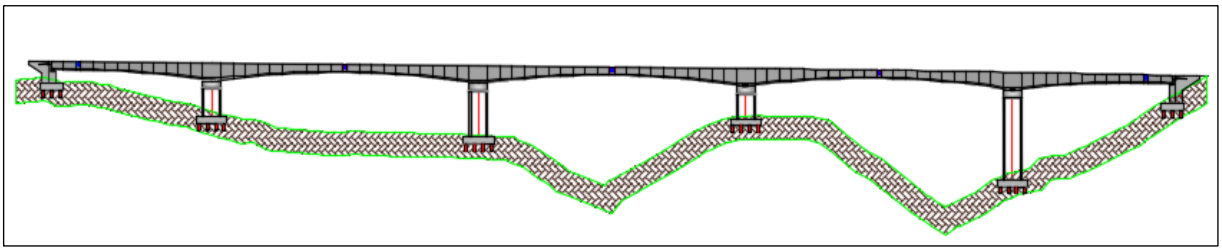
Phase 04 : Construction du fléau sur la pile 03



Phase 05 : Clavage des travées intermédiaire (P01-P02), (P02-P03) et (P03-P04)



Phase 06 : Construction des voussoirs sur C01 et C02



Phase 06 : Clavage des travées de rive (C1-P1) et (C2-P2)

Figure V. 6 : Phases de réalisation du tablier.

V.3.2.Combinaison d'action

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

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

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

V.3.3.Modélisation de tablier

Cette modélisation est effectuée comme suit :

1. La structure est définie comme éléments barres.
2. Les sections sont définit par le logiciel de dessin, puis exporter vers le logiciel de calcul, les matériaux utilisés sont déjà définis dans **le chapitre IV.**
3. Les appuis sont considérés comme appuis simples, sauf au niveau de la culée C1 qui est définie comme appuis double.
4. Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies selon RCPR 2008, dans le chapitre **IV.**

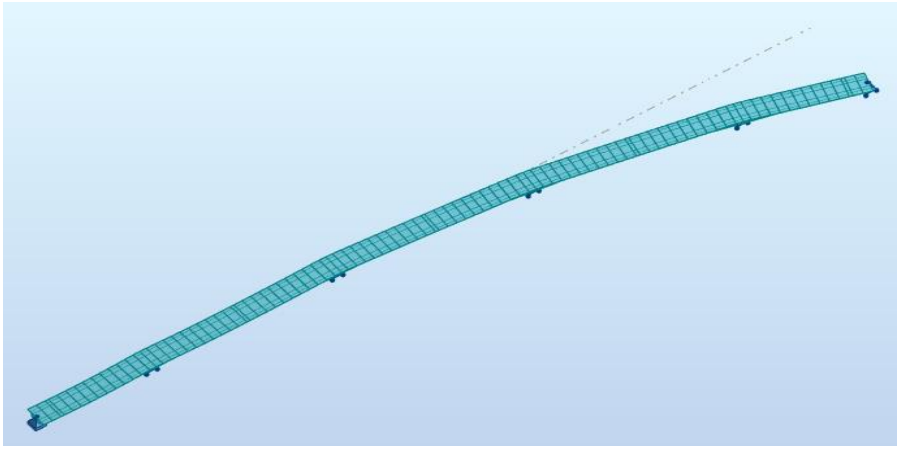


Figure V. 7 : Modèle de calcul de tablier.

V.3.4.Résultats

Les efforts les plus défavorables, ainsi que leurs combinaisons sont représentés dans les figures suivantes :

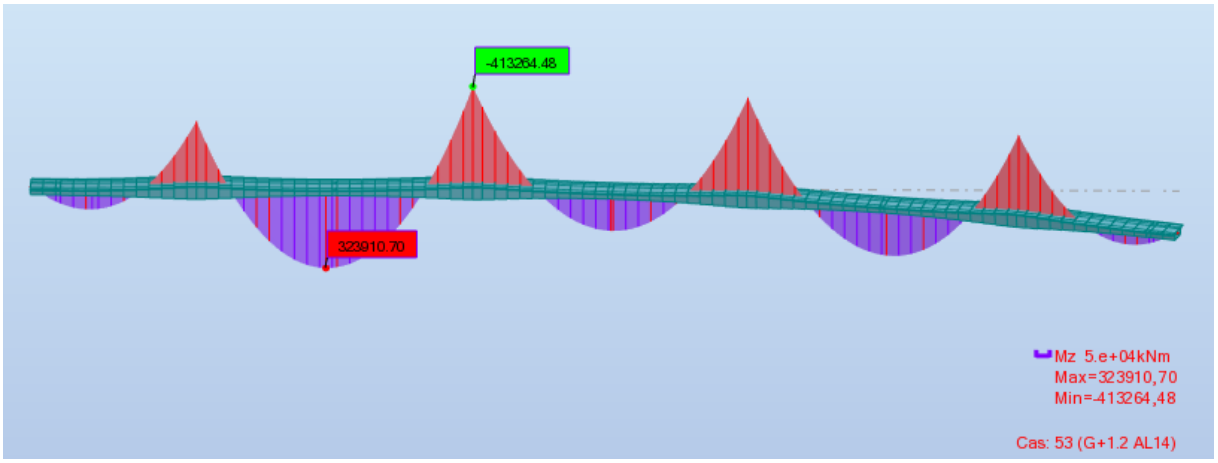


Figure V. 8 : Moment maximum à L'ELS (G+1.2 AL14)

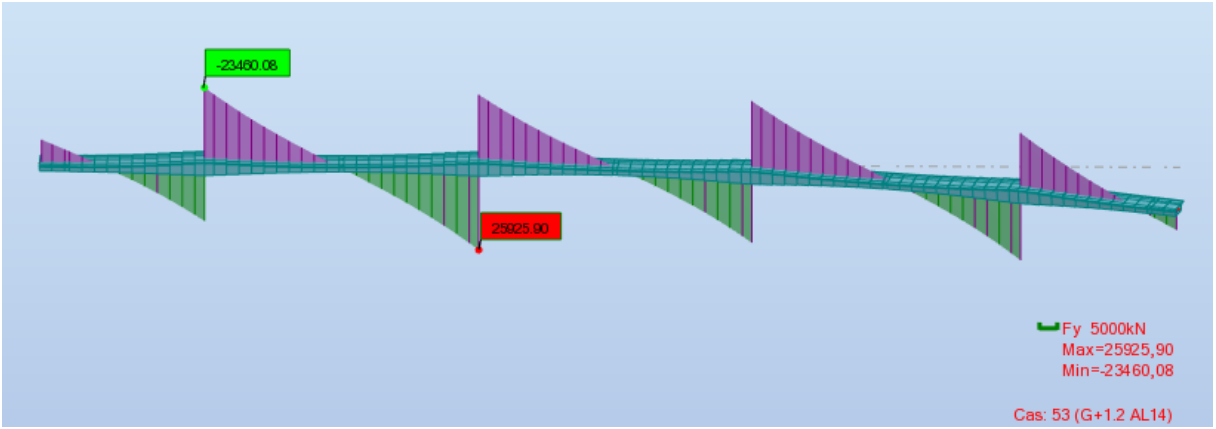


Figure V. 9 : L'effort tranchant maximum à L'ELS (G+1.2AL14)

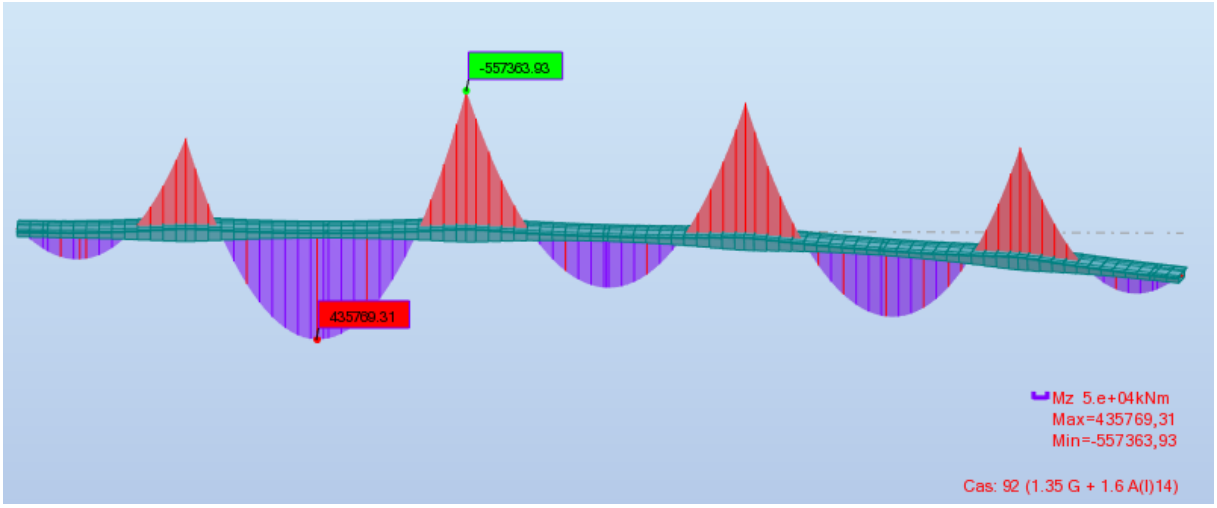


Figure V. 10 : Moment maximum à L'ELU (1.35G+1.6AL14)

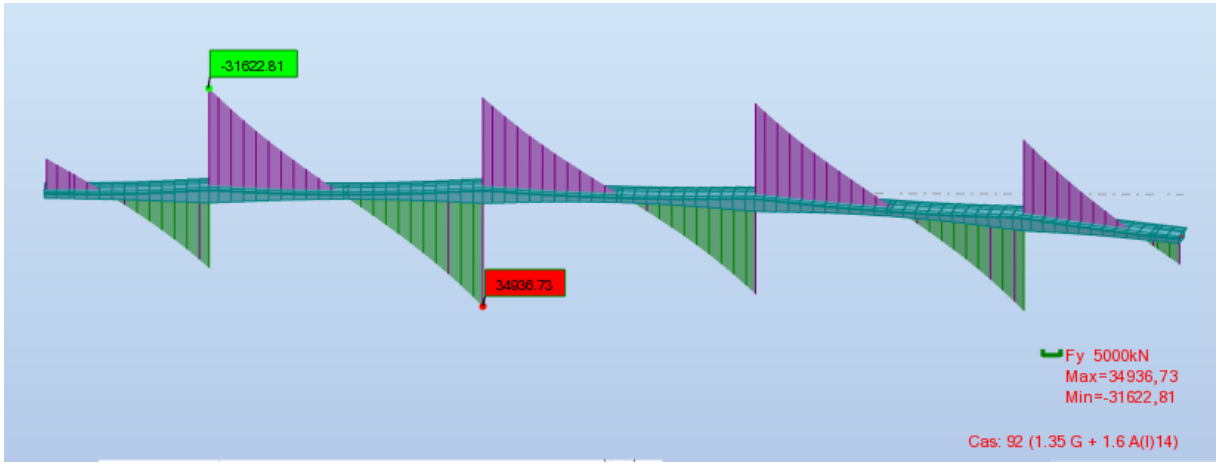


Figure V. 11 : L'effort tranchant maximum à L'ELU (1.35G+1.6AL14).

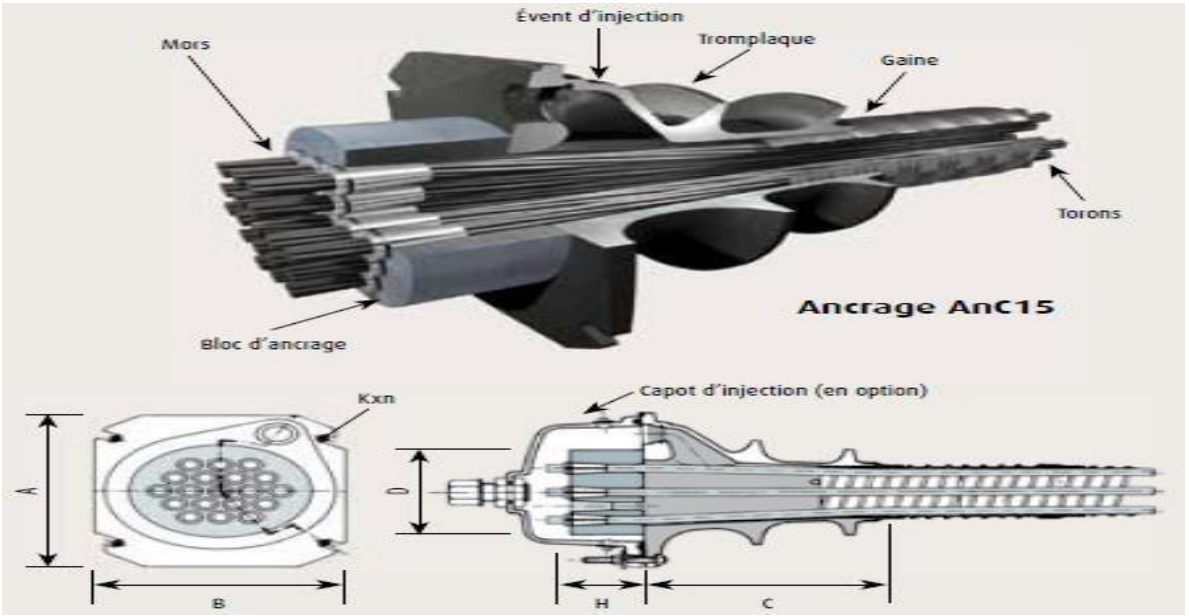
V.4.CONCLUSION

L'étude du tablier d'un pont construit par encorbellement successifs est basée sur deux principales phases, l'une est avant l'achèvement des fléaux, le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment maximum est celui à l'encastrement sur les piles.

Dans la seconde phase, après clavage le schéma statique est devenu hyperstatique et tous les charges de service serrant appliqué.

Chapitre VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINT



ENSTP 2020/2021

VI.1.INTRODUCTION

La stabilité longitudinale d'un pont construit en encorbellement successifs est assurée par deux familles de câbles : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

Le but de ce chapitre est de faire une étude détaillée de la précontrainte puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

VI.2.ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

VI.2.1.Détermination du nombre des câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés pour jouer un double rôle :

- **En construction**, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges du chantier.

- **En service**, pour participer avec les câbles de continuité à la prise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Le nombre de câbles du fléau est donnée par : $\mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{P}}{(\mathbf{1}-\mathbf{\Delta P})\mathbf{P_0}}$

P : force de précontrainte.

$\mathbf{P_0}$: effort de précontrainte limite qu'un câble de **19T15s** peut créer.

ΔP : perte de tension estimée à **25%.**

❖ **Évaluation de l'effort de précontrainte P_0**

$\sigma_0 =$ min (0.8 F_{prg} , 0.9 F_{peg}) ➔ $\sigma_0 =$ 1 488 MPa

$\mathbf{P_0 = \sigma_{p0} \times S_{câble19T15S}}$, S = 2 850 mm^2 ➔ **P_0 = 4240.8 KN, classe 1860.**

❖ **Évaluation de l'effort de précontrainte P**

L'effort P est calculé à partir de la relation : $\mathbf{P} = \frac{\boldsymbol{M}\times\mathbf{v}}{\frac{1}{S}+\frac{e\times\mathbf{v}}{I}}$

Avec :

P : La force de précontrainte.

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

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

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité : **e = v – d**.

M : Moment maximal dû au poids propre et surcharge.

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

Application numérique:

M= 593539.18 KN.m (Combinaison de charge COMB1; voir Figure V. 12).

d= 0.15 m ; I= 124.46 m^4 ; S= 16.85m^2 ; v= 3.19 m

P= 110.83 MN. D'où : **n ≥ 34.85 ➔** On prend : **n = 40 câbles de 19T15s**.

NB: *j'ai choisi 40 câbles aux lieux 36 câbles car il y a quelque contraintes de traction qui ne sont pas vérifier.*

Le nombre de câbles correspondant à chaque voussoir sont résumés dans le tableau ci-après.

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

Section	x (m)	M (KN.m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} retenu
Axe VSP	0	593539.18	3.19	124.46	16.85	3.04	110.83	34.85	40
Fin VSP	4	513624.91	3.19	124.46	16.85	3.04	95.91	30.15	40
Fin V01	9.25	418849.34	2.81	94.64	15.81	2.66	87.44	27.49	38
Fin V02	14.5	335075.23	2.47	72.06	14.91	2.32	78.35	24.63	36
Fin V03	19.75	261675.29	2.17	54.62	14.03	2.02	68.61	21.57	32
Fin V04	25	198054.13	1.91	41.83	13.26	1.76	58.05	18.25	28
Fin V05	30.25	143683.38	1.70	32.64	12.61	1.55	46.76	14.70	24
Fin V06	35.5	98105.73	1.53	25.90	12.06	1.38	35.24	11.08	20
Fin V07	40.75	60945.85	1.40	21.37	11.63	1.25	23.78	7.48	16
Fin V08	46	31916.26	1.31	18.54	11.34	1.16	13.25	4.17	12
Fin V09	51.25	10804.29	1.25	16.78	11.11	1.10	4.68	1.47	8
Fin V10	56.5	0.00	1.24	16.30	11.07	1.09	0.00	0.00	4

VI.2.2.Position et enrobage des câbles

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

-L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : $\mathbf{e_h \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ $\mathbf{e_h \geq 20\ cm}$

-L'espacement vertical entre les axes de deux câbles : $\mathbf{e_v \geq 2 \cdot \Phi_g}$ ➔ $\mathbf{e_v \geq 20\ cm}$

-L'enrobage : **C = max (3/4 a, Φ_g , d)** avec **d = 4 cm, a = Φ_g = 10 cm ➔ C ≥ 10 cm**

-L'entraxe des ancrages : **Y ≥ O.85 a, a = 46 cm** pour f_{c28} **= 35 MPa ➔ Y ≥ 39 cm**

-Distance entre l'axe de l'ancrage et le parement : **Y' ≥ 0.5 Y + 1 cm ➔ Y' ≥ 19 cm**

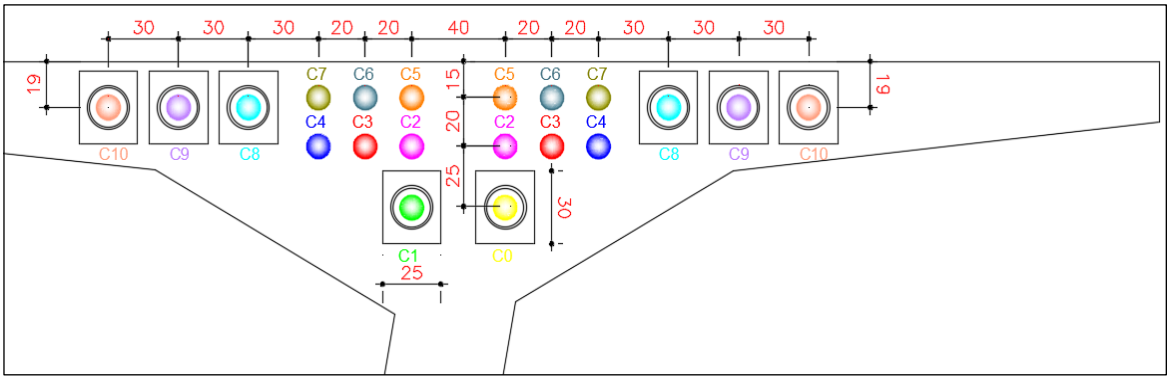


Figure VI. 1 : Disposition des câbles de fléau au niveau de VSP et position des ancrages.

VI.2.3.Tracé de câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Pour s'ancrer, ils prennent une trajectoire en plan de forme 'S' jusqu' à l'ancrage, cependant, les câbles appartenant au même axe vertical de leurs ancrages, gardent un tracé longitudinal en plan (C0, C1, C2, C5, C8, C9 et C10).

❖ Allure en plan des câbles du fléau

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

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

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

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

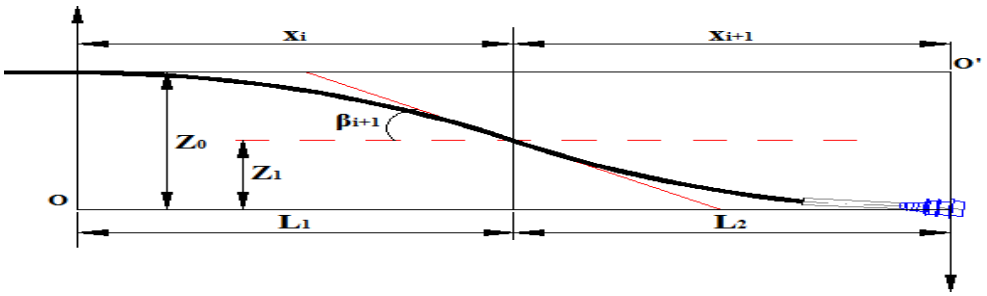


Figure VI. 2 : Tracé en plan des câbles de fléau.

Dans mon cas, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés :

$\mathbf{X_i = X_{i+1},\ \beta i = \beta_{i+1},\ R_i = R_{i+1},\ Zi = 2 \times Z_{i+1}}$

VI.2.4.Tracé en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les principes suivants :

- Il faut éviter les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique vers la bas.
- Les câbles dont l'encrage est au même niveau (C0, C1, C8, C9 et C10) ne subissent aucune déviation en élévation.

❖ Allure en élévation des câbles de fléau

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

- Les rayons de courbures : $\mathbf{R_C(x)} = \frac{X^2}{2\times(d_1-d_0)}$

- L'angle de déviation : $\boldsymbol{\alpha_n}\mathbf{= Arctg\ (2\times\ (d_1 - d_0)\ )}\times\frac{X}{L^2}$

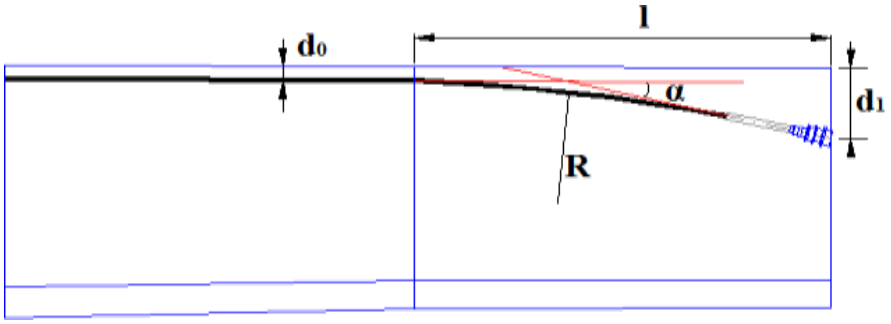


Figure VI. 3 : Tracé en élévation des câbles de fléau.

Avec :

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

$\mathbf{d_0}$: distance du CDG du câble à la fibre supérieure.

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

$\mathbf{R_{min}}$: rayon minimal pour les câbles **19T15s** (R_{min} = 3 m).

VI.2.5.Résultats

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles (4 câbles) C3 :

Application numérique:

L= 5.25 m ; $X_0 = X_1$ =2.625 m

Z_0= 0.2 m ; Z_1= 0.1 m

d_0= 0.35 m ; d_1= 0.60 m

- En plan :

$Z(x) = 0.2 + (0.1 - 0.2)\left(\frac{X}{2.625}\right)^2$

➔ **$Z(x) = 0.2 - 0.0145\ X^2$**

$R_i = R_{i+1} = \frac{(2.625)^2}{2\times(0.2-0.1)} = 34.45$ m

$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg}\ \frac{2\times(0.2-0.1)}{2.625} = 0.076$ rad

- En élévation:

$y(x) = 0.35 + (0.60 - 0.35)\left(\frac{X}{5.25}\right)^2$

➔ **$y(x) = 0.35 + 0.009\ X^2$**

$R_C = \frac{5.25^2}{2\times(0.60-0.35)} = 55.12$ m

$\alpha_n = \text{Arctg}\ (2\times(0.60 - 0.35))\times\frac{1}{5.25} = 0.088$ rad

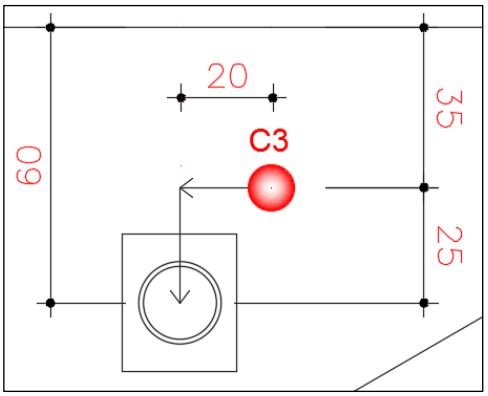


Figure VI. 4 : Positions des câbles C3.

Les restes des résultats sont élaborés dans **les tableaux VI.2** et **VI.3.**

Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans **la figure VI. 5.**

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

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	x_i (m)	R_i (m)	β (rad)	Z(x)
C0 - C1 - C2 - C5 - C8 - C9 - C10	Rectilignes en plan					
C3 - C6	0.2	0.1	2.625	34.45	0.076	0.2 - 0.0145 x^2
C4 - C7	0.4	0.2	2.625	17.23	0.151	0.4 - 0.0290 x^2

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

Câbles	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C0 - C1 - C8 - C9 - C10	Rectilignes en élévation					
C2 - C3 - C4	5.25	0.35	0.60	55.12	0.088	$0.35 + 0.009\ x^2$
C5 - C6 - C7	5.25	0.15	0.60	30.62	0.140	$0.15 + 0.016\ x^2$

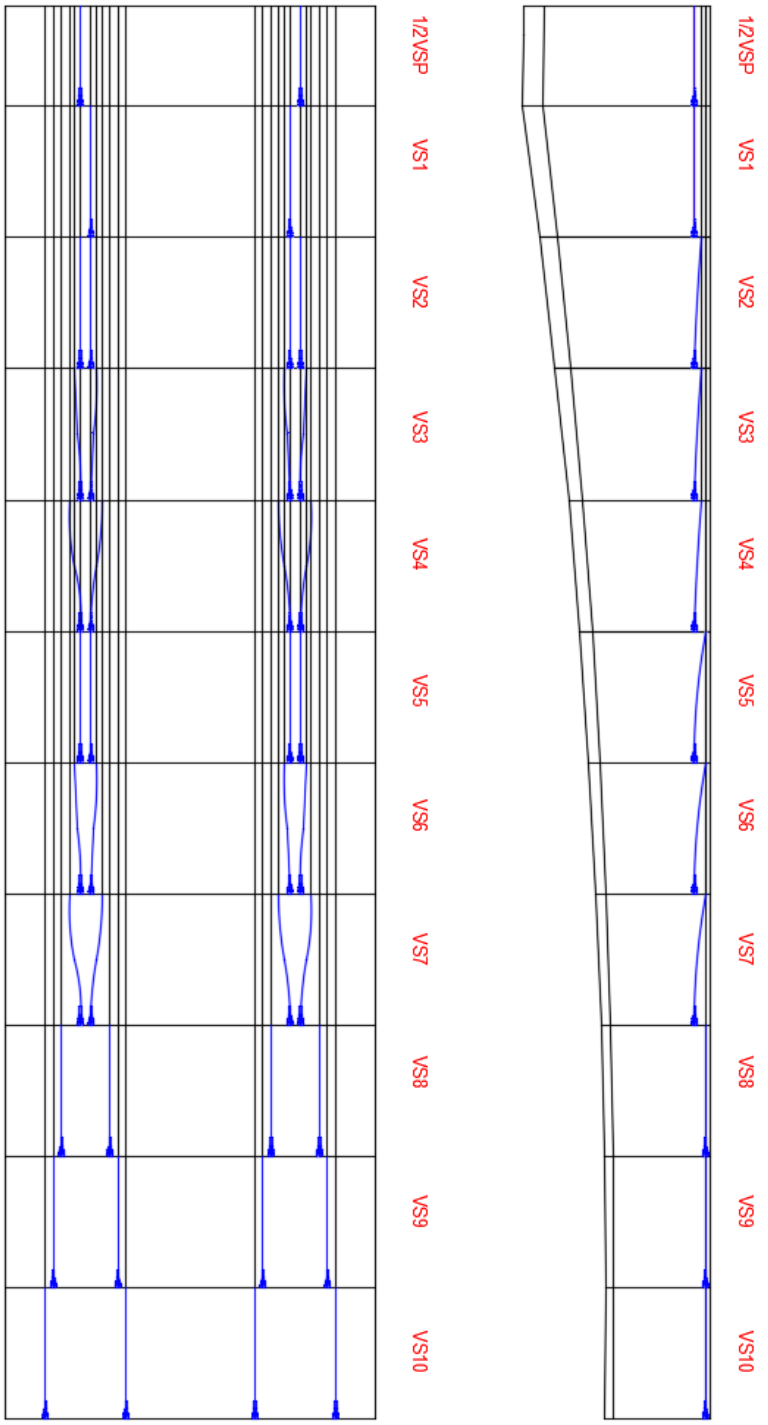


Figure VI. 5 : Tracé en élévation et en plan des câbles de fléaux.

VI.3.ETUDE DE LA PRECONTRAINT DE CONTINUITE

La précontrainte de continuité ce sont des câbles mis en tentions après le clavage afin de assurer la continuité de tablier et à s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, et aux moments fléchissant dus aux charges d'exploitation, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieure.

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

Les efforts de précontrainte seront calculés, à partir du moment max déterminé, en appliquant les formules suivantes :

$$\mathbf{P} = \frac{\boldsymbol{M}\times\mathbf{v}'}{\frac{1}{S}+\frac{e\times\mathbf{v}'}{I}} \text{ , avec : } e = v'-d \quad ; \quad \mathbf{n} \geq \frac{\mathbf{P}}{(\mathbf{1}-\boldsymbol{\Delta}\mathbf{P})\mathbf{P0}}$$

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

v' : distance du CDG de la section à la fibre inférieure.

ΔP : les pertes de tension, estimées à 25 %.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale (P01- P02) qui est la travée la plus sollicitée, est résumé dans le tableau VI.3 suivi d'un exemple de calcul sur le voussoir V10 qui est le voussoir le plus sollicité :

Tableau VI. 4 : Estimation du nombre de câbles de continuité de travée principale P01-P02.

Voussoirs	x (m)	M (KN.m)	S (m2)	I (m4)	v' (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
Fin VSP	0	-181893.49	16.85	124.46	3.76	3.61	-32.63	-10.26	4
Fin V01	5.25	-76633.04	15.81	94.64	3.44	3.29	-15.23	-4.79	8
Fin V02	10.5	15042.75	14.91	72.06	3.15	3.00	3.32	1.04	12
Fin V03	15.75	93763.33	14.03	54.62	2.89	2.74	22.94	7.21	16
Fin V04	21	160123.29	13.26	41.83	2.67	2.52	43.26	13.60	20
Fin V05	26.25	214651.82	12.61	32.64	2.48	2.33	63.62	20.00	24
Fin V06	31.5	257805.05	12.06	25.90	2.31	2.16	83.44	26.23	28
Fin V07	36.75	289958.77	11.63	21.37	2.18	2.03	100.93	31.73	32
Fin V08	42	311398.53	11.34	18.54	2.09	1.94	114.39	35.96	36
Fin V09	47.25	322336.40	11.11	16.78	2.04	1.89	122.54	38.53	40
Fin V10	52.5	322907.70	11.07	16.30	2.01	1.86	124.55	39.16	40
Vc P01-P02	53.5	321858.15	11.07	16.30	2.01	1.86	124.15	39.03	40
Fin V10	52.5	320455.21	11.07	16.30	2.01	1.86	123.61	38.86	40
Fin V09	47.25	307006.49	11.11	16.78	2.04	1.89	116.72	36.70	40
Fin V08	42	283186.18	11.34	18.54	2.09	1.94	104.03	32.71	36
Fin V07	36.75	248855.73	11.63	21.37	2.18	2.03	86.62	27.23	32
Fin V06	31.5	203799.71	12.06	25.90	2.31	2.16	65.96	20.74	28
Fin V05	26.25	147728.12	12.61	32.64	2.48	2.33	43.79	13.77	24
Fin V04	21	80265.68	13.26	41.83	2.67	2.52	21.68	6.82	20
Fin V03	15.75	950.18	14.03	54.62	2.89	2.74	0.23	0.07	16
Fin V02	10.5	-90746.88	14.91	72.06	3.15	3.00	-20.01	-6.29	12
Fin V01	5.25	-195419.35	15.81	94.64	3.44	3.29	-38.85	-12.21	8
Fin VSP	0	-313704.75	16.85	124.46	3.76	3.61	-56.28	-17.69	4

Application numérique

M= 322907.70 KN.m (Combinaison ELS : G+1.2AL14 ; voir chapitre V).

d= 0.15 m ; I= 16.30 m^4 ; S= 11.07 m^2 ; v'= 2.01 m ; e= 1.86 m

P_0= 4240.8 KN ; ΔP= 25% ➔P=124.55 MN

D'où **: n ≥ 39.16 ➔** On prend : **n = 40 câbles de 19T15s**.

❖ **Disposition des câbles :**

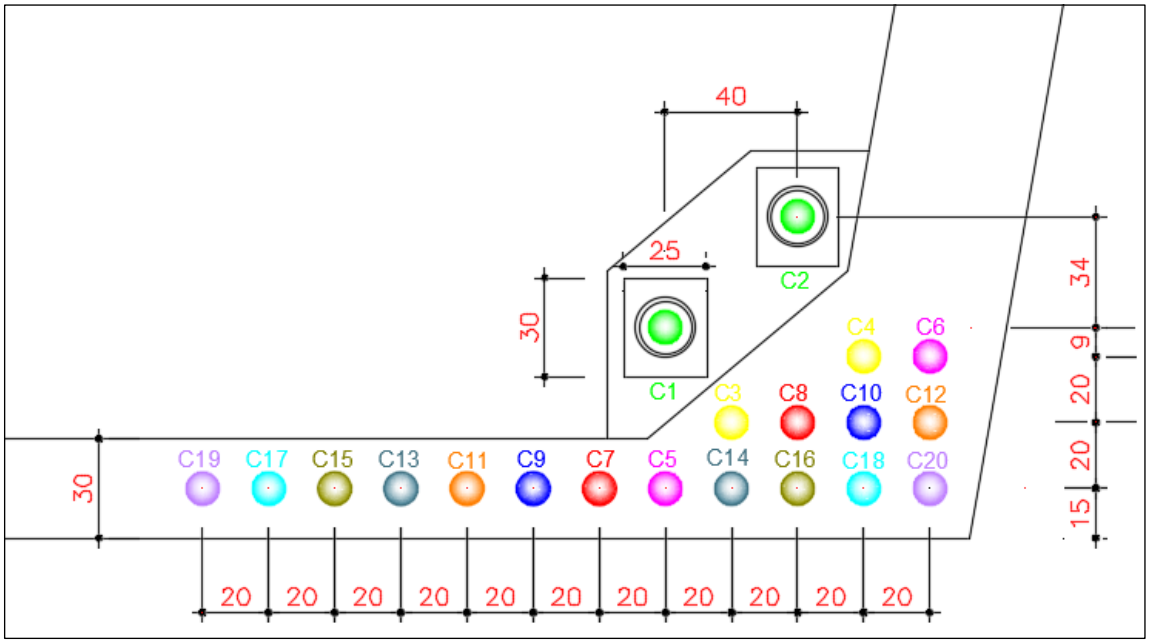


Figure VI. 6 : Dispositions des câbles de continuité de travée principale au niveau de VC

❖ **Tracé des câbles :**

Les équations et les paramètres du tracé en plan sont montrés dans **le tableau VI.5.**

Tableau VI. 5 : L'allure du tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	R_i (m)	β (rad)	Z(x)
C1-C2-C5-C8-C16	Rectilignes en plan					
C3-C4-C7-C10-C14-C18	0.2	0.1	2.625	34.45	0.076	$0.2 - 0.0145\ x^2$
C6-C9-C12-C20	0.4	0,2	2.625	17.23	0.151	$0.4 - 0.0290\ x^2$
C11	0.6	0.3	2.625	11.48	0.225	$0.6 - 0.0435\ x^2$
C13	0.8	0.4	2.625	8.61	0.296	$0.8 - 0.0580\ x^2$
C15	1	0.5	2.625	6.89	0.364	$1 - 0.0726\ x^2$
C17	1.2	0.6	2.625	5.74	0.429	$1.2 - 0.0871\ x^2$
C19	1.4	0.7	2.625	4.92	0.490	$1.4 - 0.1016\ x^2$

Les équations et les paramètres du tracé en élévation sont montrés dans **le tableau VI.6.**

Tableau VI. 6 : L'allure du tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale.

Câbles	L (m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C1 – C2	Rectilignes en élévation					
C3	5.25	0,35	0,64	47,52	0,100	$0.35 + 0.0105\ x^2$
C4	5.25	0,55	0,97	32,81	0,133	$0.55 + 0.0152\ x^2$
C5	5.25	0,17	0,66	28,12	0,148	$0.17 + 0.0178\ x^2$
C6	5.25	0,57	0,99	32,81	0,133	$0.57 + 0.0152\ x^2$
C7	5.25	0,19	0,68	28,12	0,148	$0.19 + 0.0178\ x^2$
C8	5.25	0,39	1,01	22,22	0,170	$0.39 + 0.0225\ x^2$
C9	5.25	0,22	0,71	28,12	0,148	$0.22 + 0.0178\ x^2$
C10	5.25	0,42	1,04	22,22	0,170	$0.42 + 0.0225\ x^2$
C11	5.25	0,26	0,75	28,12	0,148	$0.26 + 0.0178\ x^2$
C12	5.25	0,46	1,08	22,22	0,170	$0.46 + 0.0225\ x^2$
C13	5.25	0,31	0,8	28,12	0,148	$0.31 + 0.0178\ x^2$
C14	5.25	0,31	1,13	16,80	0,195	$0.31 + 0.0298\ x^2$
C15	5.25	0,37	0,86	28,12	0,148	$0.37 + 0.0178\ x^2$
C16	5.25	0,37	1,19	16,80	0,195	$0.37 + 0.0298\ x^2$
C17	5.25	0,44	0,93	28,12	0,148	$0.44 + 0.0178\ x^2$
C18	5.25	0,44	1,26	16,80	0,195	$0.44 + 0.0298\ x^2$
C19	5.25	0,51	1	28,12	0,148	$0.51 + 0.0178\ x^2$
C20	5.25	0,51	1,33	16,80	0,195	$0.51 + 0.0298\ x^2$

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

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

Application numérique

M= 96524.46 KN.m (Combinaison ELS : G+D240).

d= 0.15 m ; I= 18.54 m^4 ; S= 11.34 m^2 ; v'= 2.09 m ; e= 1.94 m

P_0= 4240.8 KN ; ΔP= 25% ➔P=35.46 MN

D'où **: n ≥ 11.15 ➔** On prend : **n = 12 câbles de 19T15s**.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive **(C01-P01)** la plus sollicité est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI. 7 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.

Section	x (m)	M (KN.m)	υ' (m)	I (m^4)	S (m^2)	e (m)	P (MN)	N^{bre} câbles	N^{bre} Ret (Passants)
Début VSC 01	0	0,00	2.01	16.30	11.07	1.86	0.00	0.00	0
Début VSC 02	5.25	34638.07	2.01	16.30	11.07	1.86	13.36	4.20	4
VSC C01-P01	10.5	65668.93	2.01	16.30	11.07	1.86	25.33	7.96	8
Fin V10	12.5	74708.50	2.01	16.30	11.07	1.86	28.82	9.06	10
Fin V09	17.75	90968.33	2.04	16.78	11.11	1.89	34.58	10.87	12
Fin V08	23	96524.46	2.09	18.54	11.34	1.94	35.46	11.15	12
Fin V07	28.25	73353.42	2.18	21.37	11.63	2.03	25.53	8.03	10
Fin V06	33.5	59927.22	2.31	25.90	12.06	2.16	19.40	6.10	8
Fin V05	38.75	37094.00	2.48	32.64	12.61	2.33	10.99	3.46	4
Fin V04	44	634.85	2.67	41.83	13.26	2.52	0.17	0.05	0

❖ **Disposition des câbles :**

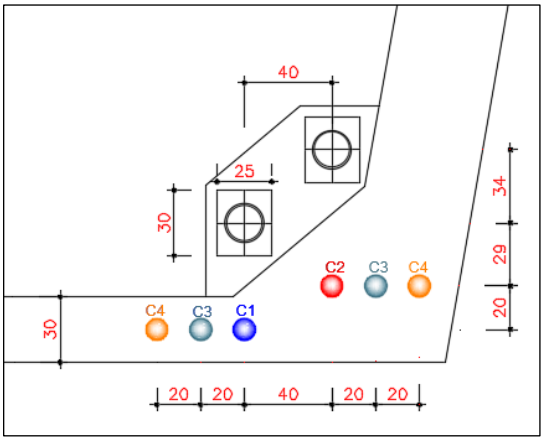


Figure VI.7: Disposition des câbles de continuité de travée de rive.

❖ **Tracé des câbles**

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

Câbles	Z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	R_i (m)	β (rad)	Z(x)
C1 – C2	Rectilignes en plan					
C3	0.2	0.1	2.625	24.20	0.0907	$0.2 - 0.0207\ x^2$
C4	0.4	0,2	2.625	12.1	0.1799	$0.4 - 0.0413\ x^2$

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

VS	Câbles	L(m)	d0	d1	Ri(m)	(rad)	Équation		
VC1	0	5,25	0	0	0	0,00	0	0	0
VC2	C4	5,25	0,15	0,64	28,12	0,15	0,15	0,49	X^2
VC2	C4	5,25	0,35	0,97	22,22	0,17	0,35	0,62	X^2
VC	C3	5,25	0,15	0,64	28,12	0,15	0,15	0,49	X^2
VC	C3	5,25	0,35	0,97	22,22	0,17	0,35	0,62	X^2
V10	C2	5,25	0,35	0,97	22,22	0,17	0,35	0,62	X^2
V9	C1	5,25	0,17	0,66	28,12	0,15	0,17	0,49	X^2
V8	C1	5,25	0,17	0,66	28,12	0,15	0,17	0,49	X^2
V7	C2	5,25	0,39	1,01	22,22	0,17	0,39	0,62	X^2
V6	C3	5,25	0,22	0,71	28,12	0,15	0,22	0,49	X^2
V6	C3	5,25	0,42	1,04	22,22	0,17	0,42	0,62	X^2
V5	C4	5,25	0,26	0,75	28,12	0,15	0,26	0,49	X^2
V5	C4	5,25	0,46	1,08	22,22	0,17	0,46	0,62	X^2
V4	0	5,25	0	0	0	0,00	0	0	0

VI.4.EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toutes différences entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné.

En béton précontraint les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20 % à 30 % de la précontrainte initiale, ils peuvent être rangés sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

VI.4.1.Pertes de tensions instantanées

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

- Pertes de tension par frottement, $\Delta\sigma_{\upsilon}$.
- Pertes de tension par recul de l'ancrage, $\Delta\sigma_{g}$.
- Pertes de tension par déformations instantanées du béton, $\Delta\sigma_{e}$.

La valeur des pertes instantanées totale est : $\Delta\sigma_{i} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_{g} + \Delta\sigma_{e}$

VI.4.1.1. Pertes de tension par frottement

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

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \theta + \varphi \times x)})$$

Avec :

σ_{p0} : la tension à l'origine.
e : la base des logarithmes népériens.
φ : coefficient de frottement droit (m^{-1}).
f : coefficient de frottement de courbure (rd^{-1})
θ : la variation angulaire à l'abscisse x **(rd)**.
x : l'abscisse à partir de l'ancrage (**m**).

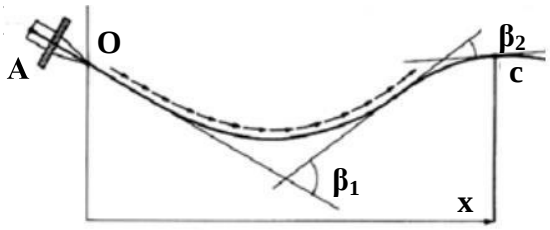


Figure VI. 8 : Frottements le long de câble lors de la mise en tension

Durant la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires α en élévation et β en plan, d'où la variation θ égal à :

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

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

V.4.1.2.Pertes de tension par recul de l'ancrage

Lors du transfert de l'effort de tension du vérin à l'ancrage un glissement des câbles dans les clavettes et celui des clavettes dans les plaques d'ancrages, ce glissement dépend du type d'ancrage, son influence s'annule au-delà de la section située à l'abscisse « d ».

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma p_0 \times k\,(d - x)$$

Avec : $K = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$ et $d = \sqrt{\frac{E_p.g}{\sigma_{p0}.K}}$

k : fonction croissante.
d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
g : glissement à l'ancrage.
$\mathbf{E_p}$: module d'élasticité des câbles précontraints.

V.4.1.3.Pertes de tension dues à la non-simultanéité de mise en tension.

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

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

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

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

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2}\frac{E_P}{E_{bi}} \quad ; \quad \text{avec :} \quad \frac{E_P}{E_{bi}} = 5.28 \quad \text{d'où} \quad \Delta\sigma_e(x) = 0.64 \times \sigma_b(x)$$

Avec : $\sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_P \times e}{I}$

$\mathbf{E_p}$ **:** module d'élasticité des câbles précontraints.
$\mathbf{E_{bi}}$ **:** module de déformation instantanée du béton.
σ_b : contrainte final (après stabilisation des pertes : ΔP= 25%) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à des charges permanentes.
P : effort de précontrainte, $P = P_0\,(1-\Delta P)$.
$\mathbf{M_p}$: moment sous le poids propre.

VI.4.2.Pertes de tensions différées

Elles se produisent dans un temps plus ou moins long après la mise en tension. . Elles sont dues aux :

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

La valeur des pertes instantanées totale est : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$

VI.4.2.1. Perte de tension due au retrait de béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton non chargé dans le temps, il est en générale dû à l'évaporation de l'eau contenue dans le béton mais aussi à des réactions chimiques. De ce fait les armatures de précontrainte étroitement liées au béton subissent les mêmes variations que celui-ci, il en découle une diminution de tension dans les câbles.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\varepsilon r\ [1 - r\ (t_0)]$. Donc : $\Delta\sigma r = Ep\ \varepsilon r\ [1 - r\ (t_0)]$.

Plus souvent, on peut négliger la valeur r (t_0) devant 1, ce qui donne : $\Delta\sigma r \approx Ep\ \varepsilon r$

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

V.4.2.2 Perte de tension due au fluage

Le fluage est caractérisé par une augmentation de déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimé qui subit un raccourcissement instantané εi à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée. La perte due au fluage vaut : $\Delta\sigma_{fl} = Ep \times \varepsilon_f$

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M + \sigma_B}{E_{bj}}$

σ_M : contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le règlement BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1.5\ \sigma_b$

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5\ \sigma_b(x) \times \frac{E_P}{E_{ij}}$

VI.4.2.3 Perte de tension due à la relaxation des câbles

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

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1\,000}(\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \quad ; \text{ avec : } \quad \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

$\rho_{1\,000}$ **(%)** : relaxation garantie à 1 000 h.
μ_0 **:** coefficient pris égal 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

- **Les pertes totales**

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_d + \Delta\sigma_i$

- **Application sur les câbles de fléau**

Le tableau VI.10 ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé dans **l'annexe.**

Tableau VI. 9 : pourcentage (%) des pertes de tension moyennes des câbles de fléau.

Section	$\Delta\sigma_\varphi$	$\Delta\sigma_g$	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_i$	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_{fl}$	$\Delta\sigma_\rho$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_{TOT}$
Axe VSP	11.45	0.16	0.93	12.54	2.55	4.48	3,54	9.98	22.52
Fin VSP	10.39	0.40	1.30	12.07	2.55	6.23	3,61	11.79	23.87
Fin V1	10.05	0.52	1.38	11.94	2.55	6.63	3,63	12.20	24.15
Fin V2	9.27	0.95	1.48	11.69	2.55	7.11	3,66	12.71	**24.41**
Fin V3	8.31	1.09	1.42	10.81	2.55	6.86	3,79	12.57	23.39
Fin V4	7.44	1.39	1.36	10.18	2.55	6.58	3,89	12.37	22.56
Fin V5	6.37	1.41	1.32	9.10	2.55	6.42	4,05	12.35	21.45
Fin V6	4.52	1.71	1.26	7.49	2.55	6.16	4,30	12.29	19.79
Fin V7	3.09	2.31	1.15	6.56	2.55	5.67	4,45	11.92	18.49
Fin V8	2.33	2.64	1.00	5.96	2.55	4.91	4,55	11.24	17.22
Fin V9	1.56	3.96	0.77	6.29	2.55	3.82	4,49	10.11	16.41
Fin V10	0.00	5.54	0.45	5.98	2.55	2.24	4,54	8.57	14.56

On constate que les pertes totales trouvées sont proches en moyenne de celle supposées au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : **$\Delta\sigma$= 24.41 %.**

VI.5.VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inferieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante : $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{P.e_0 + M}{100} y$$

P : effort de précontrainte.
B : surface de la section considérée.
I : inertie de la section considérée.
$\mathbf{e_0}$: excentricité du câble de précontraint moyen.
M : moment extérieur.
y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

VI.5.1.Phase de construction

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$\Delta p = 24.41\ \% \rightarrow \sigma_\infty = 1124.77$ Mpa.

$\sigma_{bcj} = 0.6 \times f_{C28} = 21$ **Mpa.**

$\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 4.05$ **Mpa** ; Hors section d'enrobage.

$\overline{\sigma_{bt2}} = 0.7 \times f_{t28} = 1.89$ **Mpa ;** Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : (Les contraintes sont bien vérifiées)

Tableau VI. 10 : Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.

Section	N^{bre} câbles	M (KN.m)	υ' (m)	υ (m)	I (m^4)	S (m^2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
Axe VSP	40	593539.18	3,76	3.19	124.46	16.85	2.92	128.23	2.00	14.22
Fin VSP	40	513624.91	3,76	3.19	124.46	16.85	2.92	128.23	4.05	11.80
Fin V01	38	418849.34	3,44	2.81	94.64	15.81	2.56	121.82	4.53	11.59
Fin V02	36	335075.23	3,15	2.47	72.06	14.91	2.24	115.40	5.12	11.09
Fin V03	32	261675.29	2,89	2.17	54.62	14.03	1.96	102.58	4.88	10.55
Fin V04	28	198054.13	2,67	1.91	41.83	13.26	1.71	89.76	4.75	9.59
Fin V05	24	143683.38	2,48	1.70	32.64	12.61	1.53	76.94	4.75	8.07
Fin V06	20	98105.73	2,31	1.53	25.90	12.06	1.36	64.11	4.66	6.31
Fin V07	16	60945.85	2,18	1.40	21.37	11.63	1.22	51.29	4.52	4.24
Fin V08	12	31916.26	2,09	1.31	18.54	11.34	1.12	38.47	4.18	2.13
Fin V09	8	10804.29	2,04	1.25	16.78	11.11	1.06	25.65	3.53	0.32
Fin V10	4	0.00	2,01	1.24	16.30	11.07	1.05	12.82	2.18	-0.50

VI.5.2.Phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- **En à vide :** On prend en considération seulement le poids propre de tablier.
- **En service** : On prend en considération les charges et surcharges.

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$\Delta p = 24.41\ \%$ ➔ $\sigma_\infty = 1124.77$ Mpa.

$\boldsymbol{\sigma_{bcj} = 0.6 \times f_{C28} = 21\ Mpa.}$

$\boldsymbol{\overline{\sigma_{bt1}} = 1.5 \times f_{t28} = 4.05\ Mpa}$; Hors section d'enrobage.

$\boldsymbol{\overline{\sigma_{bt2}} = 1 \times f_{t28} = 2.7\ Mpa}$; Section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans **l'annexe** (Toutes les contraintes sont vérifiées)

NB : *pour vérifier les contraintes en phases de service, nous devons utiliser l'enveloppe des Sollicitation dans chaque section.*

❖ Armatures des zones tendues

Dans les zones où on a une traction en béton, il est nécessaire de disposer une section d'armatures passives minimales **As (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).**

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

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

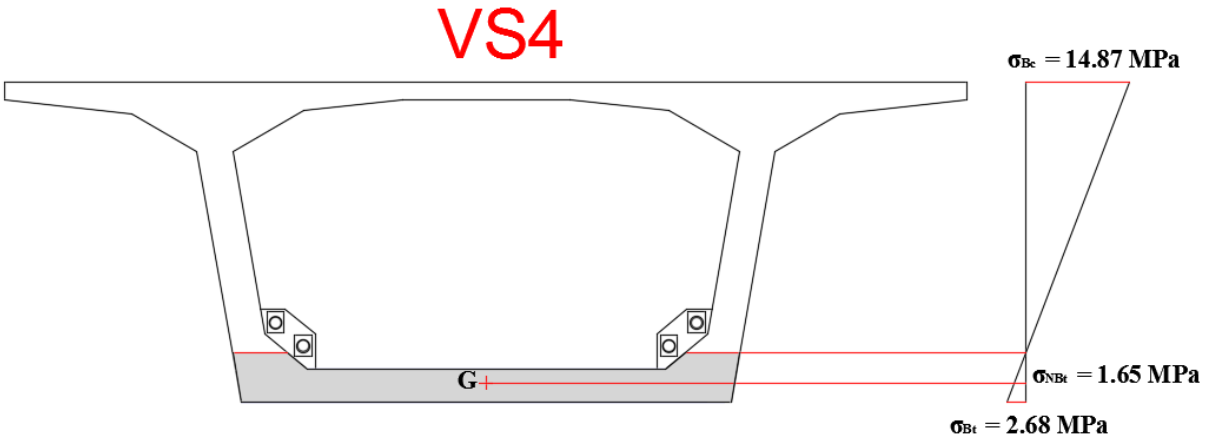


Figure VI. 9 : Diagramme des contraintes à X= 44 m. (FIN VS4)

D'après la figure ci-dessus et le tableau de vérification des contraintes **(Annexe)**, on a :

$B_t = 3.69\ m^2$; $\sigma_{Bt} = 2.68$ MPa ; $\sigma_{NBt} = 1.65$ MPa ; donc **:** $N_{Bt} = 6.10$ MN

As= $\frac{3.69}{1000} + \left(\frac{6.10}{500} \times \frac{2.7}{2.64}\right) =$ **122.93 cm² (9.82cm²/ ml) ➔ 2nappes de HA 16 / e=20 cm**

VI.6.Vérification de précontrainte vis-à-vis l'effort tranchant

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

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion.

VI.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

❖ **Effort tranchant dû aux charges extérieures**

L'effort tranchant extérieur est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous la combinaison de charge maximale à l'ELS (G + 1.2 ALA14).

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

❖ **Effort tranchant dû à la précontrainte**

Si l'on considère l'élément de poutre de la figure ci-dessous situé à gauche de la section étudiée, les actions s'exerçant sur l'élément gauche se réduisent au titre de composantes verticales de tous les efforts appliqués à ; un effort tranchant extérieur Vext positif, et une composante verticale de la précontrainte Vp = P × sinα qui vient de réduire l'effort tranchant.

Enfin, on aura un effort tranchant réduit tel que : Vred = Vext - VP

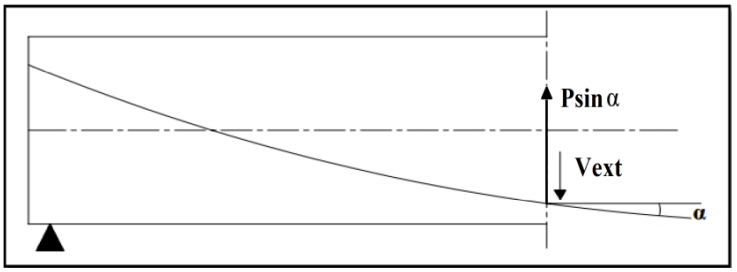


Figure VI. 10 : Effort de précontrainte.

❖ Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet de RESEL)

Dans les caissons à hauteurs variables, il est d'usage de calculer les contraintes tangentielles dans les âmes à partir d'une valeur réduite par rapport à sa valeur dans la section considérée. Cette réduction consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

RESAL a proposé un terme correctif à la composante tangentielle qui compense une partie de l'effort tranchant, qui vaut : $\mathbf{V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dX}}$

On aura enfin un effort tranchant réduit égale à : $\mathbf{V_{red} = V_{ext} - V_P - V_R}$

NB : *on ne tient pas compte de V_R, sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet à la tendance de diminuer la valeur d'effort tranchant.*

VI.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :

Non-rupture par fissuration : $\tau^2 < \overline{\tau^2}_1 = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]$

Par compression-cisaillement : $\tau^2 < \overline{\tau^2}_2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [\, 0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]$

Avec :

τ_{max} : contrainte de cisaillement maximale réduite de service : $\tau = \frac{V_{red} S_n}{I_n b_n}$

σ_x : contrainte normale longitudinal au CDG de la section nette : $\sigma_x = \frac{p\cos\alpha}{B_n}$

B_n : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits.

V_{red} : effort tranchant maximal réduit de service.

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

I_n : est le moment d'inertie nette.

b_n : l'épaisseur nette obtenue en soustrayant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré, exception faite des conduits injectés qui ne sont comptés que pour leur demi-diamètre. On doit compter au-moins un conduit.

Application numérique :

P_0 = 4.24 MN; ΔP = 24,41 % ; n = 24 câbles ➔ **P = 76.92 MN**

α_{moy} = 0.114 rad ➔ $\mathbf{V_P = P \times \sin\alpha = 8.75\ MN}$

h/2 = 4 m ; V_{ELS} (4m) = 23.85 MN ➔ $\mathbf{V_{red} = V_{ELS} - V_P = 15.1\ MN}$

n = 40 câbles ➔ **P = 128.20 MN**

B_n = 16.70 m² ➔ $\mathbf{\sigma_x = 7.63\ MPa}$

f_{c28} = 35 MPa ; f_{t28} = 2.7 MPa ➔ $\overline{\tau}_1$ = **3.34 MPa** **et** $\overline{\tau}_2$ = **4.61 MPa**

I_n = 123.09 m^4 ; S_n = 26.50 m^3 ; $\mathbf{b_n = 2 \times (e_a - 0.5 \times \Phi_g) = 1\ m}$ (pas de gaines).

➔ $\mathbf{\tau_{max} = 3.25\ MPa}$

On constate que : $\tau_{max} < \overline{\tau}$

- ✓ Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.
- ✓ On ne tient pas compte de l'effet RESAL.

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

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

❖ Les bielles comprimées

On détermine d'abord l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma x - \sigma y} \quad ; \quad \text{avec } \beta_u \geq 30°$$

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de CDG, $\sigma_x = \frac{p\cos\alpha}{B_n}$; $\sigma_y = 0$

τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite, $\tau = \frac{Vu_{red}\, S_n}{I_n b_n}$

Vu_{red} : L'effort tranchant réduit maximal à L'ELU dans la section considéré.

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

$$\tau_u \leq \frac{0.85 f_{c28}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u \quad , \text{ si } \beta_u = 30° \quad , \text{ alors on obtient : } \tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

Application numérique :

V_{ELU} (4m) = 32.14 MN ; V_P = 8.75 MN ➔ $\mathbf{V_{U,red} = V_{ELU} - V_P = 23.39\ MN}$

I_n = 123.09 m^4 ; S_n = 26.50 m^3 ; b_n = 1 m ➔ $\boldsymbol{\tau_u = 5.03\ MPa}$

σ_x = 7.63 MPa, σ_y= 0 MPa ➔ β_u = 0.461 rad = 26.41° ➔ On prend : $\boldsymbol{\beta_u = 30°}$

$\boldsymbol{\tau_u = 5.03\,Mpa \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83\ Mpa}$

➔ Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées. ✓

❖ La résistance des armatures transversales

Consiste à déterminer la section des armatures transversale At, donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_S} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times tg\ \beta_u$$

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

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\boldsymbol{\frac{A_t}{S_t} > 0.6\ \frac{b_n \gamma_S}{f_e}}$

Application numérique :

τ_u = 5.03 Mpa ; f_{t28} = 2.7 MPa ; f_e = 500 MPa ; γ_s = 1.15 ; b_n = 1 m ; β_u = 30°

➔ $\boldsymbol{\frac{A_t}{S_t} \geq 54.84\ cm^2/ml}$

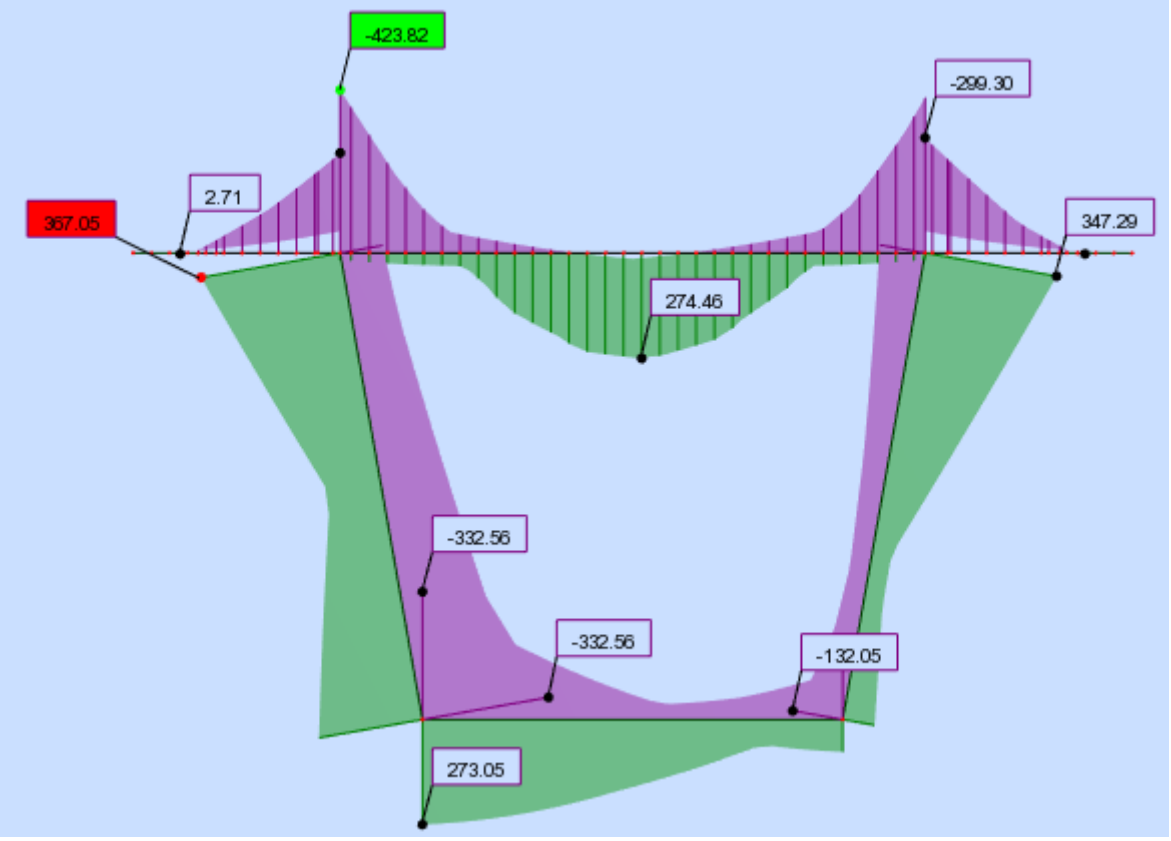
$\boldsymbol{\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6\ \frac{b_n \gamma_S}{f_e}}$ ➔ $\boldsymbol{\frac{A_t}{S_t} \geq 13.80\ cm^2/ml}$

VI.7.CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé le nombre et la répartition des câbles dans chaque voussoir en fonction du moment à l'équilibre pour les câbles de fléau et avec le même principe par le moment à mi- travée on a défini les câbles de continuité, et on a terminé par une vérification des contraint au droit de chaque fin de voussoir.

Chapitre VII

ETUDE TRANSVERSALE



ENSTP 2020/2021

VII.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque élément de voussoir (âmes, hourdis …), pour ce faire il y a lieu de déterminer les moments défavorables engendrés par les différents chargements.

VII.2.EVALUATUION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VII.2.1.Modélisation

À l'aide de l'outil informatique (Robot Structural Analysis), on détermine les moments dans chaque élément de voussoir, la section du caisson sera représentée par un ensemble de barres auxquelles la section d'élément considéré avec une largeur égale 1 m.

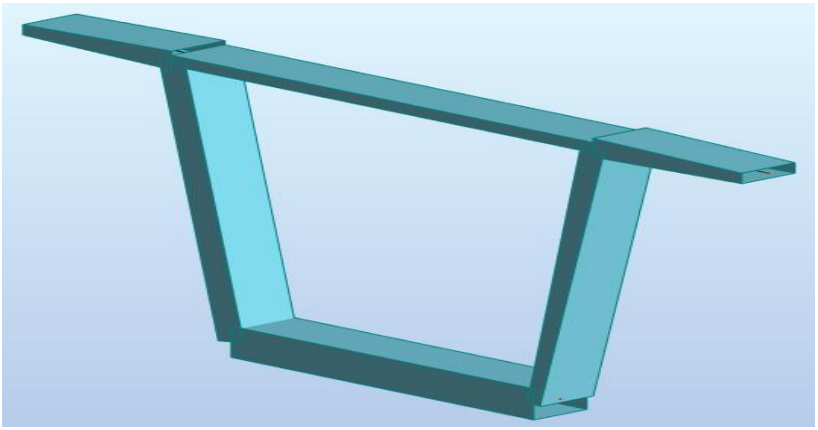


Figure VII. 1 : Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur logiciel.

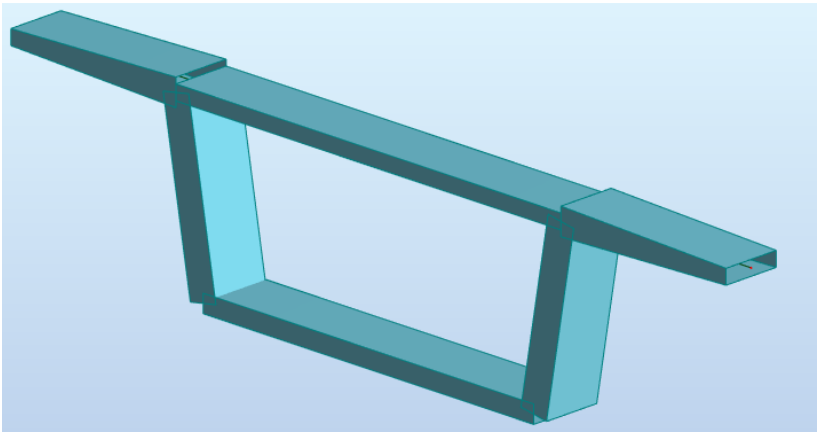


Figure VII. 2 : Vue en 3D du caisson à la clef modélisé sur logiciel.

VII.2.2.Combinaison de charge

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons possibles :

Tableau VII. 1 : Combinaison des charges appliquées.

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

VII.2.3.Résultat

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VII. 2 : Moments extrêmes dans le voussoir sur pile.

	M max (KN.m)		M min (KN.m)	
	M ult	M ser	M ult	M ser
Hourdis supérieur	366.31	274.46	-565.84	-423.82
Hourdis inférieur	363.76	273.05	-443.71	-332.56
Âme	489.21	367.05	-443.71	-332.56

Tableau VII. 3 : Moments extrêmes dans le voussoir à la clef.

	M max (KN.m)		M min (KN.m)	
	M ult	M ser	M ult	M ser
Hourdis supérieur	277.94	208.41	-455.54	-341.54
Hourdis inférieur	166.17	124.62	-159.16	-119.38
Âme	417.81	313.59	-246.98	-185.01

VII.3.FERRAILLAGE

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

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

VII.3.1.Exemple de ferraillage de l'ourdis supérieure de VSP

Les fissurations sont jugées préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire de 1m de largeur sera à l'ELS.

Application numérique :

❖ **Nappe supérieure**

M_{ser}= 423.82 KN.m ; $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 Mpa ; $\overline{\sigma_{sc}}$ = 250 Mpa

b = 1 m ; h = 0.45 m ; d = 0.9 h = 40.5 cm ; c = 0 .05 m

$x= \frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}} \times d$ = 22.57 cm ; $z = d - \frac{x}{3}$ = 32.97 cm

$M_1 = 0.5 \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times z$ = 781.33 KN.m

$M_1 \geq M_{ser}$ ➔ Section sans armatures comprimées (**S.S.A.C**)

$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\overline{\sigma_{st}}}$ = 51.41 cm^2 ➔ On prend deux nappe de **6HA25 avec A_S= 58.90 cm^2**

$A(C.N.F) = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$ = 5.03 cm^2 ≤ A_{ser} ➔ **C.N.F est vérifiée.**

❖ **Nappe inférieure**

M_{ser}= 274.46 KN.m ; $\overline{\sigma_{bc}}$ = 21 Mpa ; $\overline{\sigma_{sc}}$ = 250 Mpa

b = 1 m ; h = 0.25 m ; d = 0.9 h = 22.5 cm ; c = 0 .05 m

$x= \frac{15\times\overline{\sigma_{bc}}}{15\times\overline{\sigma_{bc}}+\overline{\sigma_{st}}} \times d$ = 12.54 cm ; $z = d - \frac{x}{3}$ = 18.32 cm

$M_1 = 0.5 \times b \times \overline{\sigma_{bc}} \times z$ = 241.21 KN.m

$M_1 \leq M_{ser}$ ➔ Section avec armatures comprimées (**S.S.A.C**)

$M_{ser} - M_1$ = 33.25 KN.m ≤ $0.4M_{ser}$ = 109.82 KN.m

➔$A_{ser} = \frac{M_1}{z\overline{\sigma_{st}}} - \frac{M_1}{(d-c)\overline{\sigma_{st}}}$ = 60.26 cm^2 ➔ On prend **10HA25 + 2HA32 avec A_S=65.17 cm^2**

$A(C.N.F) = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$ = 2.79 cm^2 ≤ A_{ser} ➔ **C.N.F est vérifiée.**

NB : *Pour éliminer les armateurs comprimé c'est-à-dire on diminuer la densité de ferraillage car la valeur de moment fléchissant est très élevé, on doit mettre des câbles de précontraintes transversales.*

❖ **Ferraillage longitudinal**

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

$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = 17.13\ cm^2$ ➔ On prend **6HA20 avec A_S=18.85 cm^2**

$A(C.N.F) = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5.03\ cm^2 \leq A_{ser}$ ➔ **C.N.F est vérifiée.**

VII.3.2.Ferraillage passif du voussoir

À l'aide d'un logiciel de calcul de ferraillage (Robot Expert 2010), On trouve les résultats données dans **le tableau VII. 4** et et détaillées dans **l'Annexe D.**

Tableau VII. 4 : Ferraillage passif du VSP et VC.

		Transversal		Longitudinal
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Inf	**10HA25+2HA32**	**6HA25**
		Nappe Sup	**12HA25**	**6HA20**
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	**6HA20**	**6HA12**
		Nappe Sup	**6HA25**	**6HA14**
	Âme	Nappe Interne	**6HA25**	**5HA14**
		Nappe Externe	**4HA32+2HA25**	**5HA20**
VC	Hourdis supérieur	Nappe Inf	**12HA25**	**6HA20**
		Nappe Sup	**6HA32**	**6HA20**
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	**6HA14**	**5HA12**
		Nappe Sup	**6HA14**	**5HA12**
	Âme	Nappe Interne	**6HA16**	**5HA12**
		Nappe Externe	**4HA25+2HA32**	**5HA18**

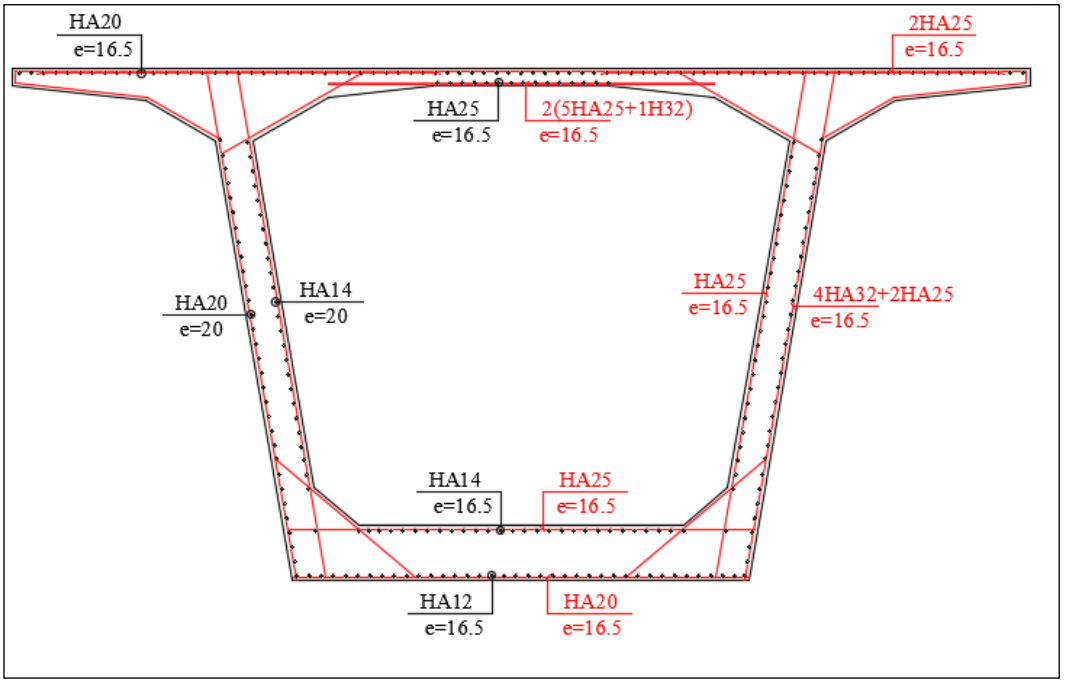


Figure VII. 3 : Ferraillage voussoir sur pile.

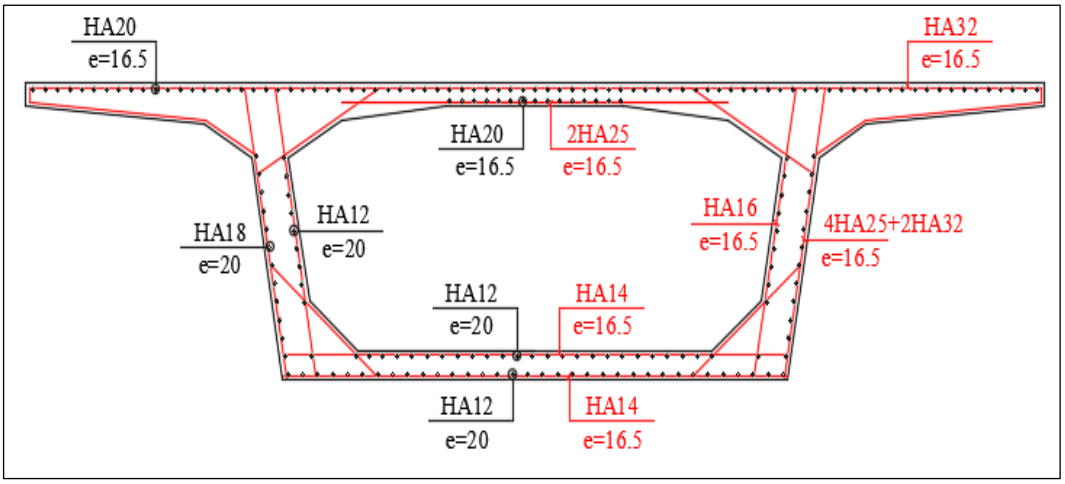


Figure VII. 4 : Ferraillage voussoir à la clef.

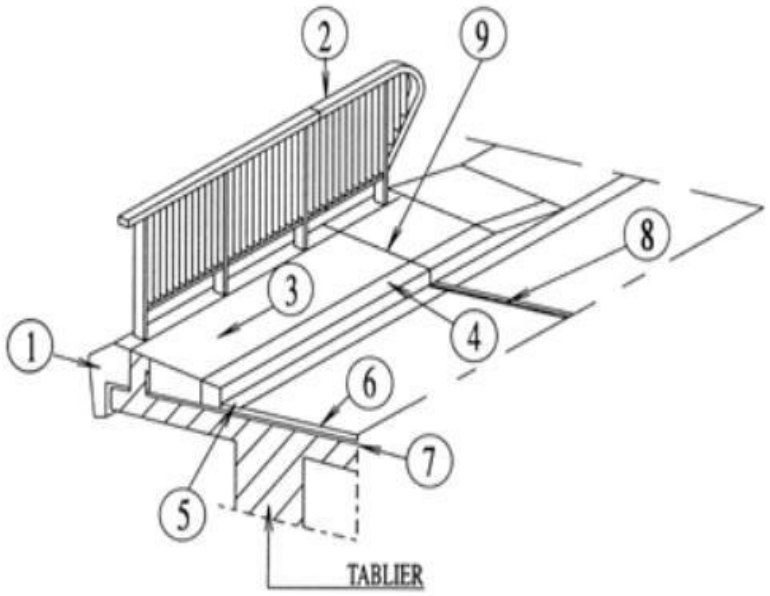
VII.4.CONCLUSION

L'étude transversale qui a été faite dans ce chapitre, a pour but de déterminer les déférentes sollicitations agissantes sur les voussoirs ainsi que sur ses éléments tels que l'âme, hourdi supérieur et hourdi inférieur, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.

Chapitre VIII

EQUIPEMENTS DU TABLIER

1 - CORNICHE
2 - DISPOSITIF DE RETENUE
3 - TROTTOIR
4 - BORDURE DE TROTTOIR
5 - CANIVEAU
6 - COUCHE DE ROULEMENT
7 - CHAPE D'ETANCHEITE
8 - JOINT DE CHAUSSEE
9 - JOINT DE TROTTOIR



ENSTP 2020/2021

VIII.1. INTRODUCTION

Les équipements de pont sont souvent considérés comme des éléments secondaires et jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : durabilité, bon fonctionnement et confort des usagers.

Dans le présent, on va étudier les équipements nécessaires pour ouvrage, tel que l'appareil d'appui ; dé d'appui et le joint de chaussée.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. Dans notre pont on a opté pour des appareils d'appuis en élastomère frété qui sont constitués de feuillets d'élastomère empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

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

- La facilité de mise en œuvre, du réglage et du mise en ouvre
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût, qui est relativement modéré.

.

VIII.2.1. Évaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à L'ELU :

Tableau VIII.1 : Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.

Combinaisons	R pile max (MN)	R culée max (MN)	Nmax sur pile (MN)	Nmax sur culée (MN)
1,35G + 1,6A(l)	66.10	11.88	16.52	5.94
1,35G + 1,6 Bc	61.84	12.02	15.46	6.01
1,35G + 1,6Bt	60.28	11.02	15.07	5.51
1,35G + 1,35Mc120	61.94	11.41	15.48	5.70
1,35G + 1,35D240	62.24	12.17	15.56	6.08

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

Ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi-feuillet **e = ti / 2**.

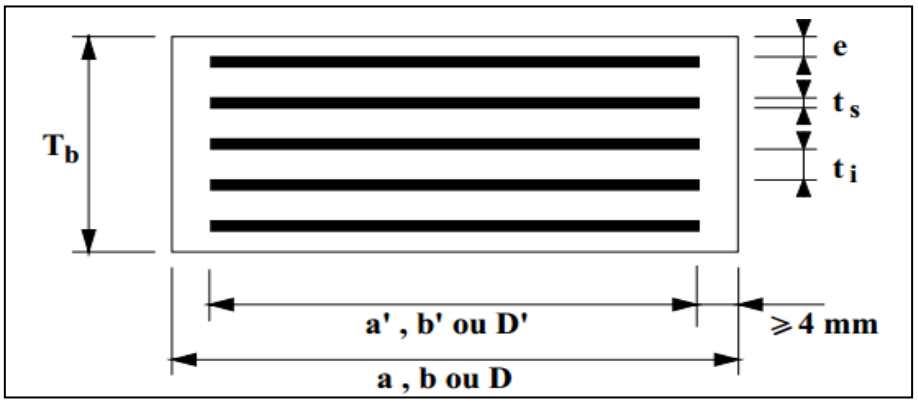


Figure VIII.1 : Définition géométrique d'un appareil d'appui

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 ≤ 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 ; $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2\ e$.
$\mathbf{T_e}$: épaisseur nominale totale d'élastomère; $T_e = n\ t_i + 2\ e$.
n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
e : enrobage.

VIII.2.2.1. Aire d'appareil d'appui

$$\frac{N_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ Mpa}$$

Avec : $N_{max} = \frac{R_{max}}{4}$ (sur pile) et $N_{max} = \frac{R_{max}}{2}$ (sur culée)

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

$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ **(**condition de non flambement avec (a) est le plus grand coté)

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes

$$\begin{Bmatrix} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s > 2\ mm \end{Bmatrix}$$ Tel que : $\sigma_e = 235$ Kg/mm^2 ; $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a' \times b'}$; $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$; G= 0.90 Mpa

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

Tableau VIII. 2 : Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Cas de la pile	Cas de la culée
R_{max}	66.10 MN	12.17 MN
N_{max}	16.52 MN	6.08 MN
a×b	(a×b)= (1000×1000) mm^2	(a×b)= (600×700) mm^2
T	100mm≤T≤200mm	70mm≤T≤140mm
Ts	>2.53 mm	≥2.40mm
On Prendra	➢ 7 feuille d'élastomère : ti=20 mm. ➢ 2 feuille d'élastomère extérieures d'épaisseur : e=ti/2=10mm. ➢ 8 frettes métalliques de ts=4 mm. ➢ Enrobage des chants : 4 mm.	➢ 7feuille d'élastomère : ti=16 mm. ➢ 2 feuille d'élastomère extérieure d'épaisseur : e=ti/2=8mm. ➢ 4frettes métallique de ts =4 mm. ➢ Enrobage des chants : 4 mm.
(a×b×t)	(**1000*1000*192**) mm^3	(**600*700*160**) mm^3

VIII.2.3. Évaluation des efforts et déplacements horizontaux

❖ **Actions statiques :**

Les actions statiques se calcul comme suit : $\mathbf{H_s = |X_i| \times K_i \times \mathcal{E}}$.

X_i : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité.

K_i : la rigidité des appuis. (voir le tableau VIII.3)

ε_T : coefficient de la température. $\mathbf{\mathcal{E}_T = \lambda \times \Delta T}$; avec $\mathbf{\Delta T = 30°}$ et $\mathbf{\lambda = 9.9 \times 10^{-6}}$;

ε_f : coefficient de fluage. $\mathbf{\mathcal{E}_f = k_{fl} \times 10^{-4}}$ **;** avec $\mathbf{k_{fl} = 2.5}$;

ε_r: coefficient de retrait. $\mathbf{\mathcal{E}_r = 2 \times 10^{-4}}$;

<u>Évaluation de raideur K :</u>

$$\mathbf{K_{a\text{-}app} = G \times \frac{a \times b}{T}} \quad ; \quad \mathbf{K_{pile} = \frac{3 \times E \times I}{h^3}} \quad \mathbf{et} \quad \mathbf{K_{app}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{a-app}}}$$

a, b, T **:** sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur de l'élastomère.

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

Tableau VIII.3 : Évaluation des raideurs des appuis.

Piles	H(m)	I(m^4)	K_{pile} (MN/m)	k_{a-app} (MN/m)	$n_{Appareils\ d'appuis}$	K_{app} (MN/m)
P1	15.07	149.16	4314.67	7.50	4	29.79
P2	22.78	149.16	1249.18	7.50	4	29.30
P3	13.78	149.16	5643.39	7.50	4	29.84
P4	38.12	149.16	266.58	7.50	4	26.97
C1/C2	/	Infinie	Infinie	3.94	2	7.88

- **Actions dynamiques :**

Il y a une seule action dynamique c'est celui de l'effort de freinage maximal induit par le système A(L) : F_{fr}= 383.70 KN ;(**Voir chapitre IV**).

- **Déplacement horizontal:**

$$\mathbf{V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr}}$$

V_{xT} : déplacement dû à la température. donnée par : $\mathbf{V_{xT} = L \times \varepsilon_T}$;

V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage. Il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $\mathbf{V_{xf} = L \times \varepsilon_f}$;

V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $\mathbf{V_{xr} = L \times \varepsilon_r}$;

L : longueur de délitation entre les joints de chaussée.

V_{xfr} : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$\mathbf{V_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1}$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui. **G= 0.9 Mpa ;**

T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau VIII. 4 : Actions statiques et dynamiques sur les appuis.

	Xi	Ki	$Ki/\sum K_i$	HT	Hflu	Hr	Hfr	VxT	Vxfl	Vxr	Vxfr	V_x
C1	240.70	7.88	0.06	0.563	0.474	0.379	0.023	0.071	0.060	0.048	0.004	0.184
P1	172.50	29.79	0.23	1.526	1.285	1.028	0.087	0.051	0.043	0.035	0.008	0.137
P2	57.50	29.30	0.22	0.500	0.421	0.337	0.085	0.017	0.014	0.012	0.008	0.051
P3	57.50	29.84	0.23	0.510	0.429	0.343	0.087	0.017	0.014	0.012	0.008	0.051
P4	172.50	26.97	0.20	1.382	1.163	0.930	0.079	0.051	0.043	0.035	0.007	0.136
C2	240.70	7.88	0.06	0,563	0.474	0.379	0.023	0.071	0.060	0.048	0.004	0.184

VIII.2.4. Vérification de dimensionnement

Suivant l'RPOA il y a quatre types de vérification doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

- Résistance à la compression.
- Sécurité au flambement.
- Limitation de la distorsion.
- Condition de non glissement.

NB : *Pour les deux derniers vérifications, je ne peux pas faire car sont en relation avec le chapitre de l'étude sismique (manque de ce chapitre à cause le temps).*

VIII.2.4.1. Résistance à la compression

$$\sigma_m \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ Mpa} \qquad \text{avec :} \quad \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

✓ **Cas de la pile :**

$\frac{16.52}{1\times1}$ = 16.52 Mpa ≤ 20 Mpa **(Vérifier)**

✓ **Cas de la culée :**

$\frac{6.08}{0.6\times0.7}$ = 14.48 Mpa ≤ 20 Mpa **(Vérifier)**

VIII.2.4.2. Sécurité au flambement

$$\gamma_s \times Pu \leq Pc$$

Avec :

γ_s = 3 : le coefficient de sécurité.

Pu : la valeur maximale des charges à L'ELU.

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

B : l'aire nominale de l'appui.

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

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : le facteur de forme. S= $\frac{a\times b}{2t(a+b)}$;

✓ **Cas de la pile :**

γ_s = 3 ; B= 1 m^2 ; d= 0.024 m ; h= 0.19 2m ; S= 12.50 ; Pc= 70.31 MN ; Pu= 16.52 MN.

➔ γ_s × Pu= 49.56 MN ≤ Pc= 70.31 MN **(Vérifier)**

✓ **Cas de la culée :**

$\gamma_s = 3$; B= 0.42 m^2 ; d= 0.020 m ; h= 0.160 m ; S= 10.10 ; Pc= 19.27 MN ; Pu= 6.08 MN.

➔ $\gamma_s \times$ Pu= 18.24 MN $\leq$ Pc= 19.27 MN **(Vérifier)**

VIII.3. DES D'APPUIS :

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

VIII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

✓ **Cas de la pile :**

A= a +200 ➔ A= 1200 mm ; B= b+200 ➔ B= 1200 mm

$h \geq \frac{2\times(A\times B)}{2\times(A+B)}$ ➔ h ≥ 600 mm ; on prend h= 650mm

✓ **Cas de la culée :**

A= a +200 ➔ A= 900 mm ; B= b+200 ➔ B=800 mm

$h \geq \frac{2\times(A\times B)}{2\times(A+B)}$ ➔ h ≥ 423 mm ; on prend h= 450mm

VIII.3.2. Ferraillage des d'appuis

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

✓ **Cas de la pile :**

❖ **Armatures de chinage**

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, Ces armatures doivent vérifier à 25 % de R_{max}.

$A_C = \frac{0.25\times N}{\sigma_S} = \frac{0.25\times 16.52}{473.78} =$ 87.17 cm^2 ; soit : **11HA32**

❖ **Armatures horizontal**

On met des armatures en profondeur pour éviter la propagation des fissures, ces armatures doivent reprendre dans chaque direction un effort de $0.125R_{max}$.

$A_H = \frac{0.125 \times N}{\sigma_S} = \frac{0.125 \times 16.52}{473.78} = 47.49\ cm^2$; soit : **10HA25**

❖ **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Ces armatures sont capables de reprendre $4\%R_{max}$.

$A_S = \frac{0.04 \times N}{\sigma_S} = \frac{0.04 \times 16.52}{473.78} = 15.19\ cm^2$; soit : **5HA20**

❖ **Frette inférieure**

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

$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_S} = \frac{0.1 \times 16.52}{473.78} = 37.96\ cm^2$; soit : **8HA25**

✓ **<u>Cas de la culée :</u>**

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile, on trouve :

$(A \times B \times h) = (900 \times 800 \times 450)\ mm^3$

- Armatures de chainage ➔ Soit : **8HA25**
- Armatures horizontal ➔ Soit : **6HA20**
- Frette supérieure ➔ Soit : **6HA14**
- Frette inférieure ➔ Soit : **5HA20**

<u>NB</u> : *Pour le joint de chaussée, je ne peux pas faire car il dépend le souffle sismique, liée au chapitre de l'étude sismique (manque de ce chapitre à cause le temps).*

VIII.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a étudié les différents équipements nécessaires pour notre ouvrage afin d'assurer leurs fonction vis-à-vis des usagers.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le domaine des ouvrage d'art été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution. Cette véritable mutation parait essentiellement due au développement des programmes de réalisation des ouvrages avec la nécessité de les mettre en œuvre dans les conditions économique.

Notre travail durant ce projet de fin d'étude a consisté en la conception et l'étude d'un viaduc construit par encorbellement successifs, fait partie du projet de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia (Bouira) sur 48km TIZI-OUZOU.

Le choix s'est fait sur un pont en béton précontrainte construit par encorbellement successifs. Ce type d'ouvrage présent de nombreux avantage. En effet l'utilisation du béton précontraint nous permet d'atteindre des portées importantes.

L'ouvrage que nous avons conçu et étudier nécessite une exécution parfaite et fait appel à des méthodes de construction spécifique. La mise en œuvre du tablier exige un contrôle continu pendant la construction.

Cette conception est tributaire de différentes données qu'elle soit naturelles ou d'ordre fonctionnelle.

Par ailleurs, le choix du type de l'ouvrage (pont en béton précontraint construit par encorbellement) s'est avéré très intéressent du point de vue technique. Cela nous a permis de bénéficier de nouvelle notion théorique en plus de celle acquise antérieurement.

Enfin, ce projet de fin d'étude nous a permis d'avoir une idée générale sur les démarches à suivre pour l'élaboration de n'importe quel type de pont.

Bibliographies

ENSTP 2020/2021

BIBLIOGRAPHIE

[1] Aude PETEL, Gilles LACOSTE, Jean-Michel LACOMBE, *Projet de pont partie 2/3 ponten encorbellement,* Ecole Spéciale des Travaux Publics, ESTP option T.P.3/R.O, août 2012.

[2] Aurelio Muttoni, *Conception et dimensionnement de la précontrainte,* EcolePolytechnique Federale de Lausanne, année académique 2011-2012.

[3] BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, BAEL 91 révisé 99, 1999.

[4] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions enbéton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.

[5] Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique,* Ministère de l'équipement, des transports,du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.

[6] Document SETRA, *Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3,* SETRA ,1999.

[7] 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.*

[8] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.

[9] Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs***.** Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.

[10] Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Guide de conception, SETRA, France, 1990.

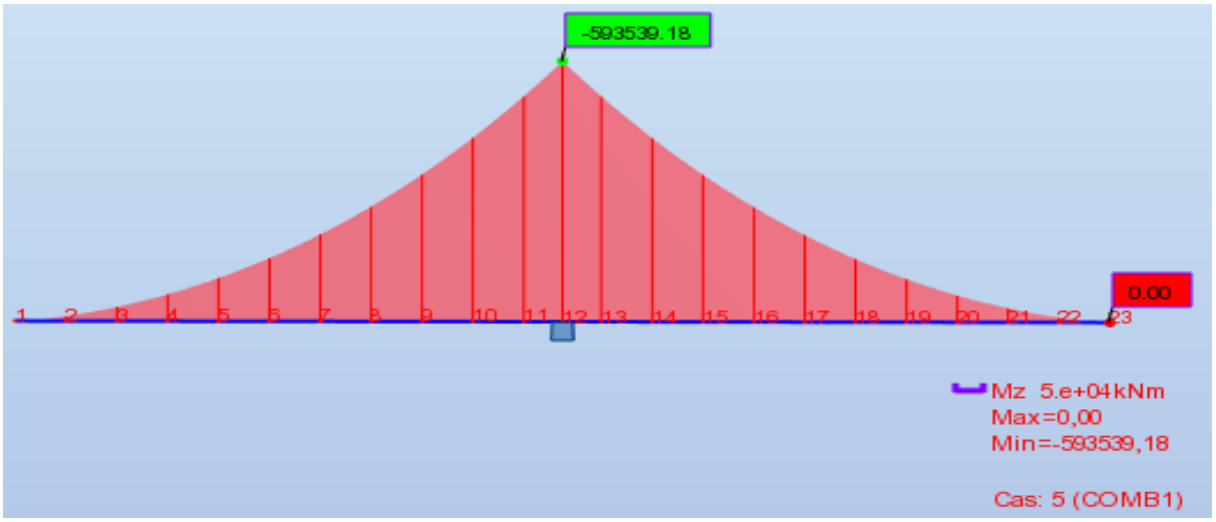
[11] RCPR, *Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes*, Algérie, 2009.

[12] RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie, 2008.

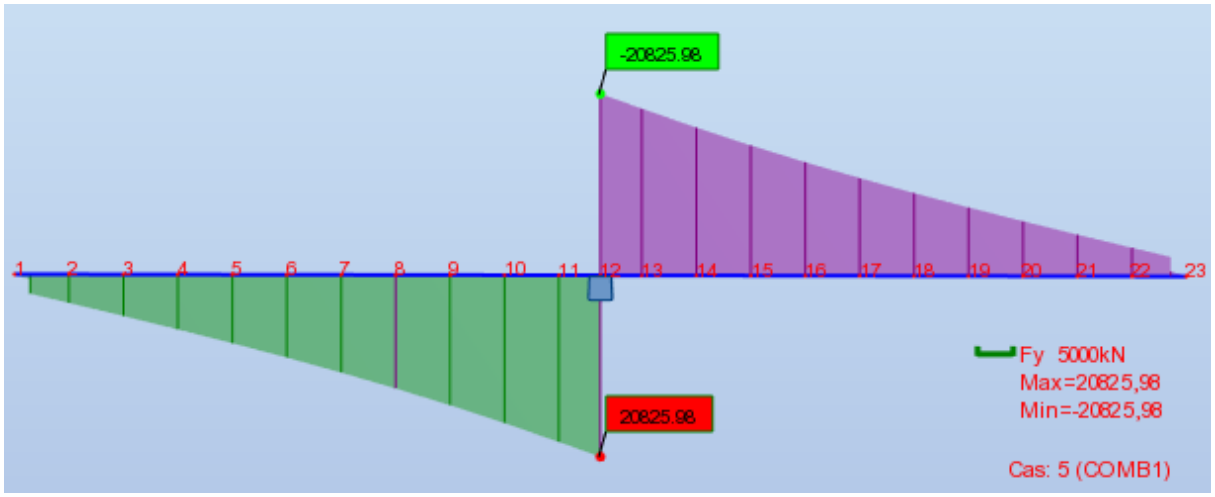
[13] THONIER. H, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.

ANNEXE A
RESULTATS DE CALCUL NUMERIQUE

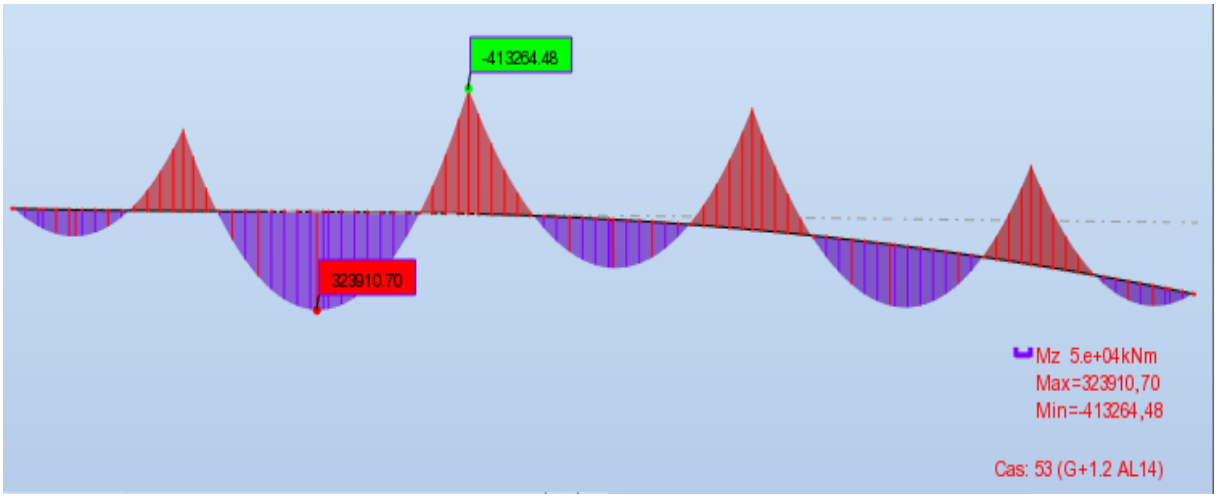
ENSTP 2020/2021



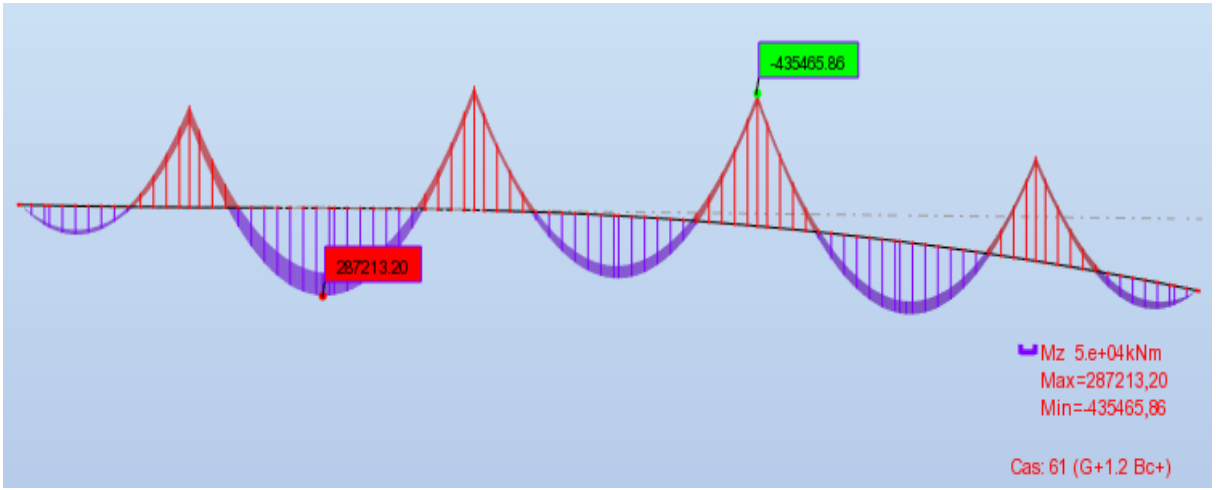
Annexe A.1 : Moment fléchissant dans la phase de construction (12) sous la combinaison COMB1.



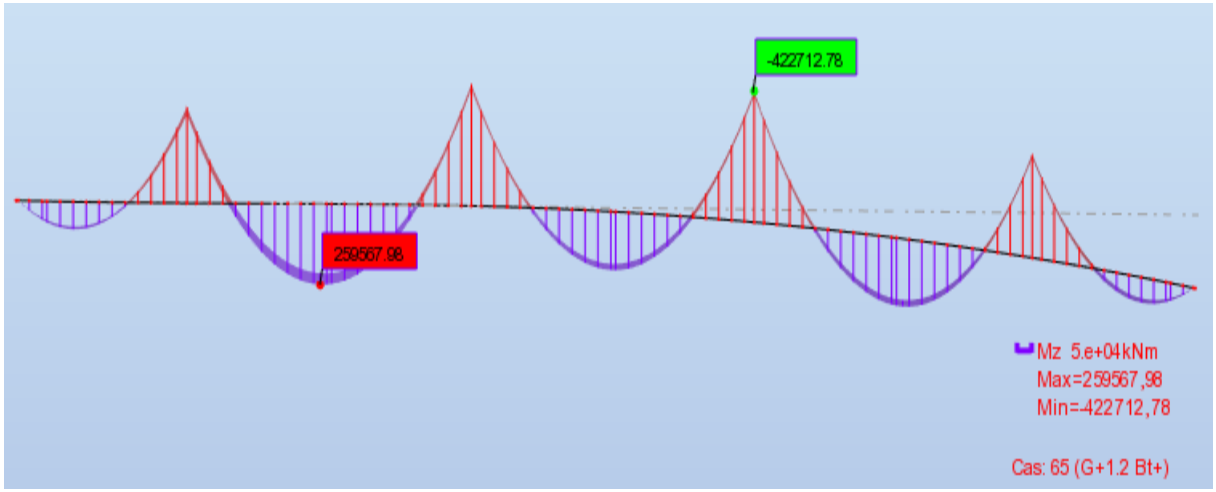
Annexe A.2 : L'effort tranchant dans la phase de construction (12) sous la combinaison COMB1.



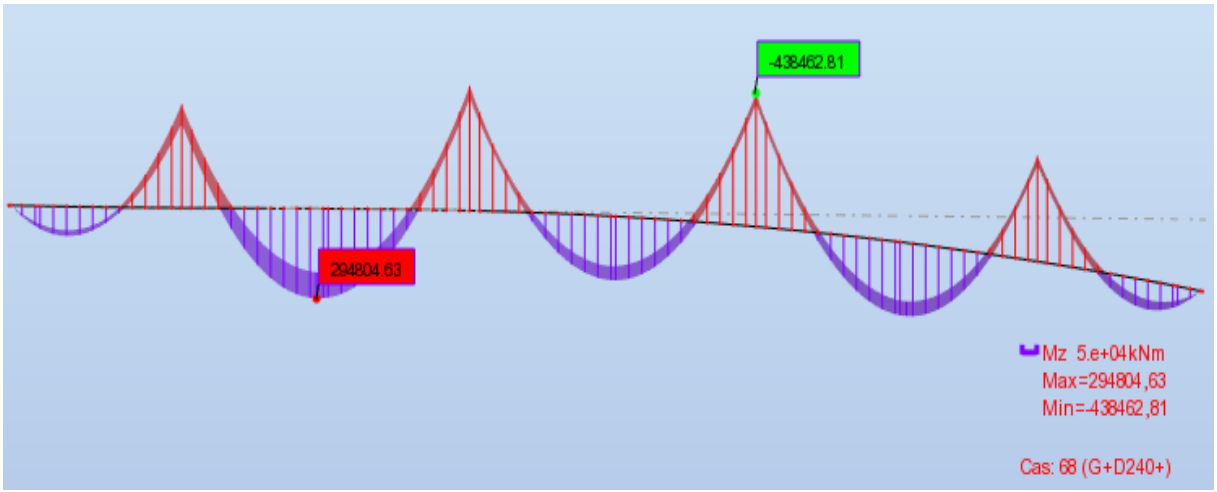
Annexe A.3 : Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2AL14.



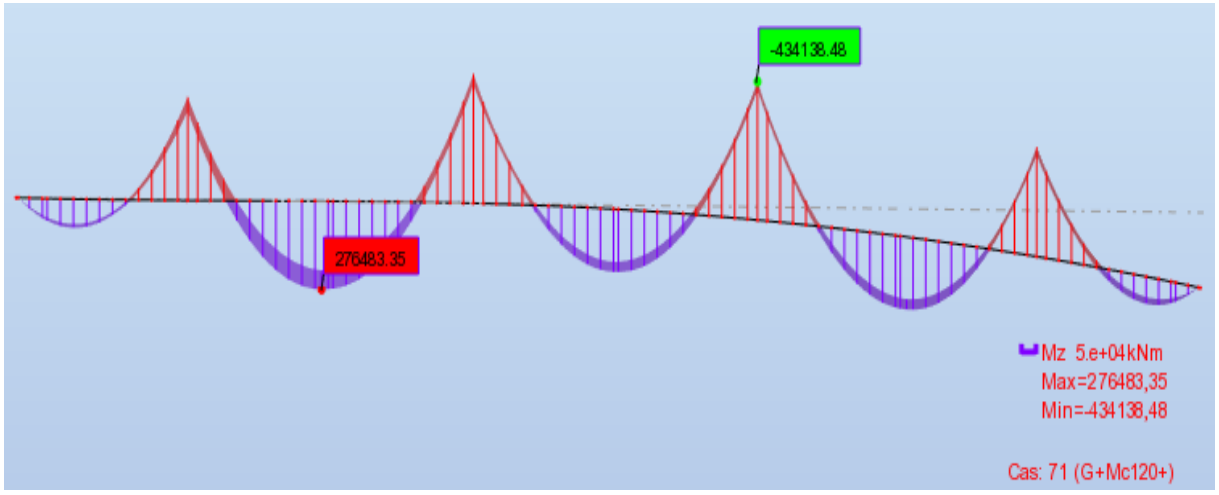
Annexe A.4 : Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Bc.



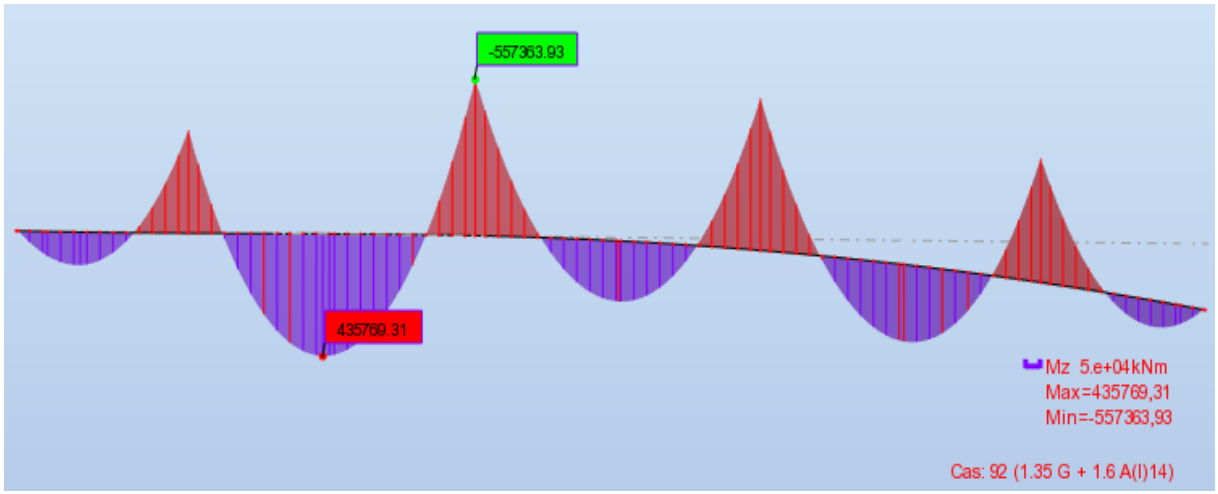
Annexe A.5 : Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Bt.



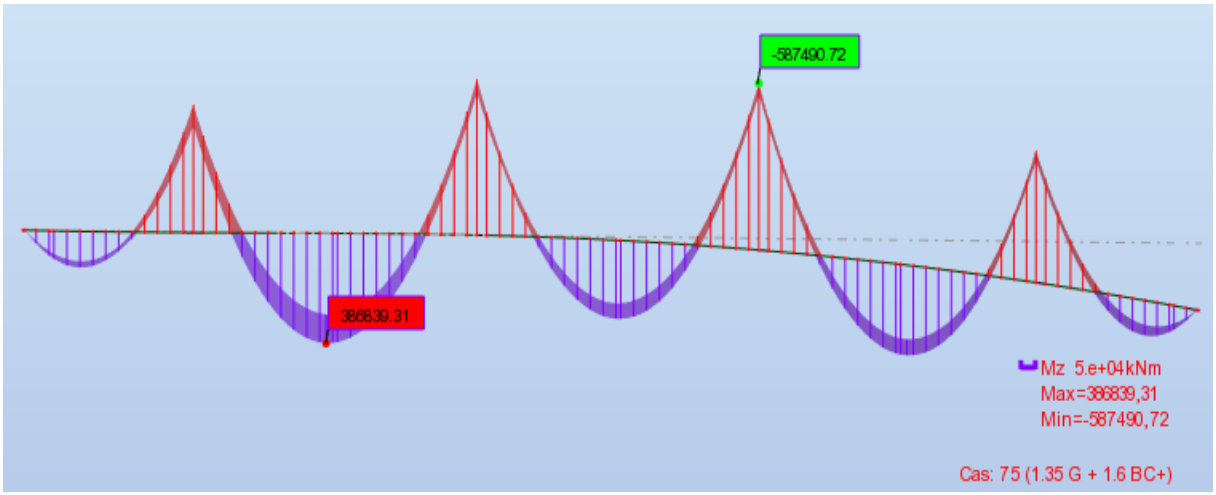
Annexe A.6 : Moment fléchissant sous la combinaison G+D240.



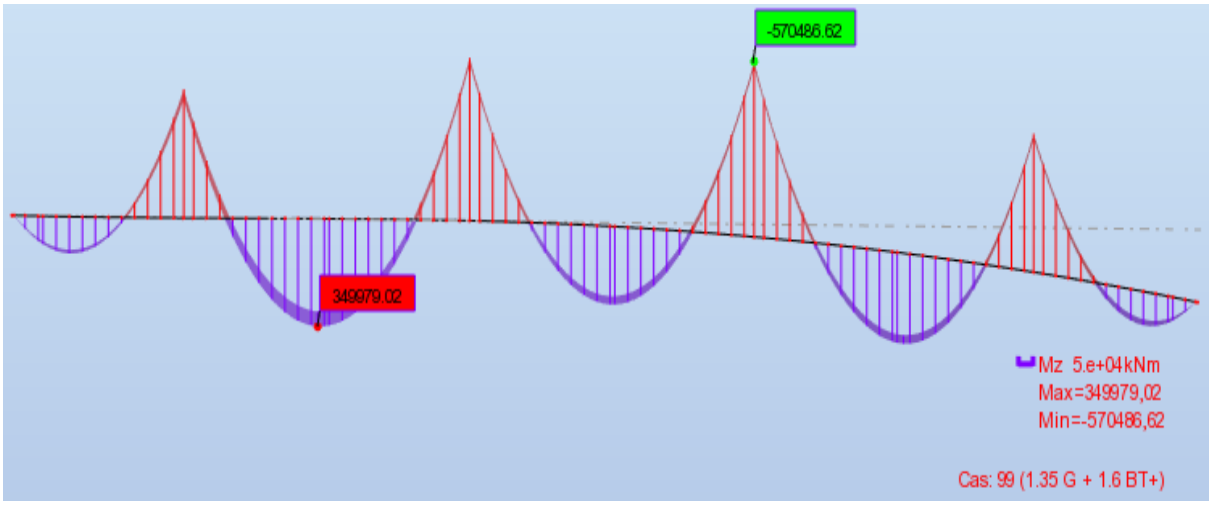
Annexe A.7 : Moment fléchissant sous la combinaison G+Mc120.



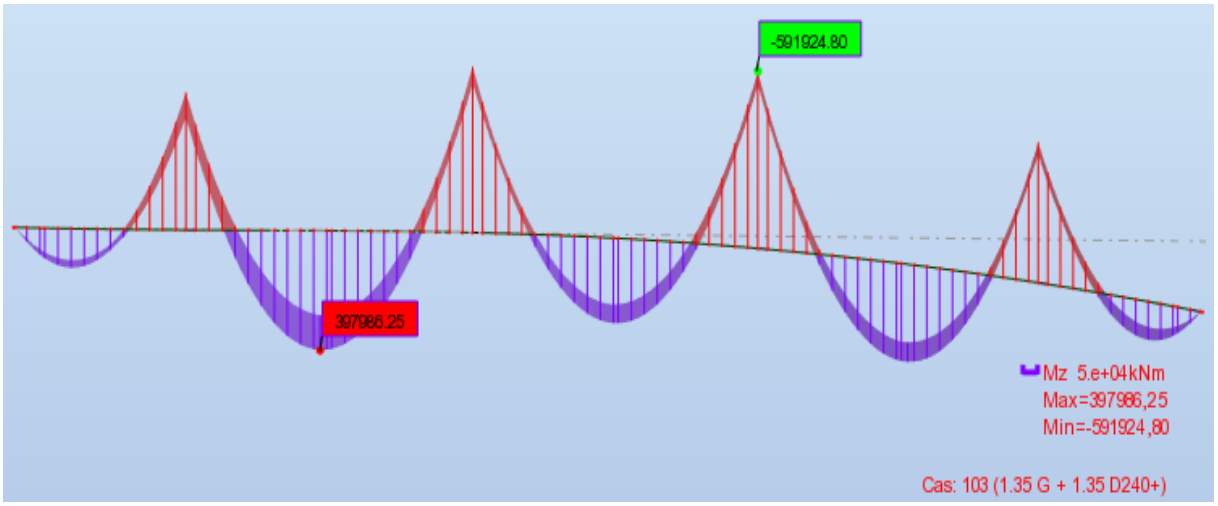
Annexe A.8 : Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6AL14.



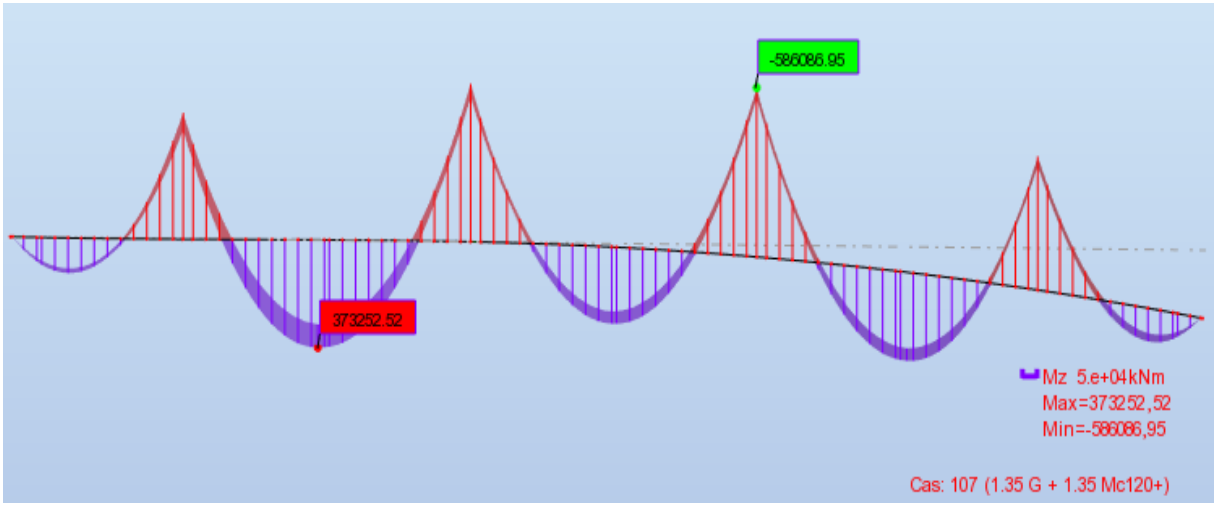
Annexe A.9 : Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Bc.



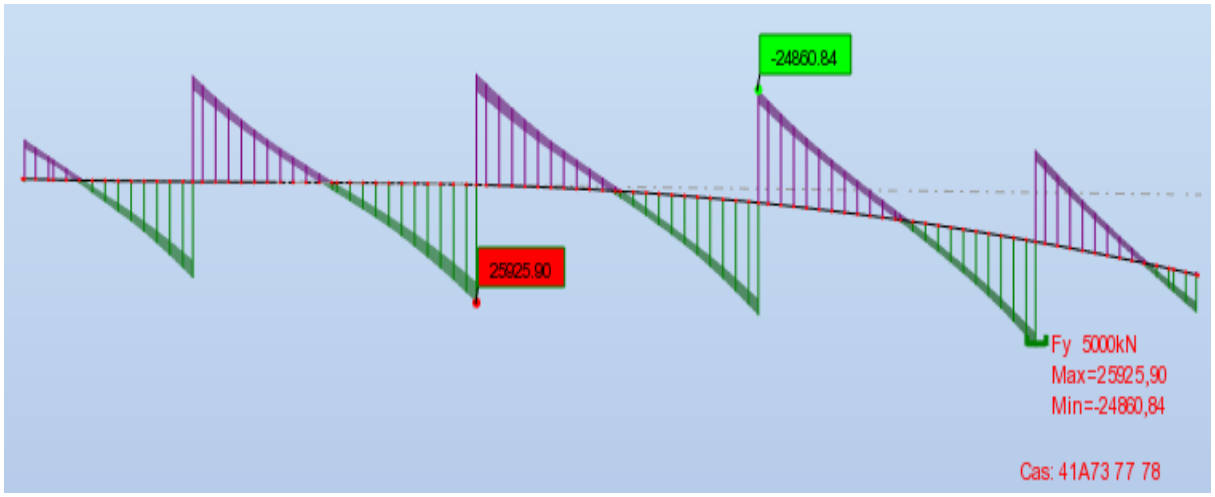
Annexe A.10 : Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Bt.



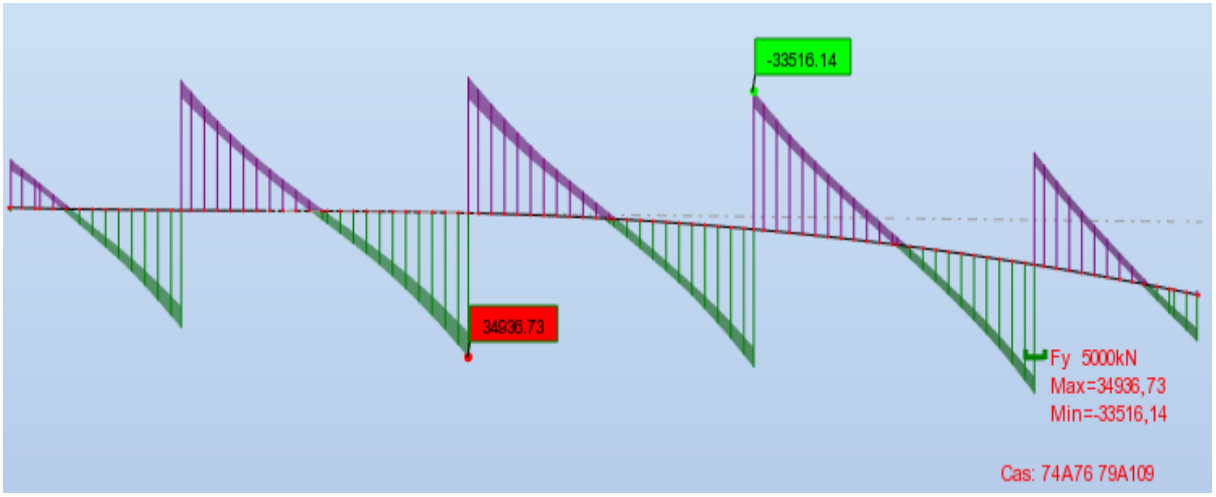
Annexe A.11 : Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.35D240.



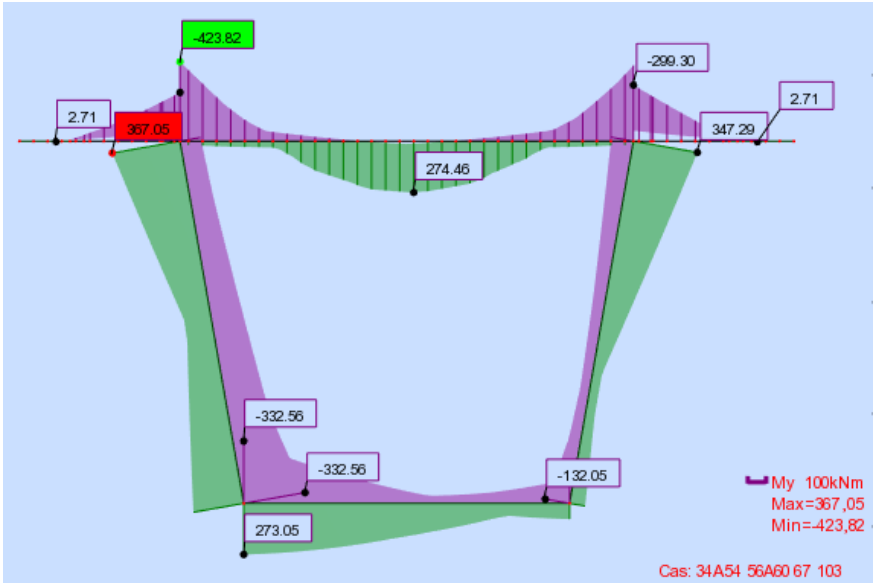
Annexe A.12 : Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120.



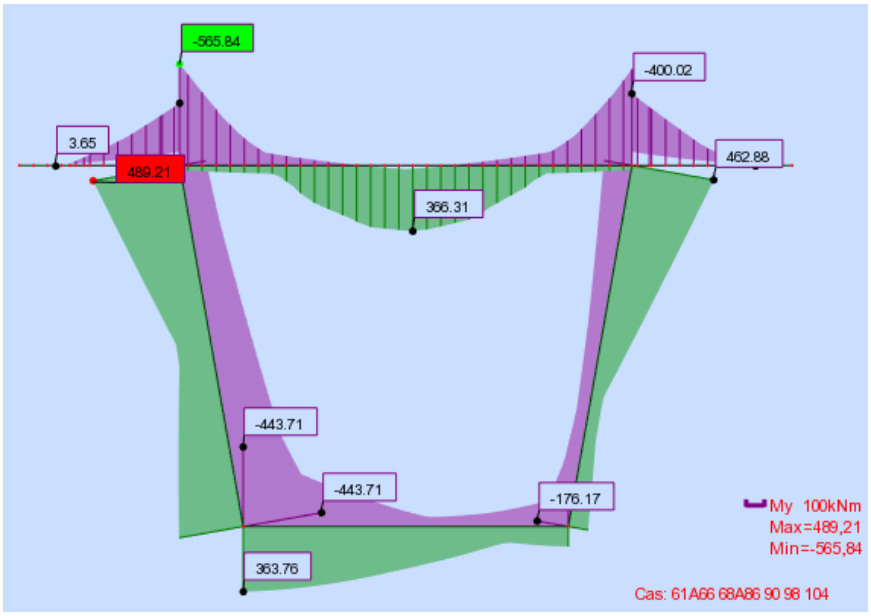
Annexe A.13 : L'effort tranchant maximum à L'ELS



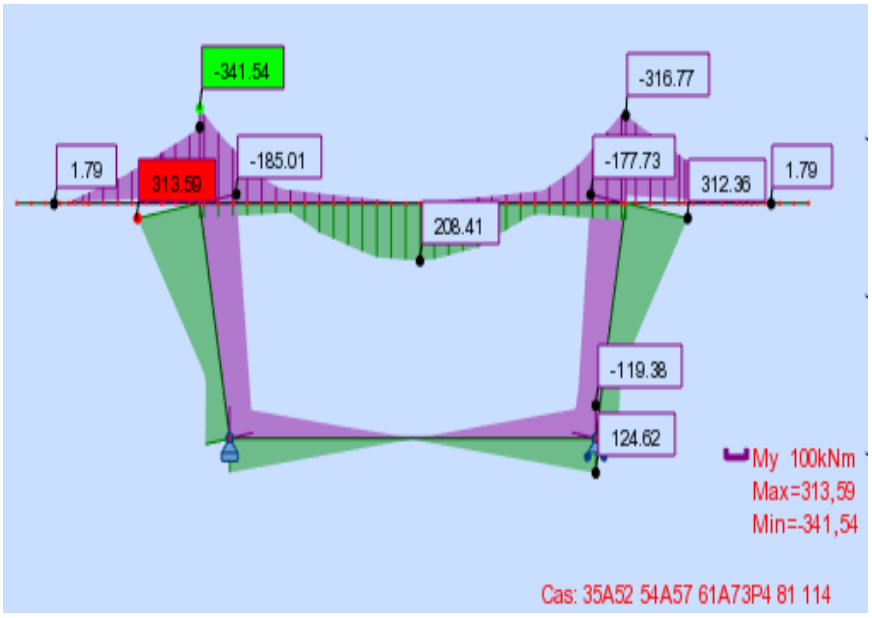
Annexe A.14 : L'effort tranchant maximum à L'ELU.



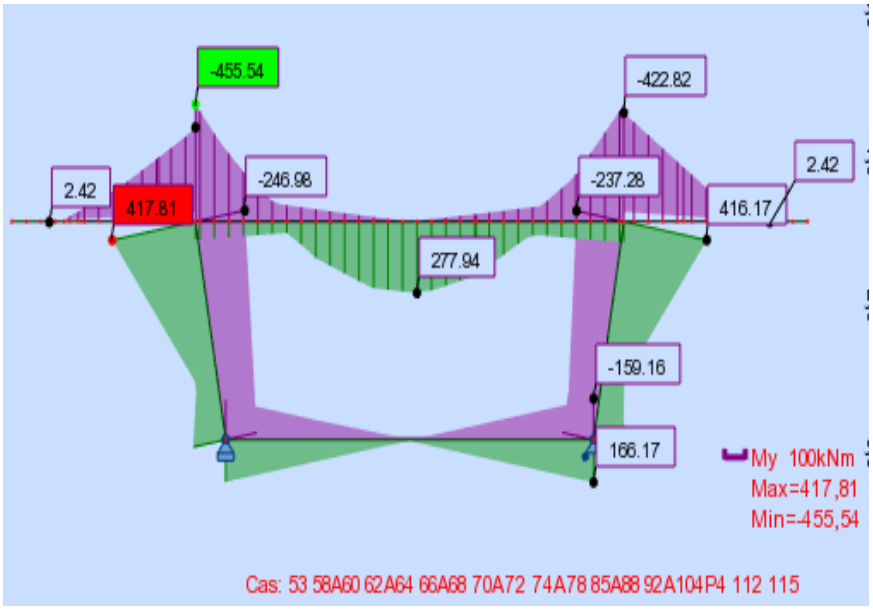
Annexe A.15 : Moment fléchissant maximum dans le voussoir sur pile à L'ELS.



Annexe A.16 : Moment fléchissant maximum dans le voussoir sur pile à L'ELU.



Annexe A.17 : Moment fléchissant maximum dans le voussoir à la clef à L'ELS.



Annexe A.18 : Moment fléchissant maximum dans le voussoir à la clef à L'ELU.

ANNEXE B
LES TABLEAUX DE CALCUL

ENSTP 2020/2021

Annexe B.1 : L'allure de tracé en plan des câbles de fléau.

VS	Câbles	L1,2 (m)	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Équation		
A VSP	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0
F VSP	C0	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0
F V1	C1	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0
F V2	C2 C2	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0
F V3	C3 C3	2,625	0,2	0,1	2,625	2,625	34,45	34,45	0,076	0,076	0,2	-0,0145	X^2
F V4	C4 C4	2,625	0,4	0,2	2,625	2,625	17,23	17,23	0,151	0,151	0,4	-0,0290	X^2
F V5	C5 C5	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0
F V6	C6 C6	2,625	0,2	0,1	2,625	2,625	34,45	34,45	0,076	0,076	0,2	-0,0145	X^2
F V7	C7 C7	2,625	0,4	0,2	2,625	2,625	17,23	17,23	0,151	0,151	0,4	-0,0290	X^2
F V8	C8 C8	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0
F V9	C9 C9	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0
F V10	C10 10	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0

Annexe B.2 : L'allure de tracé en élévation des câbles de fléau.

VS	Câbles	L(m)	d0	d1	Ri(m)	(rad)	Équation			
A VSP	0	0	0	0	0	0,00	0,00	+	0,000	0,00
F VSP	C0	0	0	0	0	0,00	0,00	+	0,000	0,00
F V1	C1	0	0	0	0	0,00	0,00	+	0,000	0,00
F V2	C2 C2	5,25	0,35	0,6	55,125	0,088	0,35	+	0,009	X2
F V3	C3 C3	5,25	0,35	0,6	55,125	0,088	0,35	+	0,009	X2
F V4	C4 C4	5,25	0,35	0,6	55,125	0,088	0,35	+	0,009	X2
F V5	C5 C5	5,25	0,15	0,6	30,625	0,140	0,15	+	0,016	X2
F V6	C6 C6	5,25	0,15	0,6	30,625	0,140	0,15	+	0,016	X2
F V7	C7 C7	5,25	0,15	0,6	30,625	0,140	0,15	+	0,016	X2
F V8	C8 C8	0	0	0	0	0,000	0	+	0,000	0,00
F V9	C9 C9	0	0	0	0	0,00	0,00	+	0,000	0,00
V10	C10 C10	0	0	0	0	0,00	0,00	+	0,000	0,00

Annexe B.3 : L'allure de tracé en plan des câbles de continuité de travée principale.

VS	Câbles	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Équation		
FIN V10	0	0	0	2,625	2,625	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,000	
FIN V10	0	0	0	2,625	2,625	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,000	
FIN V9	C1	0	0	2,625	2,625	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,000	0
FIN V9	C2	0	0	2,625	2,625	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,000	0
FIN V8	C3	0,2	0,1	2,625	2,625	34,45	34,45	0,076	0,076	0,2	-0,0145	X²
FIN V8	C4	0,2	0,1	2,625	2,625	34,45	34,45	0,076	0,076	0,2	-0,0145	X²
FIN V7	C5	0	0	2,625	2,625	#DIV/0!	#DIV/0!	0	0	0	0,0000	X²
FIN V7	C6	0,4	0,2	2,625	2,625	17,23	17,23	0,151	0,151	0,4	-0,0290	X²
FIN V6	C7	0,2	0,1	2,625	2,625	34,45	34,45	0,076	0,076	0,2	-0,0145	X²
FIN V6	C8	0	0	2,625	2,625	#DIV/0!	#DIV/0!	0	0	0	0,0000	X²
FIN V5	C9	0,4	0,2	2,625	2,625	17,23	17,23	0,151	0,151	0,4	-0,0290	X²
FIN V5	C10	0,2	0,1	2,625	2,625	34,4531	34,4531	0,076	0,07604	0,2	-0,0145	X²
FIN V4	C11	0,6	0,3	2,625	2,625	11,48	11,48	0,225	0,225	0,6	-0,0435	X²
FIN V4	C12	0,4	0,2	2,625	2,625	17,23	17,23	0,151	0,151	0,4	-0,0290	X²
FIN V3	C13	0,8	0,4	2,625	2,625	8,61	8,61	0,296	0,296	0,8	-0,0580	X²
FIN V3	C14	0,2	0,1	2,625	2,625	34,45	34,45	0,076	0,076	0,2	-0,0145	X²
FIN V2	C15	1	0,5	2,625	2,625	6,89	6,89	0,364	0,364	1	-0,0726	X²
FIN V2	C16	0	0	2,625	2,625	0	0	0	0	0	0,0000	0
FIN V1	C17	1,2	0,6	2,625	2,625	5,74	5,74	0,429	0,429	1,2	-0,0871	X²
FIN V1	C18	0,2	0,1	2,625	2,625	34,45	34,45	0,076	0,076	0,2	-0,0145	X²
FIN VSP	C19	1,4	0,7	2,625	2,625	4,92	4,92	0,490	0,490	1,4	-0,1016	X²
FIN VSP	C20	0,4	0,2	2,625	2,625	17,23	17,23	0,151	0,151	0,4	-0,0290	X²

Annexe B.4 : L'allure de tracé en élévation des câbles de continuité de travée principale.

VS	Câbles	L(m)	d0	d1	Ri(m)	(rad)	Équation		
FIN V10	**0**	5,25	0	0	0	0,00	0	0	0
FIN V10	**0**	5,25	0	0	0	0,00	0	0	0
FIN V9	**C1**	5,25	0	0	0	0,00	0	0	0
FIN V9	**C2**	5,25	0	0	0	0,00	0	0	0
FIN V8	**C3**	5,25	0,35	0,64	47,522	0,100	0,35	0,0105	X^2
FIN V8	**C4**	5,25	0,55	0,97	32,813	0,133	0,55	0,0152	X^2
FIN V7	**C5**	5,25	0,17	0,66	28,125	0,148	0,17	0,0178	X^2
FIN V7	**C6**	5,25	0,57	0,99	32,813	0,133	0,57	0,0152	X^2
FIN V6	**C7**	5,25	0,19	0,68	28,125	0,148	0,19	0,0178	X^2
FIN V6	**C8**	5,25	0,39	1,01	22,228	0,170	0,39	0,0225	X^2
FIN V5	**C9**	5,25	0,22	0,71	28,125	0,148	0,22	0,0178	X^2
FIN V5	**C10**	5,25	0,42	1,04	22,228	0,170	0,42	0,0225	X^2
FIN V4	**C11**	5,25	0,26	0,75	28,125	0,148	0,26	0,0178	X^2
FIN V4	**C12**	5,25	0,46	1,08	22,228	0,170	0,46	0,0225	X^2
FIN V3	**C13**	5,25	0,31	0,8	28,125	0,148	0,31	0,0178	x^2
FIN V3	**C14**	5,25	0,31	1,13	16,806	0,195	0,31	0,0298	X^2
FIN V2	**C15**	5,25	0,37	0,86	28,125	0,148	0,37	0,0178	X^2
FIN V2	**C16**	5,25	0,37	1,19	16,806	0,195	0,37	0,0298	X^2
FIN V1	**C17**	5,25	0,44	0,93	28,125	0,148	0,44	0,0178	X^2
FIN V1	**C18**	5,25	0,44	1,26	16,806	0,195	0,44	0,0298	X^2
FIN VSP	**C19**	5,25	0,51	1	28,125	0,148	0,51	0,0178	X^2
FIN VSP	**C20**	5,25	0,51	1,33	16,806	0,195	0,51	0,0298	X^2

Annexe B.5 : L'allure de tracé en plan des câbles de continuité de travée de rive.

VS	Câbles	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)	Équation		
VC1	0	0	0	2,625	2,625	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,000	0
VC2	C4	0,4	0,2	2,625	2,625	17,23	17,23	0,151	0,151	0,4	-0,0290	X²
VC2	C4	0,4	0,2	2,625	2,625	17,23	17,23	0,151	0,151	0,4	-0,0290	X²
VC	C3	0,2	0,1	1	1	5,00	5,00	0,197	0,197	0,2	-0,1000	X²
VC	C3	0,2	0,1	1	1	5,00	5,00	0,197	0,197	0,2	-0,1000	0
V10	C2	0	0	2,625	2,625	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0
V9	C1	0	0	2,625	2,625	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0
V8	C1	0	0	2,625	2,625	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0
V7	C2	0	0	2,625	2,625	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0
V6	C3	0,2	0,1	2,625	2,625	34,45	34,45	0,076	0,076	0,2	-0,0145	X²
V6	C3	0,2	0,1	2,625	2,625	34,45	34,45	0,076	0,076	0,2	-0,0145	X²
V5	C4	0,4	0,2	2,625	2,625	17,23	17,23	0,151	0,151	0,4	-0,0290	X²
V5	C4	0,4	0,2	2,625	2,625	17,23	17,23	0,151	0,151	0,4	-0,0290	X²
V4	0	0	0	2,625	2,625	0,00	0,00	0,000	0,000	0	0,0000	0

Annexe B.6 : L'allure de tracé en élévation des câbles de continuité de travée de rive.

VS	Câbles	L(m)	d0	d1	Ri(m)	(rad)	Équation		
VC1	**0**	5,25	0	0	0	0,00	0	0	0
VC2	**C4**	5,25	0,15	0,64	28,125	0,15	0,15	0,49	X²
VC2	**C4**	5,25	0,35	0,97	22,227823	0,17	0,35	0,62	X²
VC	**C3**	5,25	0,15	0,64	28,125	0,15	0,15	0,49	X²
VC	**C3**	5,25	0,35	0,97	22,227823	0,17	0,35	0,62	X²
V10	**C2**	5,25	0,35	0,97	22,227823	0,17	0,35	0,62	X²
V9	**C1**	5,25	0,17	0,66	28,125	0,15	0,17	0,49	X²
V8	**C1**	5,25	0,17	0,66	28,125	0,15	0,17	0,49	X²
V7	**C2**	5,25	0,39	1,01	22,227823	0,17	0,39	0,62	X²
V6	**C3**	5,25	0,22	0,71	28,125	0,15	0,22	0,49	X²
V6	**C3**	5,25	0,42	1,04	22,227823	0,17	0,42	0,62	X²
V5	**C4**	5,25	0,26	0,75	28,125	0,15	0,26	0,49	X²
V5	**C4**	5,25	0,46	1,08	22,227823	0,17	0,46	0,62	X²
V4	**0**	5,25	0	0	0	0,00	0	0	0

Annexe B.7 : Pertes par frottements.

X	Câbles	L	α 1	α 2	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
4	C0	4,00	0,000	0,000	17,75	0,00										
9,25	C1	5,25	0,000	0,000	40,72	23,25	0,00									
14,50	C2	5,25	0,088	0,000	88,20	71,30	48,81	0,00								
14,50	C2	5,25	0,088	0,000	88,20	71,30	48,81	0,00								
19,75	C3	5,25	0,088	0,152	133,89	117,54	95,79	48,90	0,00							
19,75	C3	5,25	0,088	0,152	133,89	117,54	95,79	48,90	0,00							
25,00	C4	5,25	0,088	0,302	191,45	175,80	154,97	133,80	71,39	0,00						
25,00	C4	5,25	0,088	0,302	191,45	175,80	154,97	133,80	71,39	0,00						
30,25	C5	5,25	0,140	0,000	166,50	150,55	129,32	107,75	85,84	63,58	0,00					
30,25	C5	5,25	0,140	0,000	166,50	150,55	129,32	107,75	85,84	63,58	0,00					
35,50	C6	5,25	0,140	0,152	204,06	188,56	167,93	146,98	125,69	104,06	63,58	0,00				
35,50	C6	5,25	0,140	0,152	204,06	188,56	167,93	146,98	125,69	104,06	63,58	0,00				
40,75	C7	5,25	0,140	0,302	255,25	240,37	220,57	200,45	180,01	159,24	138,15	63,58	0,00			
40,75	C7	5,25	0,140	0,302	255,25	240,37	220,57	200,45	180,01	159,24	138,15	63,58	0,00			
46,00	C8	5,25	0,000	0,000	191,81	176,16	155,33	134,18	112,68	90,85	68,67	46,14	23,25	0,00		
46,00	C8	5,25	0,000	0,000	191,81	176,16	155,33	134,18	112,68	90,85	68,67	46,14	23,25	0,00		
51,25	C9	5,25	0,000	0,000	212,06	196,66	176,16	155,33	134,18	112,68	90,85	68,67	46,14	23,25	0,00	
51,25	C9	5,25	0,000	0,000	212,06	196,66	176,16	155,33	134,18	112,68	90,85	68,67	46,14	23,25	0,00	
56,50	C10	5,25	0,000	0,000	232,00	216,84	196,66	176,16	155,33	134,18	112,68	90,85	68,67	46,14	23,25	0,00
56,50	C10	5,25	0,000	0,000	232,00	216,84	196,66	176,16	155,33	134,18	112,68	90,85	68,67	46,14	23,25	0,00
Moyenne					**170,445**	**154,54**	**149,50**	**137,94**	**123,59**	**110,77**	**94,79**	**67,31**	**46,02**	**34,70**	**23,25**	0,00
EN (%)					11,45	10,39	10,05	9,27	8,31	7,44	6,37	**4,52**	**3,09**	**2,33**	**1,56**	**0,00**

Annexe B.8 : Pertes par recul d'ancrage.

X	Câbles	L	Théta	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
4,00	C0	4,00	0,000	0,003	9,23	46,66	82,37										
9,25	C1	9,25	0,000	0,003	9,23	-	35,50	82,37									
14,50	C2	14,50	0,088	0,004	7,78	-	-	31,79	97,62								
14,50	C2	14,50	0,088	0,004	7,78	-	-	31,79	97,62								
19,75	C3	19,75	0,175	0,005	7,31	-	-	-	29,32	103,91							
19,75	C3	19,75	0,175	0,005	7,31	-	-	-	29,32	103,91							
25,00	C4	25,00	0,314	0,006	6,81	-	-	-	-	25,55	111,62						
25,00	C4	25,00	0,314	0,006	6,81	-	-	-	-	25,55	111,62						
30,25	C5	30,25	0,140	0,004	8,07	-	-	-	-	-	32,90	94,19					
30,25	C5	30,25	0,140	0,004	8,07	-	-	-	-	-	32,90	94,19					
35,50	C6	35,50	0,205	0,004	7,84	-	-	-	-	-	-	32,02	96,94				
35,50	C6	35,50	0,205	0,004	7,84	-	-	-	-	-	-	32,02	96,94				
40,75	C7	40,75	0,330	0,005	7,44	-	-	-	-	-	-	-	30,05	102,20			
40,75	C7	40,75	0,330	0,005	7,44	-	-	-	-	-	-	-	30,05	102,20			
46,00	C8	46,00	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	35,50	82,37		
46,00	C8	46,00	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	35,50	82,37		
51,25	C9	51,25	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35,50	82,37	
51,25	C9	51,25	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35,50	82,37	
56,50	C10	56,50	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35,50	82,37
56,50	C10	56,50	0,000	0,003	9,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35,50	82,37
Moyenne						**2,33**	**5,89**	**7,68**	**14,11**	**16,18**	**20,65**	**21,04**	**25,40**	**34,43**	**39,29**	**58,94**	**82,37**
En (%)						**0,16**	**0,40**	**0,52**	**0,95**	**1,09**	**1,39**	**1,41**	**1,71**	**2,31**	**2,64**	**3,96**	**5,54**

Annexe B.9 : Pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles.

Abcs	N° câbles	υ (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσe (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	40	3,19	0,27	2,92	124,46	16,85	593,54	3,75	13,86	0,93
Fin VSP	40	3,19	0,27	2,92	124,46	16,85	513,62	3,78	19,29	1,30
Fin V01	38	2,81	0,25	2,56	94,64	15,81	418,85	3,79	20,51	1,38
Fin V02	36	2,47	0,23	2,24	72,06	14,91	335,08	3,81	21,97	1,48
Fin V03	32	2,17	0,22	1,96	54,62	14,03	261,68	3,84	21,13	1,42
Fin V04	28	1,91	0,20	1,71	41,83	13,26	198,05	3,87	20,20	1,36
Fin V05	24	1,7	0,17	1,53	32,64	12,61	143,68	3,91	19,64	1,32
Fin V06	20	1,53	0,17	1,36	25,9	12,06	98,11	3,98	18,76	1,26
Fin V07	16	1,4	0,18	1,22	21,37	11,63	60,95	4,01	17,19	1,15
Fin V08	12	1,31	0,19	1,12	18,54	11,34	31,92	4,03	14,81	1,00
Fin V09	8	1,25	0,19	1,06	16,78	11,11	10,80	4,01	11,48	0,77
Fin V10	4	1,24	0,19	1,05	16,3	11,07	0,00	4,01	6,68	0,45

Annexe B.10 : Pertes per retrait de béton.

Zone climatique	ε_r	Ep (MPa)	Δσr (MPa)	Δσr (%)
A	0,0002	190 000	**38**	**2.55**

Annexe B.11 : Pertes par fluage.

Abcs	N° cables	υ (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	Δσf (MPa)	Δσe (%)
Axe VSP	40	3,19	0,27	2,92	124,46	16,85	593,54	3,71	66,65	4,48
Fin VSP	40	3,19	0,27	2,92	124,46	16,85	513,62	3,73	92,76	6,23
Fin V01	38	2,81	0,25	2,56	94,64	15,81	418,85	3,73	98,67	6,63
Fin V02	36	2,47	0,23	2,24	72,06	14,91	335,08	3,74	105,78	7,11
Fin V03	32	2,17	0,22	1,96	54,62	14,03	261,68	3,78	102,04	6,86
Fin V04	28	1,91	0,20	1,71	41,83	13,26	198,05	3,81	97,93	6,58
Fin V05	24	1,70	0,17	1,53	32,64	12,61	143,68	3,85	95,53	6,42
Fin V06	20	1,53	0,17	1,36	25,90	12,06	98,11	3,92	91,62	6,16
Fin V07	16	1,40	0,18	1,22	21,37	11,63	60,95	3,96	84,33	5,67
Fin V08	12	1,31	0,19	1,12	18,54	11,34	31,92	3,99	73,00	4,91
Fin V09	8	1,25	0,19	1,06	16,78	11,11	10,80	3,97	56,87	3,82
Fin V10	4	1,24	0,19	1,05	16,30	11,07	0,00	3,99	33,26	2,24

Annexe B.12 : Pertes par relaxation.

Abcs	N° cables	Seg pi	Mue	Mue 0	Δσrel (MPa)	en (%)
Axe VSP	40	1301,36	0,700	0,43	52,64	3,54
Fin VSP	40	1308,27	0,703	0,43	53,65	3,61
Fin V01	38	1310,31	0,704	0,43	53,95	3,63
Fin V02	36	1313,98	0,706	0,43	54,49	3,66
Fin V03	32	1327,10	0,713	0,43	56,43	3,79
Fin V04	28	1336,38	0,718	0,43	57,83	3,89
Fin V05	24	1352,54	0,727	0,43	60,29	4,05
Fin V06	20	1376,54	0,740	0,43	64,02	4,30
Fin V07	16	1390,37	0,748	0,43	66,22	4,45
Fin V08	12	1399,21	0,752	0,43	67,64	4,55
Fin V09	8	1394,33	0,750	0,43	66,85	4,49
Fin V10	4	1398,94	0,752	0,43	67,59	4,54

Annexe B.13 : Vérification des contraintes en phase de service : À vide.

section	X (m)	M (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)
début VC 01	-	0,00	0	0	0,00	#REF!	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	0,00	0	0
début VC 02	5,25	-28,07	0	4	0,00	12,82	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,76	1,58	0,48
début VSC C01-P01	10,50	-53,79	0	8	0,00	25,64	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,76	2,98	1,25
FIN V 10	12,50	-61,44	4	10	12,82	32,06	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,74	5,51	1,70
FIN V 09	17,75	-75,62	8	12	25,64	38,47	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,79	8,30	1,64
FIN V 08	23,00	-81,02	12	12	38,47	38,47	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,82	10,61	0,69
FIN V 07	28,25	-77,51	16	10	51,29	32,06	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,87	12,42	-1,01
FIN V 06	33,50	-64,88	20	8	64,11	25,64	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	1,99	13,40	-1,55
FIN V 05	38,75	-42,85	24	4	76,93	12,82	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,12	14,06	-1,65
FIN V 04	44,00	-11,03	28	0	89,76	0,00	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	0,00	14,28	-1,73
FIN V 03	49,25	31,01	32	0	102,58	0,00	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	0,00	14,03	-1,63
FIN V02	54,50	83,83	36	0	115,40	0,00	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	0,00	13,73	0,10
FIN V 01	59,75	147,99	38	0	121,81	0,00	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	0,00	12,57	1,75
FIN VSP P 01	65,00	224,13	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	11,18	5,05
AXE VSP P 01	69,00	290,50	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	9,48	7,06
FIN VSP P 01	73,00	211,99	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	11,50	4,69
FIN V01	78,25	119,91	38,00	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	12,79	5,08
FIN V02	83,50	39,81	36,00	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	14,24	5,32
FIN V03	88,75	-28,93	32,00	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	14,93	5,69
FIN V04	94,00	-86,92	28,00	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	15,73	5,83
FIN V05	99,25	-134,68	24,00	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	16,57	5,83
FIN V06	104,50	-172,66	20,00	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	17,24	5,99
FIN V07	109,75	-201,25	16,00	32	51,29	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	17,54	6,51
FIN V08	115,00	-220,73	12,00	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	17,21	7,77
FIN V09	120,25	-231,30	8,00	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	16,39	9,71
FIN V10	125,50	-233,12	4,00	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	14,72	9,53
AXE VSC P01-P02	126,50	-232,48	0	40	0,00	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,72	12,49	10,11
FIN V10	127,50	-231,56	4	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	14,60	9,72
FIN V09	132,75	-221,57	8	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	15,66	10,89
FIN V08	138,00	-202,80	12	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	15,94	9,79
FIN V07	143,25	-175,14	16	32	51,29	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	15,83	9,18
FIN V06	148,50	-138,35	20	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	15,20	9,08
FIN V05	153,75	-92,15	24	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	14,36	9,06
FIN V04	159,00	-36,16	28	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	13,41	9,07
FIN V03	164,25	30,06	32	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	12,58	8,81
FIN V02	169,50	107,07	36	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	11,94	8,26
FIN V01	174,75	195,45	38	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	10,55	7,83
FIN vsp p2	180,00	295,83	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	9,35	7,22
AXE VSP P 02	184,00	380,67	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	7,17	9,78
FIN vsp p2	188,00	300,09	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	9,24	7,35
FIN V01	193,25	205,32	38	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	10,26	8,19
FIN V02	198,50	122,54	36	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	11,41	8,93
FIN V03	203,75	51,12	32	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	11,75	9,93
FIN V04	209,00	-9,51	28	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	12,20	10,78
FIN V05	214,25	-59,91	24	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	12,68	11,51

FIN V06	219,50	-100,51	20	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	12,98	12,43
FIN V07	224,75	-131,71	16	32	51,29	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	12,99	13,61
FIN V08	230,00	-153,78	12	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	12,48	15,31
FIN V09	235,25	-166,94	8	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	11,59	17,53
FIN V10	240,50	-171,35	4	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	10,02	17,15
AXE VSC P02-P03	241,50	-171,21	0	40	0,00	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,72	7,83	17,67
FIN V10	242,50	-170,77	4	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	9,98	17,22
FIN V09	247,75	-163,38	8	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	11,33	17,96
FIN V08	253,00	-147,24	12	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	12,01	16,05
FIN V07	258,25	-122,21	16	32	51,29	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	12,37	14,58
FIN V06	263,50	-88,08	20	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	12,23	13,56
FIN V05	268,75	-44,57	24	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	11,88	12,67
FIN V04	274,00	8,69	28	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	11,37	11,94
FIN V03	279,25	72,17	32	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	10,91	11,04
FIN V02	284,50	146,38	36	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	10,59	9,98
FIN V01	289,75	231,91	38	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	9,47	9,15
FIN VSP P3	295,00	329,40	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	8,49	8,23
AXE VSP P03	299,00	412,17	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	6,36	10,74
FIN VSP P03	303,00	327,42	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	8,54	8,18
FIN V01	308,25	227,38	38	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	9,60	8,99
FIN V02	313,50	139,29	36	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	10,83	9,67
FIN V03	318,75	62,52	32	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	11,30	10,53
FIN V04	324,00	-3,56	28	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	11,92	11,16
FIN V05	329,25	-59,43	24	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	12,65	11,54
FIN V06	334,50	-105,53	20	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	13,27	11,98
FIN V07	339,75	-142,25	16	32	51,29	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	13,68	12,53
FIN V08	345,00	-169,86	12	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	13,61	13,50
FIN V09	350,25	-188,58	8	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	13,21	14,90
FIN V10	355,50	-198,54	4	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	12,09	13,79
AXE VSC P03-P04	356,50	-199,47	0	40	0,00	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,72	9,98	14,18
FIN V10	357,50	-200,10	4	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	12,21	13,60
FIN V09	362,75	-198,26	8	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	13,93	13,72
FIN V08	368,00	-187,64	12	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	14,87	11,50
FIN V07	373,25	-168,10	16	32	51,29	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	15,37	9,90
FIN V06	378,50	-139,44	20	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	15,26	8,98
FIN V05	383,75	-101,36	24	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	14,84	8,36
FIN V04	389,00	-53,50	28	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	14,21	7,97
FIN V03	394,25	4,59	32	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	13,60	7,47
FIN V02	399,50	73,46	36	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	13,09	6,79
FIN V01	404,75	153,69	38	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	11,79	6,31
FIN VSP P04	410,00	245,92	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	10,63	5,71
AXE VSP P04	414,00	324,66	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	8,61	8,09
FIN VSP P04	418,00	256,16	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	10,36	6,02
FIN V01	423,25	177,35	38	0	121,81	0,00	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	0,00	11,70	2,82
FIN V02	428,50	110,53	36	0	115,40	0,00	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	0,00	12,81	1,27
FIN V03	433,75	55,08	32	0	102,58	0,00	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	0,00	13,07	-0,36

FIN V04	439,00	10,4	28	0	89,76	0,00	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	0,00	13,30	-1,61
FIN V05	444,25	-24,03	24	4	76,93	12,82	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,12	13,08	-1,59
FIN V06	449,50	-48,68	20	8	64,11	25,64	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	1,99	12,45	-0,12
FIN V07	454,75	-63,92	16	10	51,29	32,06	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,87	11,53	0,38
FIN V08	460,00	-70,04	12	12	38,47	38,47	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,82	9,83	1,92
FIN V09	465,25	-67,24	8	12	25,64	38,47	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,79	7,68	2,66
FIN V10	470,50	-55,68	4	10	12,82	32,06	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,74	5,07	2,41
FINVSC P04-C02	472,50	-49,02	0	8	0,00	25,64	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,76	2,61	1,84
FIN VC2	477,75	-25,93	0	4	0,00	12,82	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,76	1,41	0,74
FIN VC1	483,00	0	0	0	0,00	0,00	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	0,00	0,00	0,00

Annexe B.14 : Vérification des contraintes en phase de service : En charge.

section	X (m)	M1 (MN.m)	M2 (MN.m)	n cables fleau	n cables Cont	P F	P C	s (m2)	i (m4)	v (m)	v' (m)	ef (m)	ec (m)	σ_{Sup} 1(MPa)	σ_{Inf1}(MPa)	σ_{Sup} 2(MPa)	σ_{Inf2}(MPa)
début VC 01	-	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
début VC 02	5,25	-28,27	-34,64	0	4	0,00	12,82	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,76	-0,56	3,94	2,08	-0,33
début VSC C01-P01	10,50	-51,20	-65,66	0	8	0,00	25,64	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,76	2,78	1,57	3,88	-0,21
FIN V 10	12,50	-58,32	-74,70	4	10	12,82	32,06	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,74	5,27	2,08	6,52	0,06
FIN V 09	17,75	-71,10	-90,96	8	12	25,64	38,47	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,79	7,96	2,19	9,44	-0,22
FIN V 08	23,00	-70,65	-96,52	12	12	38,47	38,47	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,82	9,87	1,86	11,70	-1,06
FIN V 07	28,25	-70,19	-91,88	8	10	25,64	32,06	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,87	7,68	0,72	9,10	-1,49
FIN V 06	33,50	-56,16	-78,60	20	8	64,11	25,64	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	1,99	12,88	-0,77	14,21	-1,77
FIN V 05	38,75	-32,73	-54,87	24	4	76,93	12,82	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,12	13,54	-2,25	14,69	-2,10
FIN V 04	44,00	1,26	-23,92	28	0	89,76	0,00	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	0,00	13,72	-2,40	14,87	-2,68
FIN V 03	49,25	50,76	16,55	32	0	102,58	0,00	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	0,00	13,24	-0,59	14,60	-2,40
FIN V02	54,50	112,32	67,80	36	0	115,40	0,00	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	0,00	12,75	1,35	14,28	-0,60
FIN V 01	59,75	190,18	130,40	38	0	121,81	0,00	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	0,00	11,32	3,28	13,09	1,11
FIN VSP P 01	65,00	282,96	204,97	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	9,68	6,83	11,68	4,48
AXE VSP P 01	69,00	363,41		40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	7,61	9,26	16,93	-1,72
FIN VSP P 01	73,00	282,11	181,89	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	9,70	6,81	12,27	3,78
FIN V01	78,25	186,37	76,63	38	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	10,82	7,50	14,08	3,51
FIN V02		102,61	-15,04	36	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	12,09	8,06	16,12	2,92

	83,50															
FIN V03	88,75	30,20	-93,76	32	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	12,58	8,82	17,50	2,26
FIN V04	94,00	-31,44	-160,12	28	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	13,20	9,38	17,56	1,16
FIN V05	99,25	-81,04	-214,65	24	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	13,78	9,90	17,71	-0,25
FIN V06	104,50	-120,02	-257,80	20	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	14,13	10,69	18,02	-1,60
FIN V07	109,75	-149,60	-289,95	16	32	51,29	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	14,16	11,78	18,54	-2,54
FIN V08	115,00	-170,07	-311,39	12	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	13,63	13,48	19,08	-2,45
FIN V09	120,25	-181,64	-322,33	8	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	12,69	15,74	18,87	-1,36
FIN V10	125,50	-182,82	-322,90	4	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	10,90	15,73	18,55	-1,54
AXE VSC P01-P02	126,50	-184,00	-321,72	0	40	0,00	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,72	8,80	16,09	18,28	-0,89
FIN V10	127,50	-179,12	-320,54	4	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	10,61	16,19	17,37	-1,25
FIN V09	132,75	-174,24	-307,00	8	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	12,14	16,64	17,03	0,50
FIN V08	138,00	-156,50	-283,18	12	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	12,67	15,01	16,62	0,73
FIN V07	143,25	-129,82	-248,85	8	32	25,64	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	8,61	14,79	16,41	2,64
FIN V06	148,50	-94,03	-203,79	20	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	12,58	13,03	19,06	3,24
FIN V05	153,75	-48,82	-147,71	24	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	12,10	12,35	17,25	4,84
FIN V04	159,00	8,64	-81,58	28	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	11,37	11,93	15,49	6,18
FIN V03	164,25	76,42	-6,08	32	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	10,74	11,27	14,02	6,90
FIN V02	169,50	154,98	81,37	36	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	10,30	10,35	12,82	7,13
FIN V01	174,75	244,91	179,61	38	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	9,08	9,63	11,02	7,25
FIN vsp p2	180,00	346,84	277,32	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	8,04	8,76	9,82	6,66
AXE VSP P 02	184,00	443,21		40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	5,57	11,67	16,93	-1,72
FIN vsp p2	188,00	351,68	281,62	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	7,91	8,91	9,71	6,79
FIN V01	193,25	243,57	189,55	38	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	9,12	9,58	10,73	7,61
FIN V02	198,50	149,73	109,47	36	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	10,47	10,12	11,85	8,36
FIN V03	203,75	76,36	35,86	32	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	10,75	11,26	12,35	9,12
FIN V04	209,00	13,76	-29,96	28	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	11,13	12,26	13,13	9,47

FIN V05	214,25	-38,57	-85,63	24	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	11,57	13,13	14,02	9,55
FIN V06	219,50	-81,13	-134,34	20	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	11,83	14,16	14,98	9,41
FIN V07	224,75	-114,27	-172,02	16	32	51,29	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	11,85	15,39	15,63	9,50
FIN V08	230,00	-137,51	-198,98	12	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	11,33	17,15	15,67	10,22
FIN V09	235,25	-149,88	-215,43	8	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	10,32	19,60	15,21	11,63
FIN V10	240,50	-151,54	-221,52	4	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	8,52	19,59	13,84	10,96
AXE VSC P02-P03	241,50	-153,20	-221,34	0	40	0,00	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,72	6,46	19,89	11,64	11,49
FIN V10	242,50	-152,62	-221,16	4	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	8,60	19,46	13,81	11,01
FIN V09	247,75	-144,43	-213,23	8	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	9,92	20,27	15,04	11,90
FIN V08	253,00	-127,51	-194,95	12	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	10,62	18,27	15,38	10,67
FIN V07	258,25	-101,69	-166,18	8	32	25,64	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	6,77	17,66	10,99	11,08
FIN V06	263,50	-66,77	-126,72	20	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	10,97	15,46	14,51	10,11
FIN V05	268,75	-21,45	-76,26	24	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	10,67	14,43	13,53	10,27
FIN V04	274,00	34,50	-14,95	28	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	10,19	13,59	12,44	10,43
FIN V03	279,25	100,68	53,82	32	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	9,78	12,55	11,64	10,07
FIN V02	284,50	177,59	133,90	36	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	9,52	11,34	11,02	9,43
FIN V01	289,75	268,34	222,61	38	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	8,39	10,48	9,75	8,81
FIN VSP P3	295,00	378,13	318,52	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	7,24	9,71	8,76	7,91
AXE VSP P03	299,00	471,03	317.65	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	4,86	12,51	16,93	-1,72
FIN VSP P03	303,00	376,14	316,46	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	7,29	9,65	8,82	7,84
FIN V01	308,25	263,75	217,85	38	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	8,52	10,31	9,89	8,64
FIN V02	313,50	172,10	127,81	36	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	9,71	11,10	11,23	9,16
FIN V03	318,75	92,94	45,26	32	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	10,09	12,14	11,98	9,62
FIN V04	324,00	24,46	-26,21	28	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	10,65	12,94	12,96	9,71
FIN V05	329,25	-33,78	-86,95	24	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	11,32	13,49	14,09	9,45
FIN V06	334,50	-82,28	-137,84	20	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	11,90	14,05	15,18	9,10
FIN V07		-121,38	-178,69	16	32	51,29	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	12,31	14,66	16,07	8,81

	339,75																
FIN V08	345,00	-151,38	-209,25	12	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	12,31	15,58	16,39	9,06
FIN V09	350,25	-172,48	-229,76	8	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	12,01	16,86	16,27	9,89
FIN V10	355,50	-184,83	-240,96	4	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	11,05	15,49	15,32	8,56
AXE VSC P03-P04	356,50	-186,07	-241,98	0	40	0,00	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,72	8,96	15,83	13,21	8,94
FIN V10	357,50	-187,30	-242,65	4	40	12,82	128,22	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,72	11,24	15,18	15,45	8,36
FIN V09	362,75	-182,24	-240,26	8	40	25,64	128,22	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,75	12,73	15,67	17,06	8,62
FIN V08	368,00	-177,18	-227,80	12	36	38,47	115,40	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,84	14,13	12,68	17,71	6,97
FIN V07	373,25	-156,38	-205,12	8	32	25,64	102,58	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,93	10,35	12,08	13,54	7,11
FIN V06	378,50	-126,45	-172,57	20	28	64,11	89,76	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	2,05	14,49	10,14	17,22	6,02
FIN V05	383,75	-87,10	-130,43	24	24	76,93	76,93	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,19	14,09	9,44	16,35	6,15
FIN V04	389,00	-37,97	-77,76	28	20	89,76	64,11	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	2,34	13,50	8,96	15,31	6,42
FIN V03	394,25	21,39	-14,19	32	16	102,58	51,29	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	2,52	12,93	8,35	14,34	6,47
FIN V02	399,50	91,52	60,71	36	12	115,40	38,47	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	2,71	12,47	7,58	13,53	6,23
FIN V01	404,75	175,93	144,94	38	8	121,81	25,64	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	2,93	11,13	7,12	12,05	5,99
FIN VSP P04	410,00	279,05	234,76	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	9,78	6,71	10,91	5,38
AXE VSP P04	414,00	366,81	238.86	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	7,53	9,37	16,93	-1,72
FIN VSP P04	418,00	291,10	243,92	40	4	128,22	12,82	16,85	124,46	3,19	3,76	2,92	3,16	9,47	7,08	10,68	5,65
FIN V01	423,25	204,82	166,12	38	0	121,81	0,00	15,81	94,64	2,81	3,44	2,56	0,00	10,88	3,81	12,03	2,41
FIN V02	428,50	135,56	99,76	36	0	115,40	0,00	14,91	72,06	2,47	3,15	2,24	0,00	11,95	2,37	13,18	0,80
FIN V03	433,75	77,62	39,32	32	0	102,58	0,00	14,03	54,62	2,17	2,89	1,95	0,00	12,17	0,83	13,70	-1,19
FIN V04	439,00	30,53	-9,52	28	0	89,76	0,00	13,26	41,83	1,91	2,67	1,71	0,00	12,38	-1,08	14,21	-2,64
FIN V05	444,25	-6,34	-47,12	24	4	76,93	12,82	12,61	32,64	1,70	2,48	1,53	2,12	12,16	-0,24	14,29	-2,38
FIN V06	449,50	-33,44	-73,71	20	8	64,11	25,64	12,06	25,90	1,53	2,31	1,36	1,99	11,55	1,24	13,93	-2,36
FIN V07	454,75	-51,12	-89,48	16	10	51,29	32,06	11,63	21,37	1,40	2,18	1,22	1,87	10,69	1,68	13,20	-2,23
FIN V08	460,00	-55,23	-94,61	12	12	38,47	38,47	11,34	18,54	1,31	2,09	1,12	1,82	8,78	3,59	11,57	-0,85
FIN V09	465,25	-59,34	-89,12	8	12	25,64	38,47	11,11	16,78	1,25	2,04	1,06	1,79	7,09	3,62	9,31	0,00

FIN V10	470,50	-50,22	-73,02	4	10	12,82	32,06	11,07	16,30	1,24	2,01	1,05	1,74	4,66	3,08	6,39	0,27
FINVSC P04-C02	472,50	-44,49	-64,10	0	8	0,00	25,64	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,76	2,27	2,40	3,76	-0,02
FIN VC2	477,75	-23,85	-32.58	0	4	0,00	12,82	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	1,76	1,26	1,00	-0,56	3,94
FIN VC1	483,00	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	11,07	16,30	1,24	2,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

ANNEXE D
FRRAILLAGE

ENSTP 2020/2021

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR SUR PILE

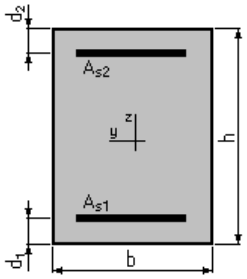
❖ Hourdis supérieure nappe supérieure (calcul de section en flexion simple)

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	423,82	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 49,9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 5,1 (cm2)		
théorique	ρ = 1,25 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,13 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 423,82 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 18,1 (cm)
Bras de levier: Z = 34,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 13,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

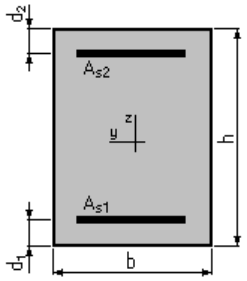
❖ Hourdis supérieure nappe inférieure (calcul de section en flexion simple)

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	274,46	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 69,2 (cm2) Section théorique A_{s2} = 32,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3,1 (cm2)
théorique ρ = 5,07 (%)
minimum ρ_{min} = 0,16 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 274,46 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,2 (cm)
Bras de levier: Z = 16,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 21,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 173,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

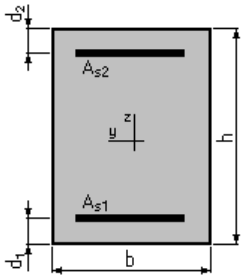
❖ Hourdis inférieure nappe supérieure (calcul de section en flexion simple)

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 75,0 (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	332,56	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 8,0 (cm2)
théorique ρ = 0,30 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 332,56 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 18,0 (cm)
Bras de levier: Z = 64,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

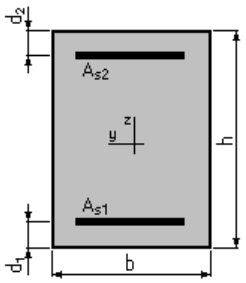
❖ Hourdis inférieure nappe inférieure (calcul de section en flexion simple)

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 75,0 (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	273,05	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 16,9 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 8,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,24 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 273,05 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,5 (cm)
Bras de levier: Z = 64,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

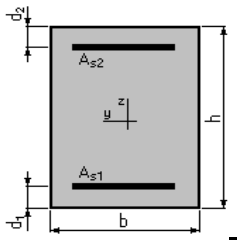
❖ L'âme nappe externe (calcul de section en flexion composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	63,16	367,05

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 36,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,81 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 63,16 (kN) M = 367,05 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 17,8 (cm)
Bras de levier: Z = 39,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

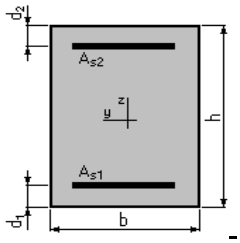
❖ L'âme nappe interne (calcul de section en flexion composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	586,38	332,56

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 23,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,51 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 586,38 (kN) M = 332,56 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 19,0 (cm)
Bras de levier: Z = 38,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 12,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

FERRAILLAGE DE VOUSSOIR A' LA CLEF

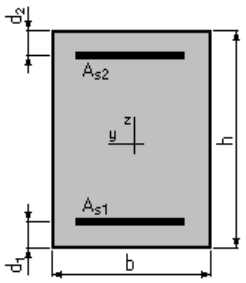
❖ Hourdis supérieure nappe supérieure (calcul de section en flexion simple)

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 45,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	341,54	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 39,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,1 (cm2)
théorique ρ = 0,99 (%)
minimum ρ_{min} = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 341,54 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,7 (cm)
Bras de levier: Z = 34,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 11,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

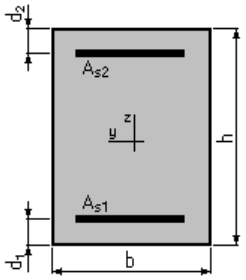
❖ Hourdis supérieure nappe inférieure (calcul de section en flexion simple)

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	208,41	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 51,6 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 6,8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 3,1 (cm2)		
théorique	ρ = 2,92 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,16 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 208,41 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,2 (cm)
Bras de levier: Z = 16,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 21,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 173,8 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

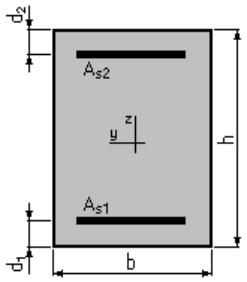
❖ Hourdis inférieure nappe supérieure (calcul de section en flexion simple)

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 75,0 (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	119,38	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 8,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,0 (cm2)
théorique ρ = 0,11 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 119,38 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,11
Position de l'axe neutre: y = 11,8 (cm)
Bras de levier: Z = 66,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 15,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

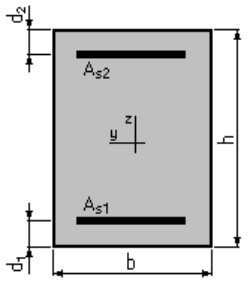
❖ Hourdis inférieure nappe inférieure (calcul de section en flexion simple)

1. Hypothčses:

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 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 75,0 (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	124,62	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 8,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 8,0 (cm2)
théorique ρ = 0,11 (%)
minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS M_{max} = 124,62 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,06
Position de l'axe neutre: y = 11,8 (cm)
Bras de levier: Z = 66,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,3 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 16,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

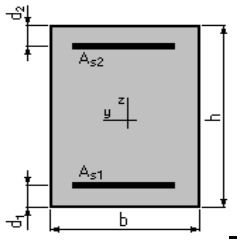
❖ **L'âme nappe externe (calcul de section en flexion composée)**

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	12,73	313,59

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 31,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,70 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 12,73 (kN) M = 313,59 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 16,5 (cm)
Bras de levier: Z = 39,5 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 9,7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

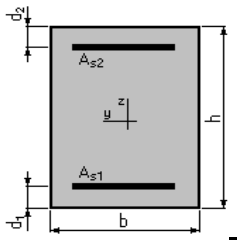
❖ L'âme nappe interne (calcul de section en flexion composée)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 50,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELS	464,49	185,01

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 9,4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2)
théorique ρ = 0,21 (%)
minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

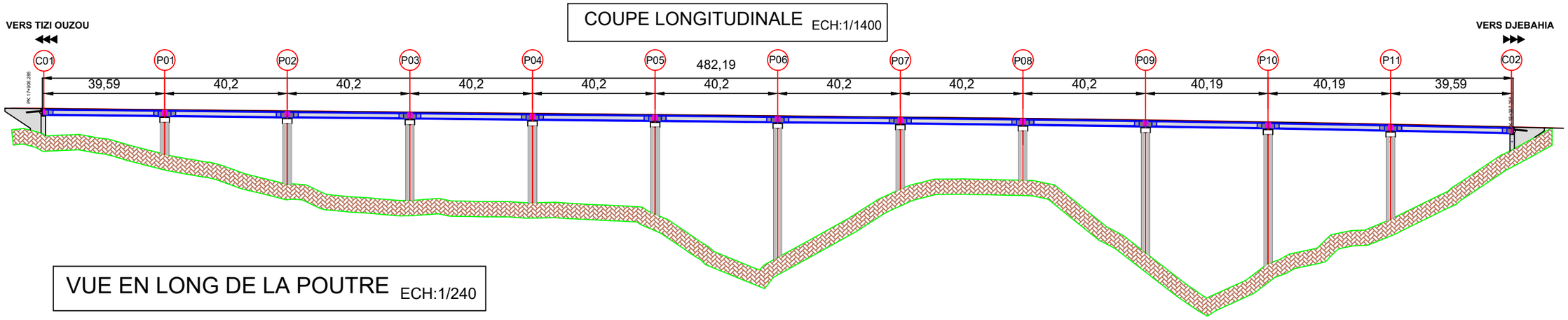
Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS N = 464,49 (kN) M = 185,01 (kN*m)

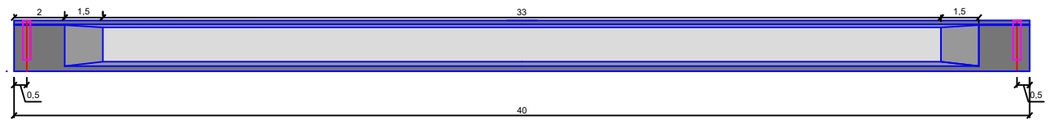
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 15,7 (cm)
Bras de levier: Z = 39,8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

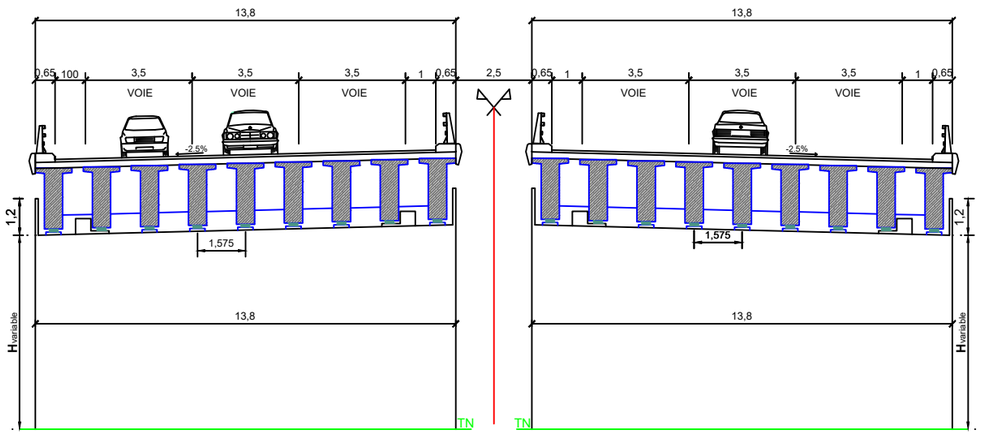
COUPE LONGITUDINALE ECH:1/1400



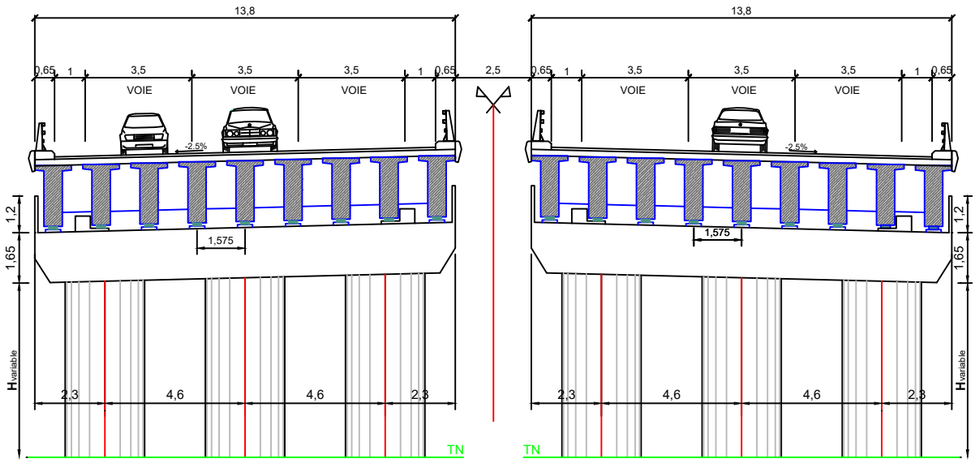
VUE EN LONG DE LA POUTRE ECH:1/240

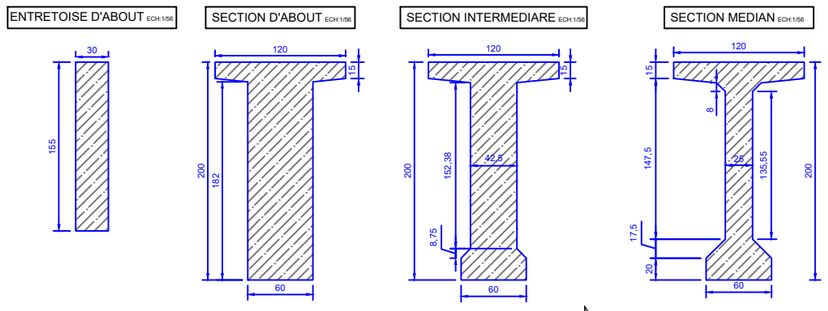


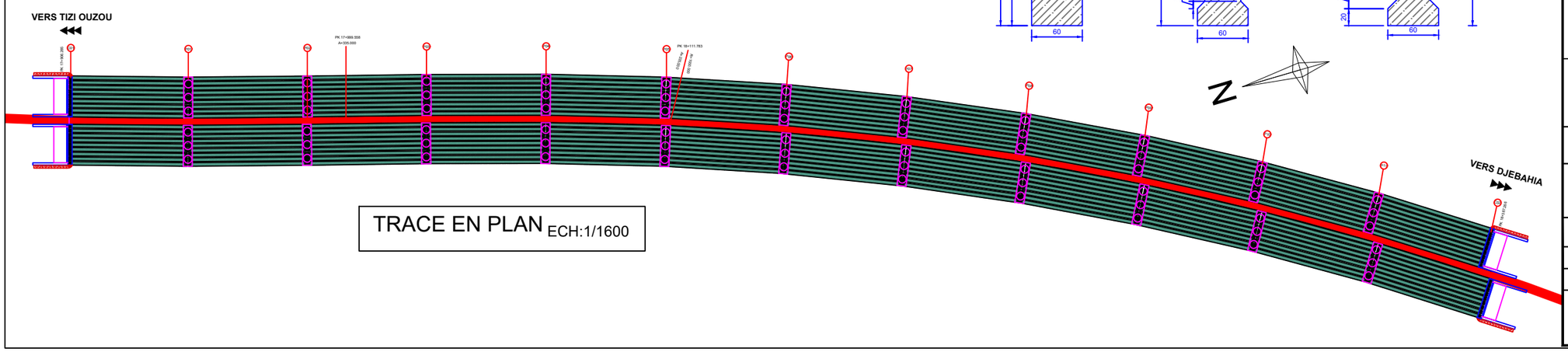
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE ECH:1/200



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ECH:1/200







TRACE EN PLAN ECH:1/1600

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

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

PROJET DE FIN D'ETUDES

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V07 AU NIVEAU DU PROJET DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

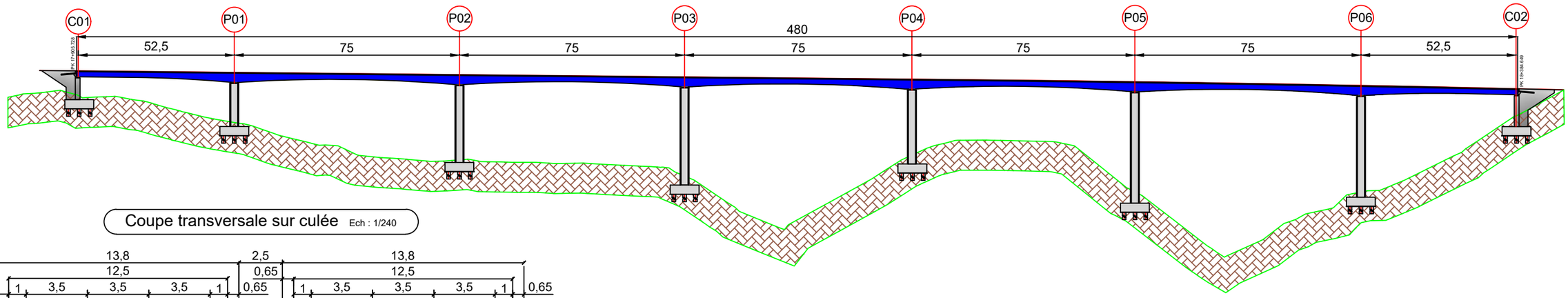
AUTEURS DE PROJET:	DIF Hichem
ENCADRE PAR :	Mr. Y BABAKHOUYA Mr. T MOHAMMED
Variantete N°1	Pont a poutres précontraintes du type VIPP
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2020 / 2021

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

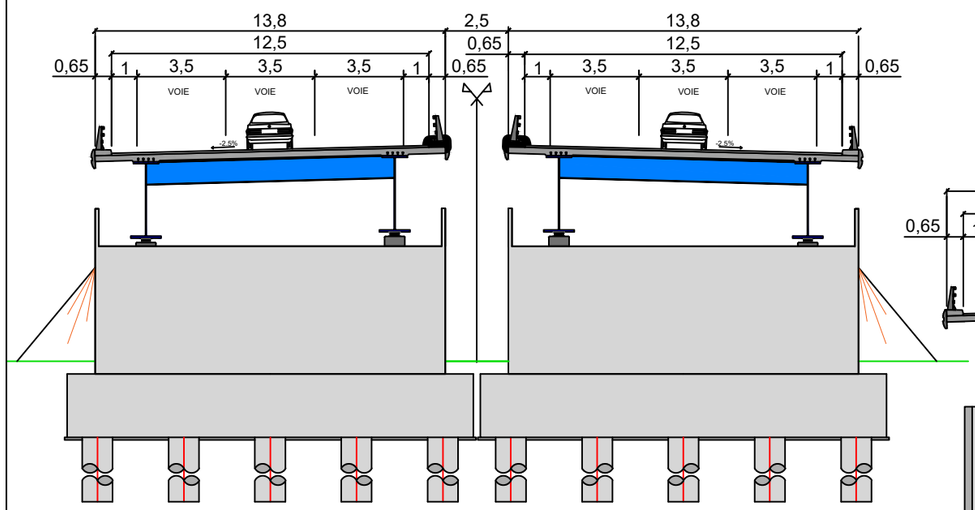
Profil en plan Ech : 1/1400

VERS TIZI OUZOU

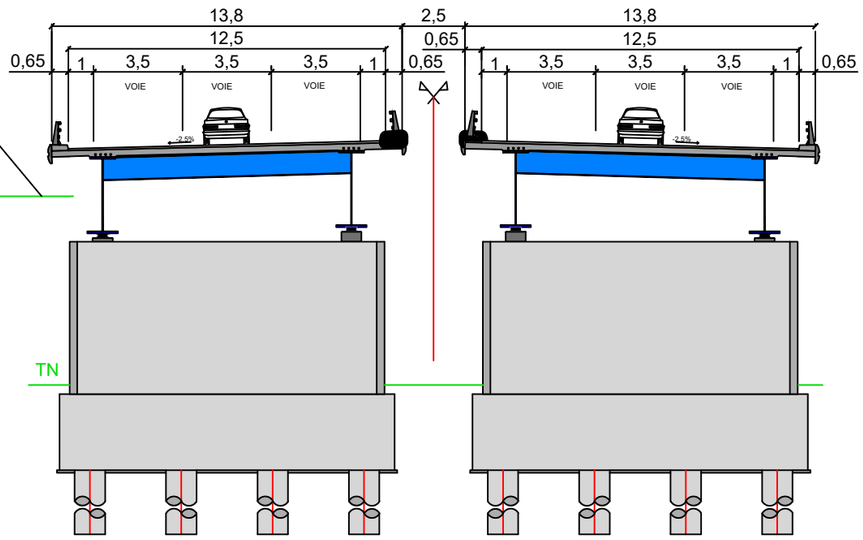
VERS DJEBAHIA



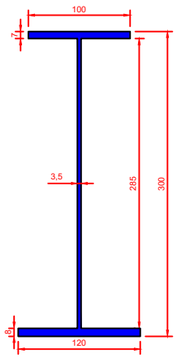
Coupe transversale sur culée Ech : 1/240



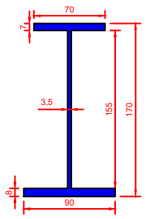
Coupe transversale sur pile Ech : 1/240



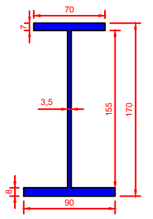
COUPE POUTRE SUR PILE Ech : 1/60



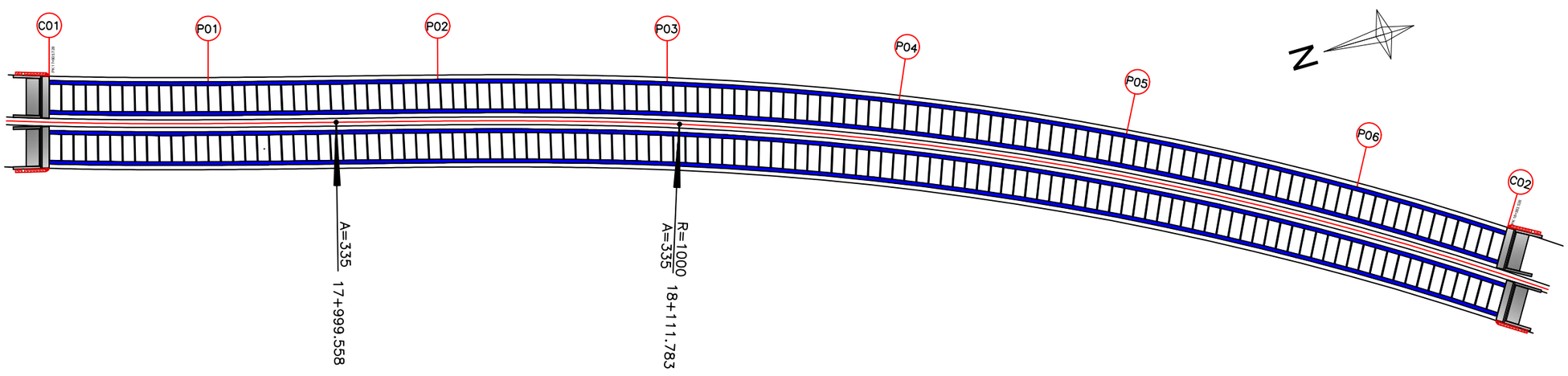
COUPE POUTRE SUR TRAVEE Ech : 1/60



COUPE POUTRE SUR TRAVEE Ech : 1/60



Profil en plan Ech : 1/1600



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

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

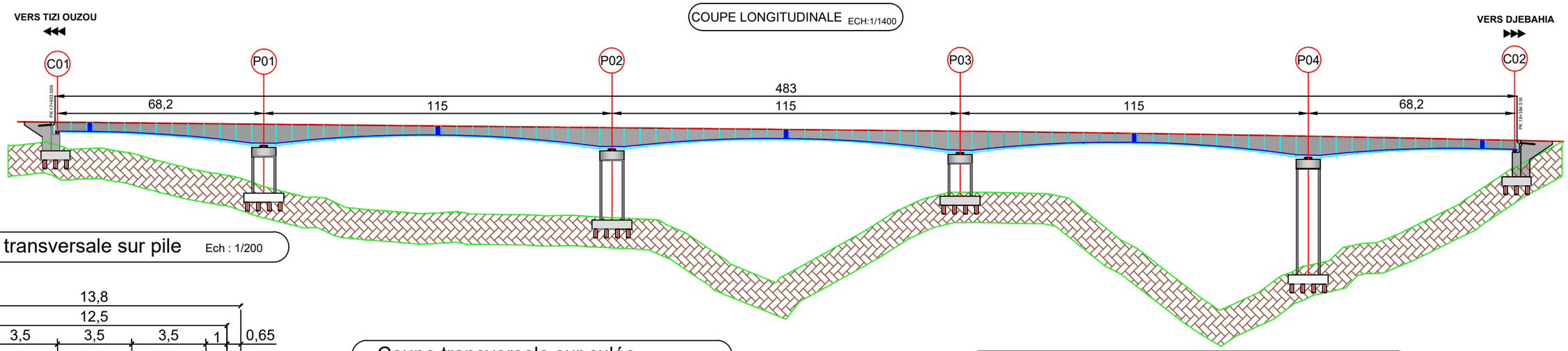
PROJET DE FIN D'ETUDES

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V07 AU NIVEAU DU PROJET DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

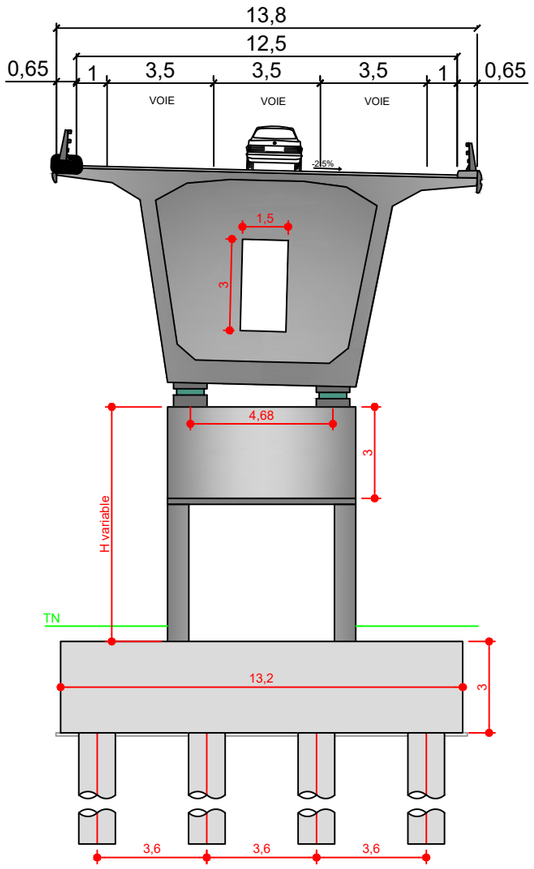
AUTEURS DE PROJET:	DIF Hichem
ENCADRE PAR :	Mr. Y BABAKHOUYA Mr. T MOHAMMED
Variantete N°2	Pont mixte acier-béton bipoutre
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2020 / 2021

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

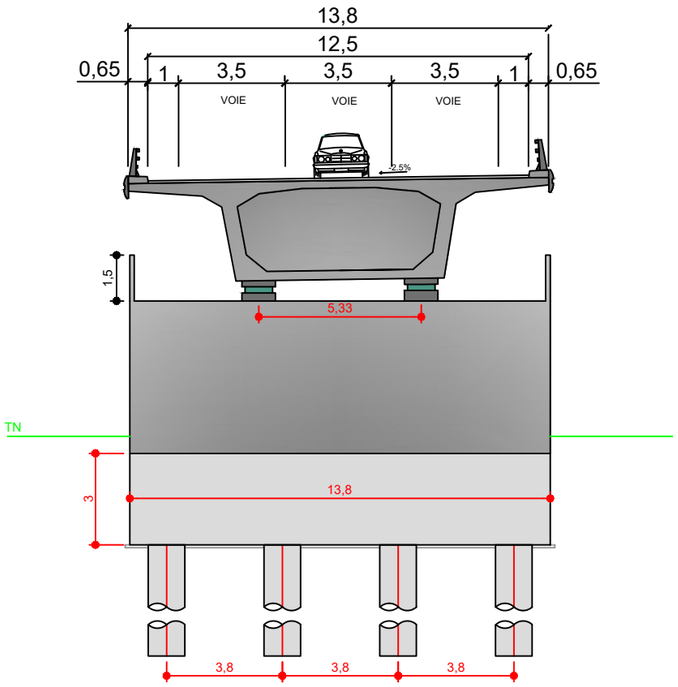
COUPE LONGITUDINALE ECH:1/1400



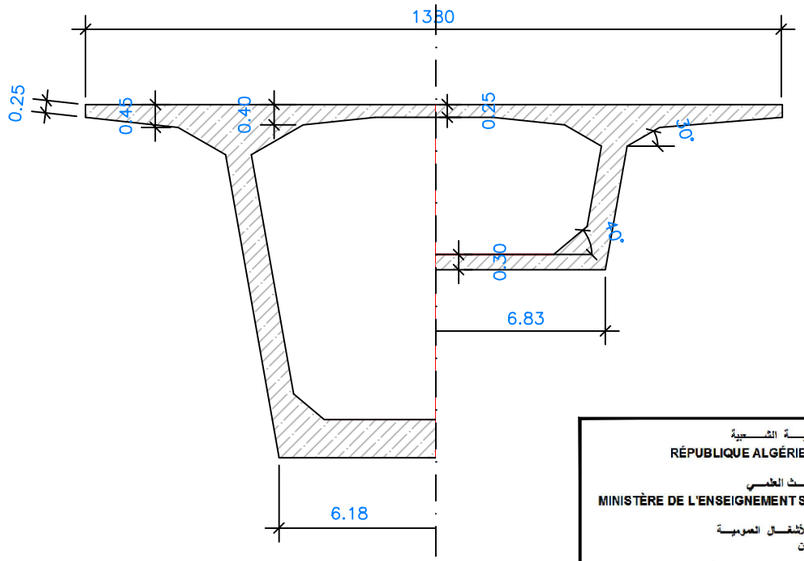
Coupe transversale sur pile Ech : 1/200



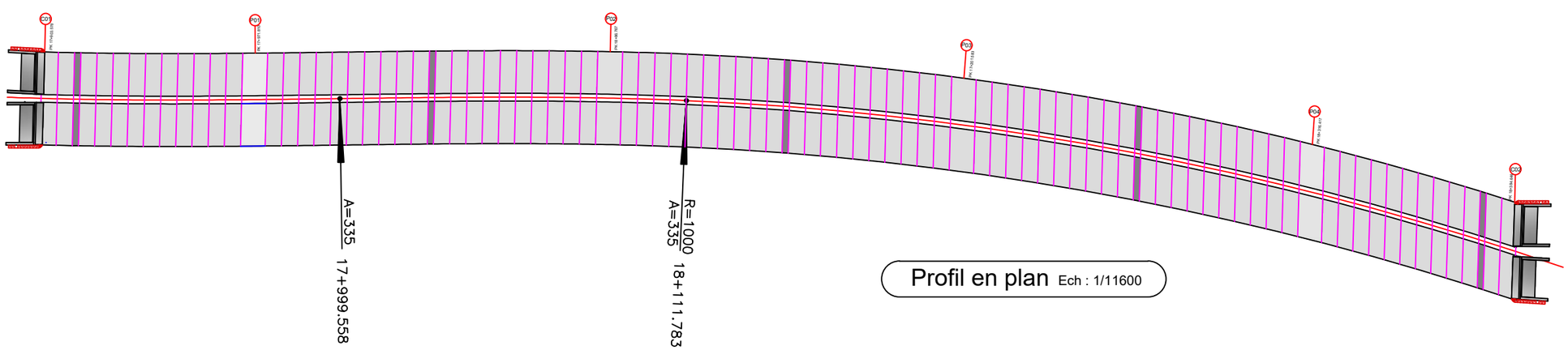
Coupe transversale sur culée Ech : 1/200



COUPE TRANSVERSALE DES VSC ET VSP Echelle : 1/120



Profil en plan Ech : 1/11600



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

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

PROJET DE FIN D'ETUDES

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC V07 AU NIVEAU DU PROJET DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

AUTEURS DE PROJET:	DIF Hichem
ENCADRE PAR :	Mr. Y BABAKHOUYA Mr. T MOHAMMED
Variantete N°3	Pont voussoirs en béton précontraint par encorbellement successi
ECHELLE	VOIR PLAN
ANNEE UNIVERSITAIRE	2020 / 2021

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